



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική εργασία

## Επιρροή αβεβαιοτήτων στη βέλτιστη χωροθέτηση συστημάτων σεισμικής μόνωσης



Σπαχής Ανδρέας

Επιβλέποντες: Λαγαρός Νικόλαος  
Φραγκιαδάκης Μιχάλης

Αθήνα  
Δεκέμβριος 2013

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην πραγματοποίηση αυτής της διπλωματικής εργασίας. Αρχικά οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την ενθάρρυνση και την ουσιαστική υποστήριξη όλα αυτά τα χρόνια.

Στη συνέχεια θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Νικόλαο Λαγαρό για τη συμβολή και την καθοδήγηση του και τον κύριο Μιχάλη Φραγκιαδάκη για τη βοήθεια του. Ακόμη τον υποψήφιο διδάκτορα Νικόλαο Καλλιώρα για τη βοήθεια και τις συμβουλές σχετικά με το θέμα της βελτιστοποίησης. Τέλος ευχαριστώ τους φίλους μου για τη συμπαράσταση και την κατανόηση.



## Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία το αντικείμενο είναι η ανάλυση, ο βέλτιστος σχεδιασμός, και η διερεύνηση της επιρροής των αβεβαιοτήτων στο σχεδιασμό συστημάτων σεισμικής μόνωσης για νέες και υφιστάμενες τυχούσας κάτοψης κατασκευές. Στα πλαίσια της εφαρμόστηκε ένα υπολογιστικό εργαλείο προδιαστασιόλογησης των συστημάτων σεισμικής μόνωσης γραμμένο στο περιβάλλον του Matlab. Ταυτόχρονα επιχειρείται η εύρεση της βέλτιστης διάταξης των συστημάτων σεισμικής μόνωσης με στόχο την ελαχιστοποίηση της απόστασης μεταξύ του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας της κατασκευής. Η βελτιστοποίηση επιτυγχάνεται με τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης Cuckoo search. Δίνεται και μια εκτίμηση για την επιρροή των αβεβαιοτήτων των χαρακτηριστικών των συστημάτων σεισμικής μόνωσης στο σχεδιασμό της σεισμικής μόνωσης. Στη συνέχεια δεδομένη υφιστάμενη κατασκευή μονώνεται σεισμικά χρησιμοποιώντας το εργαλείο προδιαστασιόλογησης και υποβάλετε σε φασματικές αναλύσεις.

Στο πρώτο κεφάλαιο δίνονται κάποια εισαγωγικά στοιχεία για το αντικείμενο της εργασίας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναφέρονται οι μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών και δίνεται επιγραμματικά το αντικείμενο της σεισμικής μόνωσης.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα συστήματα σεισμικής μόνωσης και δίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά τους.

Στο τέταρτο κεφάλαιο αναφέρονται οι σύγχρονοι κανονισμοί σχεδιασμού των συστημάτων σεισμικής μόνωσης, οι μέθοδοι της διαστασιόλογησης και της ανάλυσης και δίνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι και τα βήματα του εργαλείου διαστασιόλογησης των συστημάτων σεισμικής μόνωσης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις κατασκευαστικές απαιτήσεις οι οποίες αφορούν την εγκατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης και δίνονται οι δομικές και αρχιτεκτονικές απαιτήσεις τις οποίες ικανοποιούν οι σεισμικά μονωμένες κατασκευές.

Στο έκτο κεφάλαιο αναφέρεται η θεωρία του βέλτιστου σχεδιασμού των κατασκευών.

Στο έβδομο κεφάλαιο αναφέρεται ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης Cuckoo search και δίνονται επιγραμματικά τα βήματα της διαδικασίας βελτιστοποίησης του αλγορίθμου.

Στο όγδοο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο φορέα και το αντίστοιχο προσομοίωμα το οποίο δημιουργήθηκε για τις αναλύσεις στο SAP2000. Δίνονται οι ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά των διατομών, οι φορτίσεις οι οποίες επιβάλλονται και το φάσμα διέγερσης.

Στο ένατο κεφάλαιο αναφέρεται η διαδικασία της ανάλυσης της υφιστάμενης κατασκευής για συμβατική θεμελίωση και για σεισμική μόνωση αρχικού και βέλτιστου σχεδιασμού.

Στο δέκατο κεφάλαιο 10 δίνονται τα θεωρητικά στοιχεία για τις αβεβαιότητες και στη συνέχεια αναφέρεται η διαδικασία της ανάλυσης τους.

Στο ενδέκατο γίνεται αναφορά στη σύγκριση των διαφορετικών αναλύσεων της υφιστάμενης κατασκευής.

Στο δωδέκατο κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα.

# Abstract

The subject of this diploma thesis is the analysis, the optimal design and the examination of the effect of the uncertainties in the design of seismic isolation systems for design purposes or existing structures of any plan view. For this purpose, a Matlab Tool was developed for the preliminary design of the seismic isolation systems aiming to the minimization of the distance between the centre of mass and the centre of rigidity of the structure. The optimization is achieved using an optimization algorithm called Cuckoo search. Additionally, an assessment of the influence of the uncertainties in the design characteristics of the seismic isolation systems is made. As a case study, an existing reinforced concrete building is concerned, in which a seismic isolation system is applied and it is subsequently subjected to a spectral analysis.

More specifically, in the first chapter there is the main subject and an overview of the current thesis.

In the second chapter, are presented the aseismic design methods and the general meaning of seismic isolation.

The third chapter concerns with the seismic isolation systems and their basic characteristics.

The fourth chapter refers to the current design codes on seismic isolation, the methods of preliminary design and evaluation as well as the implied verifications and the steps followed in the Matlab Tool.

In the fifth chapter, are mentioned the construction requirements of the seismic isolation systems and the structural and architectural assets that they should suffice.

The sixth chapter describes the theory of optimal design of structures.

The seventh chapter indicates the optimization algorithm Cuckoo search and the steps of the procedure.

In the eighth chapter there is a presentation of the building considered and how it is simulated in SAP2000. Materials' properties, sections' shapes and characteristics, the applied loads and the excitation spectrum are also defined.

In the ninth chapter, are presented the analysis of the initial building with the existing foundation, with a calculated seismic isolation system and with the optimal solution.

The tenth chapter deals with the theoretical approach of uncertainties followed by the procedure of their explanation.

The eleventh chapter compares the results of the different analysis.

And finally the last chapter presents the conclusions made.

## Περιεχόμενα

<b>1. Εισαγωγή.....</b>	<b>5</b>
<b>2. Μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης.....</b>	<b>7</b>
2.1 Εισαγωγή.....	7
2.2 Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού .....	8
2.2.1 Συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός.....	8
2.2.2 Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός.....	11
2.3 Ιστορική αναδρομή εξέλιξης της ενίσχυσης.....	13
2.4 Αντικείμενο σεισμικής μόνωσης.....	14
2.4.1 Γενικά.....	14
2.4.2 Θεωρητικό υπόβαθρο.....	15
2.4.3 Προδιαγραφές εφαρμογής της ενίσχυσης.....	18
2.4.4 Εφαρμογής της ενίσχυσης στην Ελλάδα.....	24
<b>3. Στοιχεία σεισμικής μόνωσης.....</b>	<b>25</b>
3.1 Εισαγωγή.....	25
3.2 Εφέδρανα σεισμικής μόνωσης.....	25
3.2.1 Γενικά.....	25
3.2.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα.....	26
3.2.3 Εφέδρανα ολίσθησης.....	30
3.3 Διαδικασία προσομοίωσης εφεδράνων .....	33
<b>4. Σύγχρονοι κανονισμοί σεισμικής μόνωσης.....</b>	<b>37</b>
4.1 Εισαγωγή.....	37
4.2 Έλεγχοι εφεδράνων σεισμικής μόνωσης.....	38
4.3 Ειδικές απαιτήσεις στο σύστημα.....	44
4.4 Ανάλυση κατασκευών.....	46
4.5 Ανάλυση τής διαδικασίας προδιαστασιολόγησης.....	49
<b>5. Εγκατάσταση σεισμική μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές.....</b>	<b>53</b>
5.1 Εισαγωγή.....	53
5.2 Στάθμη ενίσχυσης.....	53
5.3 Διαδικασία εγκατάστασης.....	57
<b>6. Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών.....</b>	<b>65</b>
6.1 Εισαγωγή.....	65
6.2 Μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης.....	66
6.2.1 Διατύπωση.....	66
6.2.2 Μεταβλητές σχεδιασμού .....	67
6.2.3 Συναρτήσεις περιορισμού.....	68
6.2.4 Αντικειμενική συνάρτηση .....	68
6.3 Κατηγορίες βελτιστοποίησης κατασκευών.....	69
6.3.1 Γενικά.....	69
6.3.2 Βελτιστοποίηση των μεγεθών των διατομών.....	70
6.3.3 Βελτιστοποίηση του σχήματος κατασκευών.....	71
6.3.4 Βελτιστοποίηση τοπολογίας.....	72
6.4 Μέθοδοι βέλτιστου σχεδιασμού.....	73
6.4.1 Γενικά.....	73
6.4.2 Μαθηματικές ή Αιτιοκρατικές μέθοδοι.....	73
6.4.3 Εξελικτικές ή Δαρβίνειες μέθοδοι .....	75

<b>7. Αλγόριθμος αναζήτησης Cuckoo Search.....</b>	<b>77</b>
7.1 Εισαγωγή.....	77
7.2 Περιγραφή αλγορίθμου.....	77
7.2.1 Γενικά.....	77
7.2.2 Προέλευση αλγορίθμου.....	77
7.2.3 Levy flight .....	78
7.2.4 Μοντελοποίηση αλγορίθμου.....	79
7.2.5 Πλεονεκτήματα Cuckoo search .....	79
7.3 Εφαρμογή αλγορίθμου στο θέμα της σεισμικής μόνωσης.....	81
7.3.1 Γενικά.....	81
7.3.2 Εύρεση μαθηματικού μοντέλου βελτιστοποίησης.....	81
7.3.3 Παρουσίαση του προγράμματος βελτιστοποίησης.....	83
<b>8. Διάταξη του φορέα.....</b>	<b>85</b>
8.1 Στοιχεία υφιστάμενου κτιρίου.....	85
8.1.1 Γενικά.....	85
8.1.2 Ορισμός των υλικών.....	86
8.1.3 Ορισμός των διατομών.....	87
8.1.4 Ορισμός των φορτίσεων.....	89
8.1.5 Ορισμός της διαφραγματική λειτουργίας.....	89
8.1.6 Ορισμός της στήριξης των στοιχείων.....	90
8.1.7 Απομείωση της ακαμψίας των φερόντων στοιχείων.....	90
8.2 Διαδικασία ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου.....	92
8.2.1 Γενικά.....	92
8.2.2 Δυναμική φασματική ανάλυση.....	93
8.2.3 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.....	97
8.2.4 Συνδυασμοί φόρτισης.....	101
<b>9. Ανάλυση των κατασκευών.....</b>	<b>103</b>
9.1 Εισαγωγή.....	103
9.2 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου.....	103
9.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση.....	103
9.3 Ανάλυση στην απλή διάταξη του συστήματος.....	112
9.3.1 Γενικά.....	112
9.3.2 Αρχική διάταξη των συστημάτων.....	113
9.3.3 Φασματική ανάλυση των συστημάτων.....	114
9.4 Ανάλυση στη βέλτιστη διάταξη του συστήματος.....	121
9.4.1 Γενικά.....	121
9.4.2 Βέλτιστη διάταξη των συστημάτων.....	121
9.4.3 Φασματική ανάλυση των συστημάτων.....	123
<b>10. Διερεύνηση των αβεβαιοτήτων στον σχεδιασμό των σεισμικής μόνωσης.....</b>	<b>131</b>
10.1 Εισαγωγή.....	131
10.2 Κατηγορίες αβεβαιοτήτων.....	131
10.3 Διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου.....	132
10.3.1 Γενικά.....	132
10.3.2 Μέθοδος Monte Carlo.....	134
10.3.3 Μέθοδος Λατινικού υπερκύβου.....	135

10.4 Διαδικασία της ανάλυσης.....	136
<b>11. Σύγκριση των αποτελεσμάτων.....</b>	<b>147</b>
11.1 Εισαγωγή.....	147
11.2 Σύγκριση σεισμικά μονωμένης κατασκευής .....	147
11.3 Σύγκριση συμβατικής και μονωμένης κατασκευής.....	150
11.4 Σύγκριση αναλύσεων.....	156
<b>12. Συμπεράσματα.....</b>	<b>159</b>
<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>161</b>





# 1. Εισαγωγή

Στη διπλωματική αυτή εργασία αντικείμενο είναι ο βέλτιστος σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης και η διερεύνηση των αβεβαιοτήτων στο σχεδιασμό των συστημάτων.

Ειδικότερα γίνεται μία διαδικασία προδιαστασιολόγησης του σχεδιασμού των συστημάτων σεισμικής μόνωσης για τυχούσας κάτοψης νέων και υφιστάμενων κατασκευών. Η διαδικασία αυτή αποτελείται από ένα κώδικα γραμμένο στο περιβάλλον του Matlab στον οποίο δίνονται οι συντεταγμένες των θέσεων και το αντίστοιχα φορτία των κατακόρυφων στοιχείων των κατασκευών στις οποίες θα εγκατασταθούν εφεδράνα, και τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων τα οποία θα εγκατασταθούν και βρίσκει την θέση στην οποία θα εγκατασταθούν τα εφεδράνα στην κατασκευή ώστε ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του σχεδιασμού και να επαρκούν για τους ελέγχους.

Επιπρόσθετα δίνεται ο βέλτιστος σχεδιασμός των συστημάτων σεισμικής μόνωσης ώστε να μειωθεί στο ελάχιστο η απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους της κατασκευής και του κέντρου δυσκαμψίας. Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης ο οποίος εφαρμόζεται είναι ο αλγόριθμος Cuckoo Search. Ο αλγόριθμος σε θέματα βελτιστοποίησης Μηχανικού δίνει γρήγορα και αξιόπιστα στοιχεία σχεδιασμού.

Στη συνέχεια γίνεται διερεύνηση των αβεβαιοτήτων των μεταβλητών των εφεδράνων στο βέλτιστο σχεδιασμό των συστημάτων σεισμικής μόνωση και εκτιμάται η επίδραση στο σχεδιασμό και στις κατασκευές σε σεισμική φόρτιση.

Οι διαδικασίες αυτές εφαρμόζονται σε υφιστάμενη κατασκευή στην οποία βρίσκονται ο βέλτιστος σχεδιασμός των συστημάτων σεισμικής μόνωσης και διερευνάται η επιρροή των αβεβαιοτήτων στο σχεδιασμό και στη συμπεριφορά στη σεισμική φόρτιση των εφεδράνων.



## 2. Μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης

### 2.1 Εισαγωγή

Οι επιπτώσεις που προκύπτουν κάθε φορά που ξεσπά ένα σεισμικό γεγονός είναι ανυπολόγιστες όσον αφορά το κοινωνικό σύνολο και αμέτρητες οι καταστροφές που αφήνει στο πέρασμα του σε υλικά αγαθά, υποδομές και στο φυσικό περιβάλλον.

Ειδικότερα στην Ελλάδα όπου είναι σε μία από τις πιο σεισμικές περιοχές, στην οποία πραγματοποιείται σημαντικός αριθμός σεισμών μικρής ή μεγάλης έντασης, η ανάγκη για αντιμετώπιση των επιπτώσεων του σεισμού είναι πιο έντονη. Η εξασφάλιση αυτή, ως ένα βαθμό, είναι δυνατόν να συντελεστεί βάσει του σωστού σχεδιασμού των νέων κατασκευών τηρώντας τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς και το κανονιστικό πλαίσιο που εφαρμόζεται ανάλογα τις ανάγκες των επιμέρους χωρών και από τη σωστή σεισμική ενίσχυση παλαιότερων όπου αυτό είναι σκόπιμο.

Πολλές από τις υπάρχουσες κατασκευές έχουν σχεδιαστεί για σεισμικά φορτία τα οποία δεν ικανοποιούν τις σημερινές απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Επιπλέον δε οι κατασκευαστικές διατάξεις βάσει των οποίων έγινε ο σχεδιασμός τους δεν εξασφαλίζουν την απαιτούμενη, με βάση τα σημερινά ισχύοντα, πλάστιμη συμπεριφορά. Στις περιπτώσεις αυτές το πρόβλημα του ανασχεδιασμού και της σεισμικής αναβάθμισης αυτών των κατασκευών κατά τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η ικανοποίηση όλων των σύγχρονων απαιτήσεων, και τελικά του απαιτούμενου επιπέδου ασφάλειας, είναι δυνατόν να επιλυθεί από τις σύγχρονες στρατηγικές ενισχύσεως.

Ο σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών στοχεύει στη δημιουργία ενός αξιόπιστου μηχανισμού απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. Ένας τέτοιος μηχανισμός επιτυγχάνεται με μια σειρά διατάξεων οι οποίες αφορούν την ύπαρξη ελάχιστου αριθμού τοιχωμάτων, τον ικανοτικό σχεδιασμό, την εξασφάλιση της επαρκούς περίσφιγξης. Στις νέες κατασκευές η εφαρμογή αυτών των διατάξεων είναι εφικτή, σε αντίθεση αυτές οι οποίες σχεδιάστηκαν στους παλαιότερους κανονισμούς και η συμπεριφορά τους στα σεισμικά φορτία δεν είναι επαρκής με βάση τις σημερινές απαιτήσεις.

Μία λύση για τη σεισμική αναβάθμιση παλαιών κατασκευών στα σημερινά επίπεδα αντοχής είναι η επιλογή των συμβατικών μεθόδων ενίσχυσης, δηλαδή στρώσεις σκυροδέματος, ελάσματα, περίσφιγξη, τοιχώματα, τοιχεία ώστε να επιτυγχάνεται ένας αξιόπιστος μηχανισμός απορρόφησης της ενέργειας.

Άλλη λύση αποτελεί η σεισμική μόνωση βάσης. Η σεισμική μόνωση βάσης αποτελεί μια σύγχρονη εναλλακτική επιλογή αντισεισμικής αναβάθμισης νέων αλλά και υφιστάμενων κατασκευών η οποία απομονώνει κατά το δυνατόν την κατασκευή από την εδαφική κίνηση και μειώνει δραστικά τις σεισμικές δυνάμεις στην ανωδομή. Επίσης είναι δυνατόν να συντελέσει στην ελαχιστοποίηση αλλά και στον πλήρη ασφαλή σχεδιασμό στην αποφυγή βλαβών σε φέροντα αλλά και στα μη φέροντα στοιχεία αλλά και στη διαφύλαξη της αυθεντικότητας.

Υπάρχουν οι εξής στρατηγικές ενισχύσεως ανάλογα την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής.

- i. Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- ii. Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής.
- iii. Αύξηση της ικανότητας παραμορφωσιμότητας της κατασκευής.
- iv. Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής.

Στις τρεις πρώτες οι οποίες αποτελούν τις κλασικές μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης εντάσσονται οι παρεμβάσεις όπως η επιπλέον περίσφιγξη του σκυροδέματος, οι σύνδεσμοι ακαμψίας, οι πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και τα τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Διαφορετική περίπτωση αποτελεί η επόμενη η οποία είναι σύγχρονη διαδικασία σεισμικής ενίσχυσης.

## **2.2 Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού**

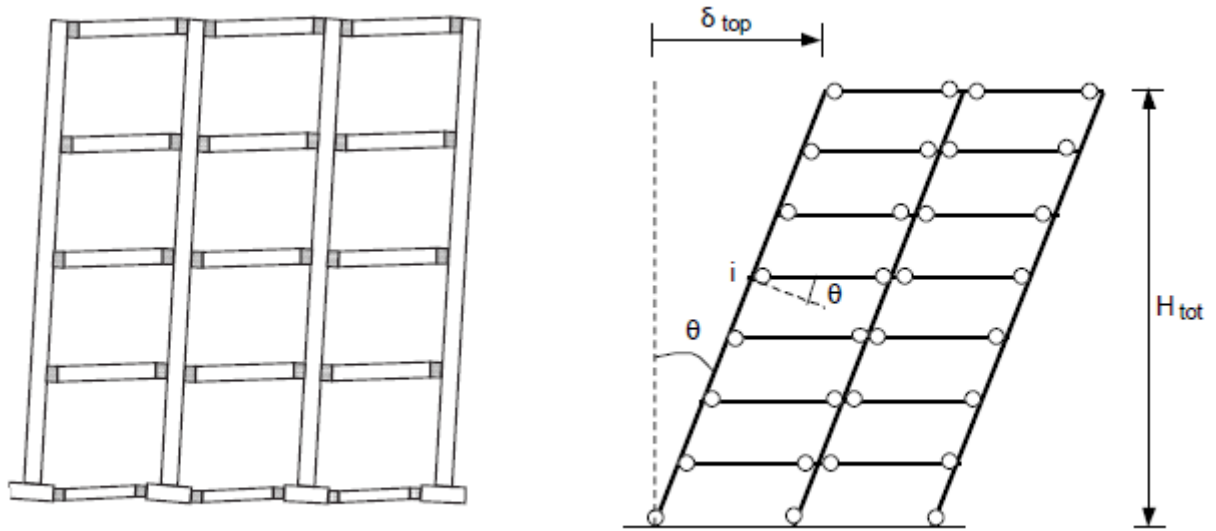
### **2.2.1 Συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός**

Επιδίωξη του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αύξηση της σεισμικής αντοχής των φερόντων στοιχείων τα οποία αναλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις.

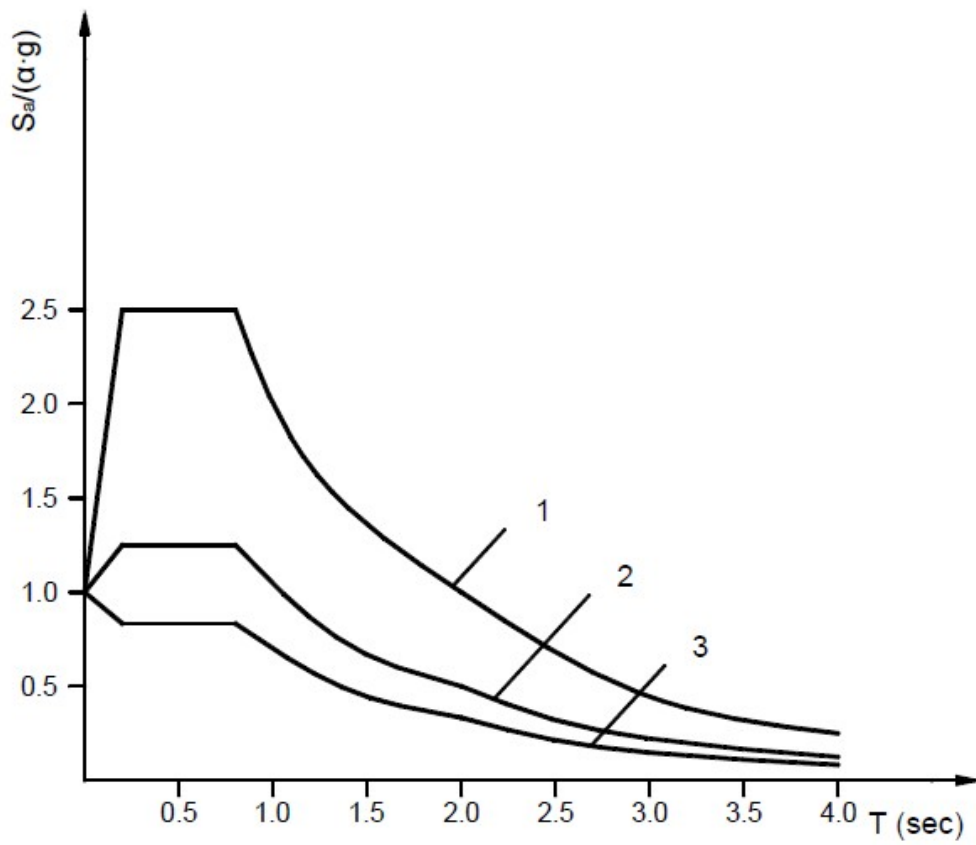
Στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς επιτρέπεται η χρήση της πλαστιμότητας, δηλαδή η εξασφάλιση της απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας μέσω βλαβών σε επιλεγμένα δομικά στοιχεία του φέροντα οργανισμού. Αυτό σημαίνει ότι έχουν επιλεγεί εκ των προτέρων συγκεκριμένα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, στα οποία συμπεριλαμβάνονται ειδικές διατάξεις σχεδιασμού, τα οποία σε περίπτωση σεισμικού γεγονότος επιτελούν το ρόλο της απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας άλλα και της δημιουργίας βλαβών, οι οποίες μπορεί να μην είναι επιδιορθώσιμες σε αυτά.

Στην Ελλάδα σύμφωνα με τον EC8 προβλέπονται δυο κατηγορίες πλαστιμότητας φορέων που σχεδιάζονται για πλαστιμότητα και απόδοση ενέργειας η μέση και η υψηλή πλαστιμότητα οι οποίες αντιστοιχούν σε διαφορετικές απαιτήσεις σε υλικά, σε εντατικά μεγέθη, σε ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας, σε κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού και τοπικής πλαστιμότητας και σε κανόνες διαμόρφωσης λεπτομερειών.

Σύμφωνα με τα παραπάνω οι κανονισμοί ορίζουν ως οριζόντια σεισμικά φορτία σχεδιασμού της κατασκευής φορτία, τα οποία είναι πολύ μικρότερα κατά 2 έως 4 φορές ανάλογα τη στάθμη πλαστιμότητας της κατασκευής, από εκείνα για τα οποία έπρεπε να σχεδιασθεί η κατασκευή υπό ελαστικές συνθήκες απόκρισης.



Σχήμα 2.1 Θέσεις δημιουργίας βλαβών.



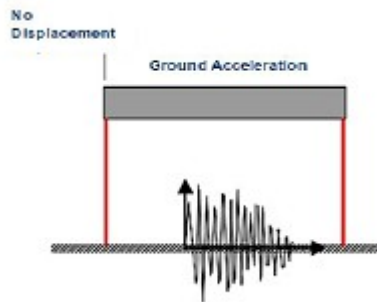
Σχήμα 2.2 Φάσμα σχεδιασμού ανάλογα την ικανότητα εξουδετέρωσης της σεισμικής ενέργειας.

Όταν σχεδιάζεται ένα έργο σύμφωνα με το συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό για να εξασφαλισθεί η αντοχή του φέροντα οργανισμού απέναντι στις σεισμικές δράσεις ενδείκνυται να επιλεγεί είτε η περίπτωση του δύσκαμπτου είτε του εύκαμπτου σχεδιασμού.

### 1) Δύσκαμπος σχεδιασμός

Η δυσκαμψία αυξάνεται έτσι ώστε το κτίριο να γίνει πάρα πολύ δύσκαμπτο και να μειωθούν οι μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων. Αυτό σημαίνει ότι στο κτίριο θα αναπτύσσονται η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους και ότι η μετακίνηση του κτιρίου θα είναι ίδια των εδαφικών συνθηκών. Στα φέροντα στοιχεία δεν δημιουργούνται παραμορφώσεις ούτε βλάβες άλλα η επιτάχυνση δημιουργεί ένταση στον εξοπλισμό.

$$T \rightarrow 0 \quad Sd \rightarrow 0 \quad Sv \rightarrow 0 \quad Sa \rightarrow \ddot{x}g, max$$



Σχήμα 2.3 Σεισμική δράση σε δύσκαμπτο σχεδιασμό

### 2) Εύκαμπος σχεδιασμός

Η δυσκαμψία μειώνεται έτσι ώστε το κτίριο να γίνει πάρα πολύ εύκαμπτο. Αυτό σημαίνει ότι θα αυξηθεί η ιδιοπερίοδος με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται πολύ μικρές επιταχύνσεις και να παραμένει σχεδόν ακίνητο σε σχέση με το έδαφος άλλα στα δομικά στοιχεία δημιουργείται μεγάλη παραμόρφωση ώστε να δημιουργούνται προβλήματα.

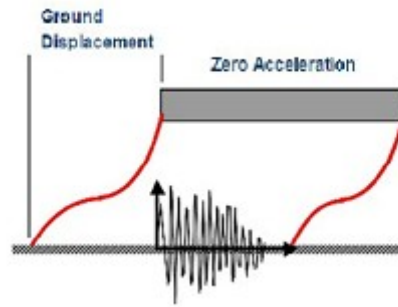
$$T \rightarrow \infty \quad Sd \rightarrow xg, max \quad Sv \rightarrow \dot{x}g, max \quad Sa \rightarrow 0$$

Όπου

$xg, max$             μέγιστη μετακίνηση του εδάφους

$\dot{x}g, max$             μέγιστη ταχύτητα του εδάφους

$\ddot{x}g, max$             μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους



Σχήμα 2.4 Σεισμική δράση σε εύκαμπτο σχεδιασμό

## 2.2.2 Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός

Η σεισμική μόνωση βάσης είναι μια μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού η οποία στοχεύει στην μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής και όχι στην αύξηση της σεισμικής αντοχής της όπως συμβαίνει στις συμβατικές μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού.

Η εφαρμογή της πραγματοποιείται με την παρεμβολή ειδικών εύκαμπτων συσκευών ανάμεσα στο έδαφος θεμελίωσης και την ανωδομή έτσι ώστε να διαχωριστεί το κτίριο από τις σεισμικές κινήσεις του εδάφους σε περιπτώσεις σεισμών. Οι συσκευές αυτές προσδίδουν πολύ μικρή οριζόντια ακαμψία στην κατασκευή αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο της ώστε να την απομακρύνουν από τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο της εδαφικής κίνησης. Επομένως οι συσκευές αυτές έχουν ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα ελέγχου της απόκρισης του κτιρίου περιορίζοντας την επιτάχυνση της κατασκευής, τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στα φέροντα δομικά στοιχεία βελτιώνοντας έτσι τη συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμική δράση. Αυτό είναι κατανοητό αν προσέξει κανείς του παρακάτω τύπους.

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W d}{g \cdot K}}$$

$$\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T}$$

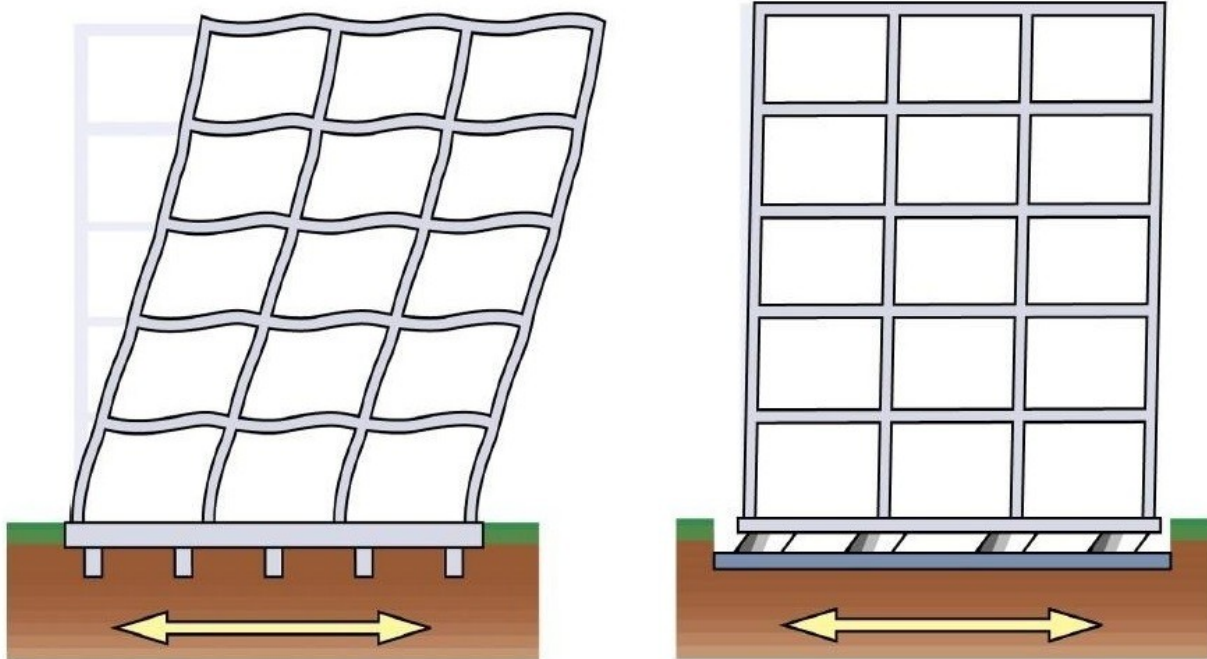
Ο τύπος δείχνει ότι αν μειωθεί η ακαμψία τότε στο συγκεκριμένο έργο η ιδιοπερίοδος θα αυξηθεί.

$$S d = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S a$$

$$P i = m i \cdot a i$$



Οι τύποι δείχνουν την επιρροή της μείωσης της επιτάχυνσης στη μετακίνηση και στη δύναμη σε ένα σχεδιασμό.



**Conventional Structure**

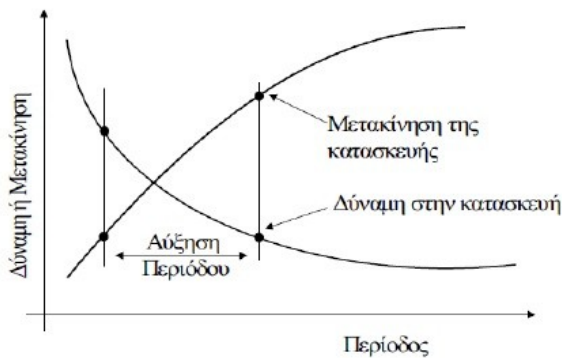
**Base-Isolated Structure**

Σχήμα 2.5 Σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών σε συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό στα αριστερά και σε σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό (μονωμένη) στα δεξιά.

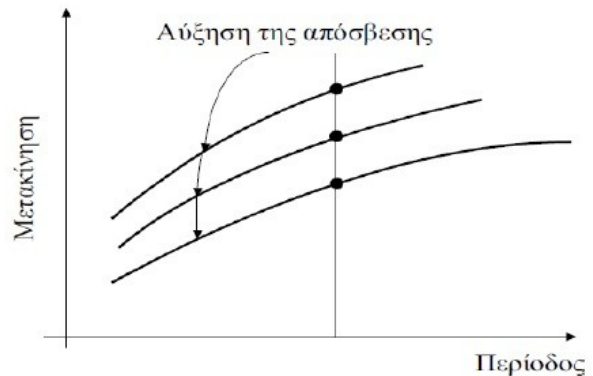
Είναι δηλαδή φανερό ότι η ενέργεια του σεισμού καταπονεί στοιχεία ειδικά σχεδιασμένα για το σκοπό αυτό ανακουφίζοντας την ανωδομή από το ρόλο του να απορροφά τη σεισμική δράση, περιορίζοντας τις βλάβες αυτής υπό τη συνεχή καταπόνηση από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Έτσι ουσιαστικά η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης επιτρέπει στην κατασκευή να υποβάλλεται σε ελαστική συμπεριφορά και να θεωρείται η μονωμένη ανωδομή άκαμπτη ώστε να περιορίζεται η εξουδετέρωση της σεισμικής ενέργειας αποκλειστικά στο σύστημα σεισμικής μόνωσης. Συγκεκριμένα όλες οι διαρροές και οι αστοχίες είναι συγκεντρωμένες σε ένα επίπεδο, στη στάθμη της εγκατάστασης της σεισμικής μόνωσης, οι σεισμικές φορτίσεις που ασκούνται στην ανωδομή είναι προκαθορισμένες και εξαρτώνται ανάλογα το σύστημα σεισμικής μόνωσης από τη διαρροή ή την ολίσθηση των εύκαμπτων στοιχείων και ο φέρον και ο μη φέρον οργανισμός διαχωρίζεται από την επίδραση της εισαγομένης σεισμικής ενέργειας.

Η σεισμική μόνωση είναι ενδεδειγμένη στρατηγική αντισεισμικού σχεδιασμού όταν πρόκειται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας που διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο αμέσως μετά το σεισμικό γεγονός, όπως είναι οι πυροσβεστικοί σταθμοί, τα νοσοκομεία και οι δημόσιες εγκαταστάσεις, στις οποίες είναι απαραίτητο να διασφαλιστεί το υψηλό επίπεδο και η συνέχιση της λειτουργίας τους. Βέβαια είναι ευνόητο ότι επικρατεί έναντι των άλλων στρατηγικών σεισμικής ενίσχυσης όταν πρόκειται για κτίρια στα οποία φυλάσσεται

σημαντικός εξοπλισμός ή υψηλής σημασίας εκθέματα άλλα και σε κτίρια αρχιτεκτονικής ή καλλιτεχνικής αξίας που κάθε επιρροή του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού θα αλλοιώνε την ταυτότητα του ιστορικού στοιχείου.



Σχήμα 2.6 Η αύξηση της ιδιοπεριόδου συνεισφέρει στην αύξηση των μετακινήσεων και στην μείωση των δυνάμεων.



Σχήμα 2.7 Η επίπλεον απόσβεση μειώνει τις μετακινήσεις.

## 2.3 Ιστορική αναδρομή εξέλιξης της ενίσχυσης

Η ανάγκη του ανθρώπου να αυξήσει το αίσθημα ασφάλειας του και να βελτιώσει τις συνθήκες διαβίωσης του τον οδήγησε στην αναζήτηση των κατασκευών εκείνων που ανταποκρίνονται στις αυξημένες απαιτήσεις της λειτουργικότητας και της ασφάλειας επιδιώκοντας της εξέλιξη τους. Ο σεισμός είναι ένας παράγοντας για τον οποίο οι κατασκευές πρέπει να παρουσιάζουν αυξημένες απαιτήσεις και για αυτό έχουν αναπτυχθεί ορισμένες μέθοδοι για την αντιμετώπιση του. Βασική μέθοδος αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών είναι η σεισμική μόνωση η οποία εξελίχθηκε ώστε να ικανοποιεί τις συνθήκες του σεισμού.

Η αντισεισμική προστασία ξεκίνησε από το Άγγλο John Milne, ο οποίος διατέλεσε καθηγητής ορυκτολογίας στο Τόκιο από το 1876 έως το 1895, όπου ανέπτυξε θεωρία για το φαινόμενο του σεισμού, μελέτησε το σχεδιασμό κτιρίων σε σεισμικά ενεργές περιοχές και δημοσίευσε κανονισμούς για κατασκευές ανθεκτικές στους σεισμούς. Στη συνέχεια το 1909 ο J Calantarients γιατρός από τη βόρεια Αγγλία, απευθύνθηκε στη Βρετανική υπηρεσία ευρεσιτεχνίας προτείνοντας τα κτίρια να κτίζονται πάνω σε ένα στρώμα άμμου ή μαρμαρυγίας που θα τους επιτρέπει να ολισθαίνουν σε περιπτώσεις σεισμού, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό τη δύναμη που μεταδίδεται στο ίδιο το κτίριο. Αξίζει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι η μέθοδος του εύκαμπτου πρώτου ορόφου, ενός εξαιρετικά εύκαμπτου ορόφου που επιδιώκεται να συγκεντρωθεί το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής μετακίνησης, χρησιμοποιήθηκε ευρέως στις Ηνωμένες πολιτείες το 1930 έως το 1960 βάζοντας την έννοια της σεισμική ενίσχυση.

## 2.4 Αντικείμενο σεισμικής μόνωσης

### 2.4.1 Γενικά

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό των νέων κατασκευών αλλά και σε αυτόν της σεισμικής ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών ο στόχος είναι η αύξηση της σεισμικής αντοχής των κατασκευών ώστε να ανταποκρίνονται επαρκώς στη διάρκεια των σεισμικών γεγονότων ανάλογα τις συνθήκες οι οποίες επικρατούν. Ο σχεδιασμός αυτός στις νέες κατασκευές επιτυγχάνεται από την εγκατάσταση σειράς ειδικών διατάξεων όπως είναι η εξασφάλιση της επαρκούς περισφιγξής, ο ικανοτικός σχεδιασμός των δοκών και των υποστυλωμάτων, η επαρκής αγκύρωση του οπλισμού, αντίθετα στις υφιστάμενες κατασκευές, οι οποίες σχεδιάστηκαν με παλαιότερους κανονισμούς οι οποίοι δεν εξασφαλίζουν την επάρκεια τους στα σεισμικά φορτία με βάση τις σημερινές απαιτήσεις, ο στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού επιβάλλει την ενίσχυση των υπαρχόντων φερόντων στοιχείων. Αυτό υλοποιείται αυξάνοντας την δυσκαμψία και την αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων της δομής της κατασκευής ώστε να ανταποκρίνονται στις σεισμικές φορτίσεις και να δίνουν ένα επαρκές στοιχείο εξουδετέρωσης της σεισμικής ενέργειας. Έτσι ο συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός εκμεταλλεύεται την έννοια της πλαστιμότητας των κατασκευών, δηλαδή την δυνατότητα της κατασκευής να δημιουργεί στοχευμένες ζώνες απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας στα φέροντα στοιχεία της. Στις ζώνες αυτές εξουδετερώνεται τα σημαντικότερα σεισμικά φορτία αλλά δημιουργούνται και βλάβες σε αυτές οι οποίες φτάνουν στο σημείο να είναι μη αντιμετωπίσιμες. Είναι φανερό δηλαδή ότι στη συμβατική ενίσχυση στόχος είναι η εξουδετέρωση της σεισμικής ενέργειας σε επιλεγμένες θέσεις δημιουργώντας βλάβες σε αυτές, επιχειρώντας να ελαχιστοποιήσει τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων αλλά και τις επιταχύνσεις σε αυτά.

Το επιθυμητό αυτό αποτέλεσμα της μείωσης των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων επιτυγχάνεται από την αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, η οποία βέβαια οδηγεί στις μικρότερες ιδιοπεριόδους και ουσιαστικά στην αύξηση της επιτάχυνσης της κατασκευής φορτίζοντας την σε υψηλές δύναμης δημιουργώντας έντασή στις εγκαταστάσεις αλλά και στον εξοπλισμό. Αντίθετα η δημιουργία εύκαμπτης δομής στοχεύει στην μείωση των επιταχύνσεων της κατασκευής, επειδή αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της, αλλά δίνει και την αύξηση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, έτσι δημιουργούνται βλάβες στη δομή.

Εδώ αναφέρεται μια σύγχρονη αντιμετώπιση του αντισεισμικού σχεδιασμού των νέων κατασκευών αλλά και της αντισεισμικής ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών. Στόχος αυτής της σύγχρονης ενίσχυσης είναι να εισάγει παραμορφωσιμότητα σε ένα επίπεδο της κατασκευής ώστε να εντοπιστούν οι διαρροές και αστοχίες στο επίπεδο αυτό. Στη στάθμη της ενίσχυσης τοποθετούνται ειδικές συσκευές, οι μονωτήρες και οι αποσβεστήρες, οι οποίοι διαφοροποιούν την απόκριση της κατασκευής ώστε να την απομακρύνουν από τις ιδιοπεριόδους του σεισμικού φαινομένου. Η στρατηγική αυτή ενίσχυσης δίνει τα θετικά στοιχεία της δύσκαμπτης αλλά και της εύκαμπτης δομής όπως παρουσιάζονται στην ενότητα αυτή. Όσον αφορά τη δύσκαμπτη δομή τα θετικά της σεισμικής μόνωσης είναι ότι

ελαχιστοποιούνται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, επίσης στην εύκαμπτη δομή οι επιταχύνσεις της είναι ελάχιστες. Ακόμη η σεισμική μόνωση είναι η βέλτιστη ενίσχυση των κατασκευών όταν απαιτείται η αποφυγή δημιουργίας βλαβών από το σεισμό, η αποφυγή διακοπής της χρήσης του κτιρίου στο σεισμό αλλά και όταν τελειώσει αυτός, όπως είναι σχολεία, νοσοκομεία, δημόσιες εγκαταστάσεις, σε κτίρια στα οποία ο εξοπλισμός είναι πιο σημαντικός και πιο ακριβώς από την ίδια την κατασκευή και σε κτίρια υψηλής σπουδαιότητας τα οποία ξεχωρίζουν από την αρχιτεκτονική τους αξίας, στα οποία η συμβατική ενίσχυση θα αλλοίωνε τα στοιχεία τους.

Επίσης είναι σημαντικό να αναφερθεί η διαδικασία της στρατηγικής ενίσχυσης, η οποία απαιτεί τη ανύψωση της κατασκευής ώστε να εγκατασταθούν τα ειδικά στοιχεία. Στη διαδικασία της ενίσχυσης τα θέματα τα οποία ξεχωρίζουν είναι η ειδική διάταξη στις σκάλες αλλά και στον ανελκυστήρα, η διάνοιξη τάφρου στο επίπεδο της ενίσχυσης, η ειδική διάταξη εύκαμπτων στοιχείων στα δίκτυα ζωής των διατάξεων της ενίσχυσης.

Αναφορά στο υπόβαθρο της στρατηγική αυτής ενίσχυσης επιχειρείται στην ενότητα αυτή της εργασίας.

## 2.4.2 Θεωρητικό υπόβαθρο

Βασική συνθήκη η οποία διαχωρίζει τη σεισμική μόνωση από τους συμβατικούς σχεδιασμούς ενισχύσεων είναι ότι στοχεύει στη μείωση της σεισμικής απαίτησης και όχι στην αύξηση της σεισμικής εξασφάλισης της κατασκευής. Αυτό είναι δυνατόν να επιτευχθεί όταν τοποθετούνται σε ένα επιλεγμένο επίπεδο της κατασκευής ειδικές συσκευές οι οποίες τροποποιούν την ταλάντωση του κτιρίου. Τα ειδικά αυτά εύκαμπτα στοιχεία, τα εφέδρανα αλλά και οι αποσβεστήρες, διαφοροποιούν την απόκριση του κτιρίου ώστε η ιδιοπερίοδος του, η οποία αυξάνεται, απομακρύνεται από τις δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους των εδαφών, επίσης οι μετακινήσεις και οι διαρροές είναι σε ένα επίπεδο συγκεντρωμένες. Έτσι αφαιρούνται τα φέροντα και ο μη φέροντα στοιχεία του κτιρίου από τη διαδικασία εξουδετέρωσης των σεισμικών δυνάμεων οι οποίες φορτίζουν ειδικά στοιχεία για το σκοπό αυτό, οδηγώντας στην ελαχιστοποίηση των βλαβών του κτιρίου δίνοντας ελάχιστες δυνάμεις. Τα εύκαμπτα στοιχεία τοποθετούνται ανάμεσα στην ανωδομή και τη θεμελίωση απομονώνοντας την ανωδομή από την εδαφική απόκριση.

Στο σημείο αυτό αναφέρονται τα χαρακτηριστικά του συστήματος.

- i. Επαρκή αρχική δυσκαμψία ώστε να μην διαρρέει σε σεισμούς μέτριας έντασης άλλα και συνήθη οριζόντια φορτία και να βρίσκεται στην ελαστική περιοχή.
- ii. Επαρκή ευκαμψία στο οριζόντιο επίπεδο σε σεισμούς μεγάλης ισχύος ώστε να διαθέτει ενδοτικότητα σε σχέση την υπόλοιπη ανωδομή.
- iii. Να έχει επαρκή ακαμψία στο κατακόρυφο επίπεδο ώστε να αναλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία.
- iv. Να έχει επαρκή απόσβεση ενέργειας στα στοιχεία.

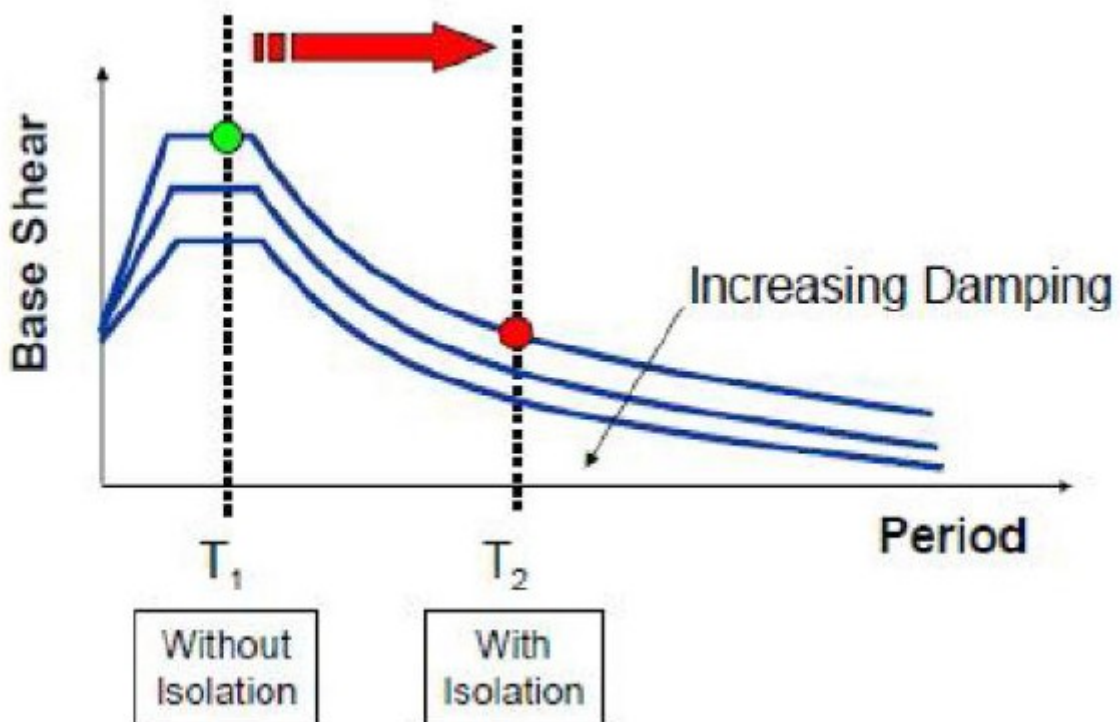
Τα συστήματα αυτά ενίσχυσης έχουν σχεδιαστεί ώστε να έχουν πολύ μεγαλύτερη ενδοτικότητα στην οριζόντια διεύθυνση στο επίπεδο τους, σε σχέση με την υπόλοιπη κατασκευή. Δηλαδή οι πλευρικές μετακινήσεις λόγω του σεισμού βρίσκονται στο επίπεδο τους. Αυτό συμβάλει στη μείωση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων οι οποίες ευθύνονται για τις σοβαρές βλάβες των φερόντων στοιχείων και στην απόκριση της κατασκευής ως άκαμπτο σώμα ελαχιστοποιώντας τις σεισμικές δράσεις.

Στο σημείο αυτό θα αναφερθεί η διαδικασία η οποία τροποποιεί την απόκριση της ανωδομής ώστε να ξεφύγει από την απόκριση του εδάφους.

Αρχικά το σύστημα σεισμικής μόνωσης αποτελείται από τους μονωτήρες αλλά και τους αποσβεστήρες, δίνει στο κτίριο ευκαμψία στην οριζόντια διεύθυνση η οποία είναι στο επίπεδο της ενίσχυσης. Η διαφορά αυτή της ευκαμψίας στην διεύθυνση αυτή του συστήματος δίνει στην ανωδομή απόκριση του άκαμπτου στοιχείου. Έτσι οι διαρροές αλλά και οι μετακινήσεις εντοπίζονται στο επίπεδο της ενίσχυσης. Είναι φανερό ότι η μείωση αυτή της ακαμψίας του συστήματος οδηγεί στην αύξηση της ιδιοπεριόδου του κτιρίου τοποθετώντας την στο φάσμα των χαμηλών επιταχύνσεων διαφοροποιώντας την απόκριση του από την εδαφική. Το αποτέλεσμα αυτής της αύξησης της ιδιοπεριόδου είναι να φτάνουν στην ανωδομή μικρότερες επιταχύνσεις αλλά ταυτόχρονα να αυξάνονται οι μετακινήσεις της. Δηλαδή δεν δημιουργείται το φαινόμενο του συντονισμού σε συμβατικούς σεισμούς διέγερσης.

Στις σχέσεις στη συνέχεια φαίνεται ότι όταν η ακαμψία μειώνεται τότε η ιδιοπερίοδος αυξάνεται.

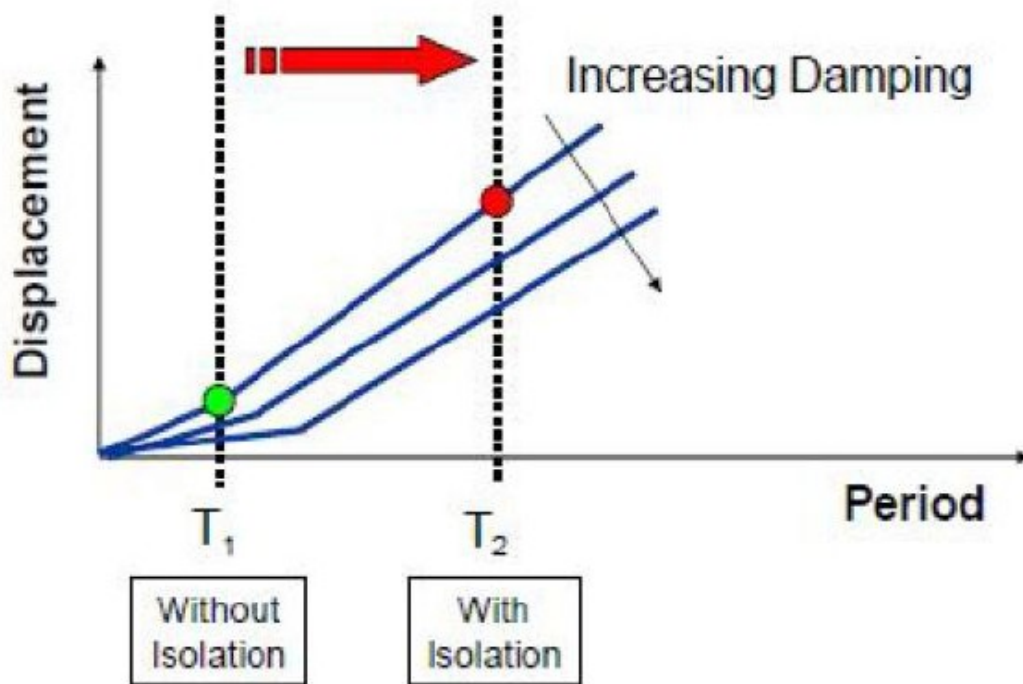
$$T_{EFF} = \left( \sqrt{\frac{W d}{g \cdot K_{EFF}}} \right)$$



Σχήμα 2.8 Το αποτέλεσμα της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού.

Το στοιχείο αυτό της αύξησης της μετακίνησης του συστήματος είναι σημαντικό γιατί ενώ οι μετακινήσεις σημειώνουν αύξηση στο σημείο της ενίσχυσης, οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων οι οποίες δίνουν της ένταση στα φέροντα στοιχεία, ελαχιστοποιούνται επειδή η ανωδομή είναι άκαμπτη.

$$S_d = \frac{S_a}{(2 \cdot \pi)^2} \cdot T E F F^2$$



Σχήμα 2.9 Το αποτέλεσμα της αύξησης της ιδιοπεριόδου στις μετακινήσεις σχεδιασμού.

Στο σημείο αυτό αναφέρεται η απόσβεση της εισαγόμενης ενέργειας ενός σεισμικού φαινομένου. Ένα από τα στοιχεία τα οποία δίνει η σεισμική αυτή ενίσχυση είναι η απόσβεση της σεισμικής ενέργειας της δομής από τα στοιχεία της όπως είναι τα εφέδρανα και οι αποσβεστήρες. Τα συστήματα αυτά ανάλογα τον τρόπο λειτουργίας τους δίνουν την απόσβεση ενέργειας. Είναι φανερό ότι η αύξηση της ιδιοπεριόδου μειώνει την επιτάχυνση αλλά αυξάνει την μετακίνηση του, αντίθετα η αύξηση της απόσβεσης μειώνει τις επιταχύνσεις αλλά και τις μετακινήσεις, ενδεχομένως τις δυνάμεις οι οποίες φορτίζουν.

Να τονιστεί ότι η αύξηση της απόσβεσης επιλέγεται ως ένα βαθμό επειδή αν αυξηθεί επιπλέον διεγείρονται ανώτερες ιδιομορφές στις οποίες αυξάνεται η επιτάχυνση του σεισμικού φαινομένου. Το στοιχείο της απόσβεσης δεν ξεπερνά το 30 %.



### 2.4.3 Προδιαγραφές εφαρμογής της ενίσχυσης

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης βάσης είναι μια μέθοδος αναβάθμισης της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών και μπορεί να θεωρηθεί ως λιγότερο ή περισσότερο κατάλληλη επιλογή αν είναι αποτελεσματικότερη και οικονομικότερη σε σχέση με τις άλλες συμβατικές μεθόδους σεισμικής θωράκισης των κατασκευών. Οι παράγοντες που χαρακτηρίζουν μια εφαρμογή ως κατάλληλη ή όχι παρουσιάζονται παρακάτω.

Κατηγορίες κτιρίων.

Γενικά όπως προαναφέρθηκε η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είναι καταλληλότερη όταν η μείωση της σεισμικής απαίτησης είναι σημαντική και μεγαλύτερη από τις άλλες μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού. Ανεξάρτητα από αυτό η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης θεωρείται δεδομένη για τις παρακάτω περιπτώσεις κτιρίων, των οποίων η λειτουργία τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού όσο και μετά το σεισμό είναι ζωτικής σημασίας όπως είναι κτίρια τηλεπικοινωνιών, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, έργα υποδομών. Είναι επίσης φανερό ότι η σεισμική μόνωση εφαρμόζεται σε κτίρια μοναδικής αρχιτεκτονικής αξίας σε κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας ή κτίρια που έχουν μεγάλη ιστορική σημασία όπως μουσεία, μνημεία, εκθέματα. Οι περιπτώσεις κτιρίων συνοψίζονται στη συνέχεια.

- i. Κτίρια τα οποία περιέχουν αντικείμενα μεγάλης αξίας τα οποία είναι πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις από ότι ο ίδιος ο φέρων οργανισμός. Τέτοια κτίρια είναι μουσεία, δημόσια μέγαρα, κτίρια τηλεπικοινωνιών.



Σχήμα 2.10 Δημαρχιακό μέγαρο του San Francisco.



Σχήμα 2.11 Διάταξη εφεδράνων στο επίπεδο της θεμελίωσης.

- ii. Κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας στα οποία απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας πριν άλλα και μετά το σεισμό. Τέτοια κτίρια είναι νοσοκομεία, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, σχολεία.

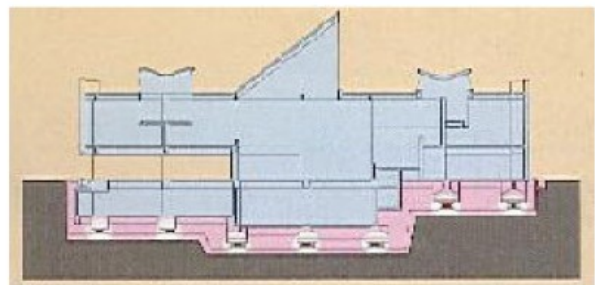


Σχήμα 2.12 Έργο δεξαμενής φυσικού αερίου.

- iii. Κτίρια μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής σημασίας στα οποία οποιαδήποτε συμβατική μέθοδο επέμβασης θα αλλοίωνε την αξία τους. Τέτοια κτίρια είναι μνημεία, υφιστάμενα παλαιά κτίρια, κτίρια αρχιτεκτονικής αξίας.



Σχήμα 2.13 Έργο Δυτικής Τέχνης στην Ιαπωνία



Σχήμα 2.14 Έργο σεισμικά ενισχυμένο



iv. Κατασκευές στις οποίες πραγματοποιούνται δραστηριότητες στον τομέα των συγκοινωνιών. Τέτοιες κατασκευές είναι γέφυρες, αεροδρόμια, κατασκευές λιμανιών.



Σχήμα 2.15 Ενίσχυση γεφυρών

v. Εφαρμογή της ενίσχυσης στην προστασία έργων τέχνης και εκθεμάτων.



Σχήμα 2.16 Σεισμική μόνωση αγάλματος Ερμή του Πραξιτέλη σε εφέδρανα ανεστραμμένου εκκρεμούς.

Παράγοντες διαμόρφωσης σεισμικής μόνωσης.

### 1. Βάρος της κατασκευής

Το βάρος της κατασκευής είναι καθοριστικός παράγοντας της αποτελεσματικότητας της σεισμικής μόνωσης και της επιλογής του τύπου εφεδράνων. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είναι καταλληλότερη για σχετικά βαριά κτίρια διότι η ζητούμενη ιδιοπερίοδος επιτυγχάνεται ευκολότερα από ότι στις κατασκευές μικρού βάρους όπου η αντίστοιχη

δυσκαμψία του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι μικρή ώστε να προκύψει αποτελεσματική εφαρμογή. Τα παραπάνω φαίνονται από τον τύπο της ιδιοπεριόδου ενός σεισμικά μονωμένου έργου.

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W d}{g \cdot K}}$$

## 2. Ιδιοπερίοδος της κατασκευής

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης έχει στόχο την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής στο διάστημα 1,50 sec-3,50 sec, δηλαδή όσο το δυνατόν πιο μακριά από την περιοχή των δεσποζουσών ιδιοπεριοδών των συνήθων σεισμικών διεγέρσεων. Στις περιπτώσεις χαμηλών και μεσαίου ύψους κτιρίων στα οποία η ιδιοπερίοδος είναι μικρότερη από το 1 sec στο διάστημα 0,5 sec-0,8 sec, γεγονός που χαρακτηρίζει τα δύσκαμπτα και ένα φάσμα σχετικά εύκαμπτων κατασκευών, η πιθανότητα συντονισμού με τη σεισμική διέγερση είναι μεγάλη. Είναι δηλαδή φανερό ότι σε αυτά η σεισμική μόνωση είναι αποδοτικότερη αντισεισμική ενίσχυση.

Όταν μια κατασκευή βρίσκεται ήδη στο διάστημα πέρα των δεσποζουσών ιδιοπεριοδών δεν είναι συμφέρουσα η σεισμική μόνωση διότι η μείωση των σεισμικών δυνάμεων η όποια επιτυγχάνεται είναι μικρή αλλά το κόστος είναι αυξημένο. Είναι βέβαια φανερό ότι η σεισμική μόνωση συμβάλει στην απορρόφηση ενέργειας στη βάση βοηθώντας την απόκριση της κατασκευής.

## 3. Απόσβεση συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ως ποσοστό επί της κρίσιμης στις συμβατικές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος είναι στο 5 %. Όταν εφαρμόζεται η σεισμική μόνωση το κτίριο υποχρεώνεται σε ελαστική συμπεριφορά και άρα η εσωτερική ιξώδης απόσβεση ανέρχεται στο 2 % για το σεισμικά μονωμένο τμήμα της κατασκευής το οποίο θα συμπεριφερθεί ελαστικά λόγω των περιορισμένων σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων και της μειωμένης απορροφούμενης ενέργειας της σεισμικής διέγερσης γιατί εμποδίζεται η διασπορά ενέργειας και περιορίζεται στο σύστημα σεισμικής μόνωσης στη βάση.

## 4. Κόστος της ανακατασκευής του έργου

Ένας από τους λόγους που απαιτείται διερεύνηση της αποδοτικότητας της σεισμικής μόνωσης είναι το κόστος της σεισμικής αναβάθμισης. Είναι φανερό ότι η σεισμική μόνωση είναι αποδοτικότερη από τη συμβατική εφαρμογή όταν είναι οικονομικότερη και

αποτελεσματικότερη. Οι οικονομικές αποφάσεις σε επίπεδο αρχικής επένδυσης και ταχείας απόσβεσης της δαπάνης δεν ευνοούν την υιοθέτηση της σεισμικής μόνωσης, τα πλεονεκτήματα της οποίας αναδεικνύονται σε βάθος χρόνου. Το αυξημένο κόστος των συστημάτων παρουσιάζεται γιατί στην Ελλάδα εισάγονται σε σημαντικό ποσοστό γιατί δεν υπάρχει παραγωγή εφεδράνων στη χώρα, όπως επίσης γιατί τα διαθέσιμα συστήματα αποτελούν ευρεσιτεχνίες αποτελούμενα από περιορισμούς.

## **5. Απόσταση από ενεργό ρήγμα**

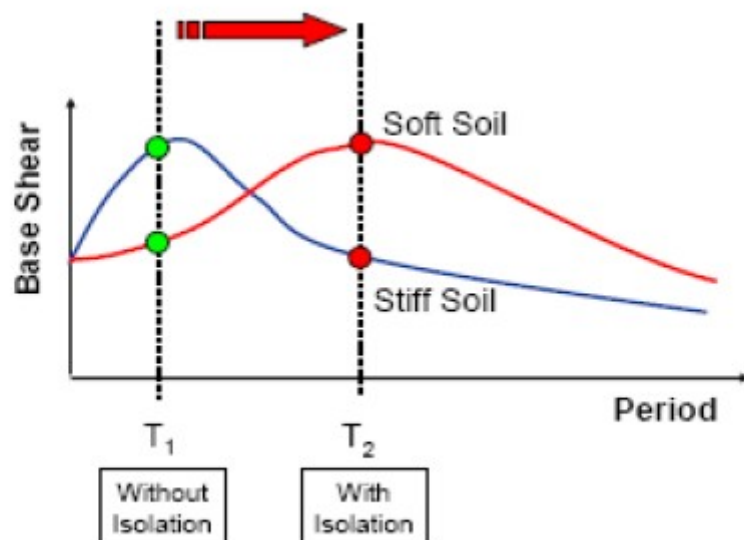
Η σεισμική μόνωση χρησιμοποιείται στις κατασκευές ακόμα και σε περιοχές κοντά σε ενεργά ρήγματα αναλαμβάνοντας μεγαλύτερες μετατοπίσεις, δηλαδή το κόστος είναι αυξημένο σε συνδυασμό τον περίπλοκο σχεδιασμό. Στις περιοχές αυτές είναι δυνατόν να εμφανιστεί ένας παλμός αυξημένης περιόδου και αυξημένης ταχύτητας στην εδαφική κίνηση με αποτέλεσμα την αύξηση των μετατοπίσεων. Ο παλμός αυτός οφείλεται σε υπέρθεση των σεισμικών κυμάτων κατά τη διεύθυνση της διάρρηξης του ρήγματος.

## **6. Το εστιακό βάθος του σεισμού**

Ένας παράγοντας που επηρεάζει την αποδοτικότητα της σεισμικής μόνωσης είναι το εστιακό βάθος του σεισμού. Το εστιακό βάθος του σεισμού επηρεάζει την προέχουσα περίοδο του σεισμού. Όταν πρόκειται για σεισμούς μικρού εστιακού βάθους, δηλαδή έως 60 km που είναι και οι συχνότεροι, η προέχουσα περίοδος τους είναι συνήθως 0,2 sec έως 0,4 sec. Όταν πρόκειται για σεισμούς μεγάλου εστιακού βάθους, δηλαδή 70 έως 300 km, η προέχουσα περίοδος τους είναι 1,25 sec έως 2,00 sec. Σε αυτό είναι φανερό ότι η σεισμική μόνωση εμφανίζει αντίθετα αποτελέσματα.

## **7. Εδαφικές συνθήκες**

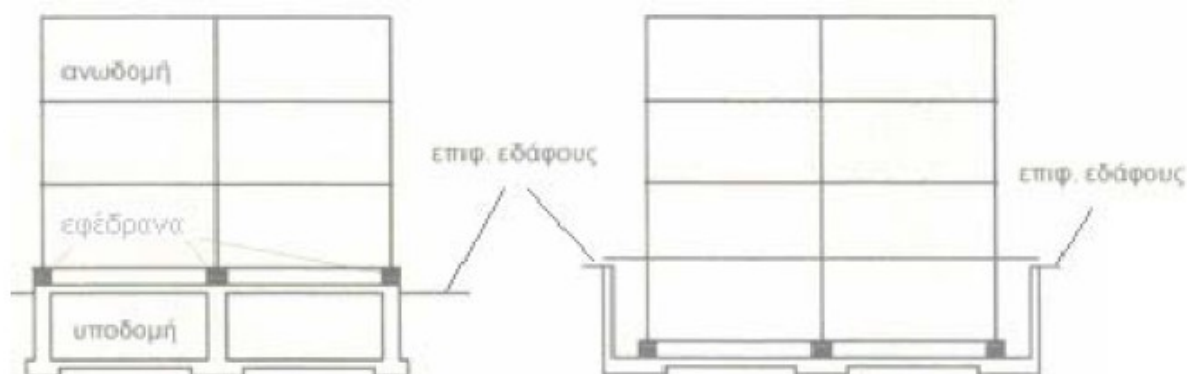
Στην περίπτωση της εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης οι εδαφικές συνθήκες επηρεάζουν την αποδοτικότητα της απόκρισης της κατασκευής. Οι τοπικές εδαφικές συνθήκες που βρίσκεται το κτίριο αλλάζουν τη μορφή του φάσματος απόκρισης μέσω της επιρροής τους στο πλάτος, τη συχνότητα, και τη διάρκεια των σεισμικών κυμάτων. Η σεισμική μόνωση είναι καταλληλότερη σε θέσεις όπου υπάρχουν βραχώδεις σχηματισμοί και γενικά σκληροί εδαφικοί σχηματισμοί. Οι μαλακοί εδαφικοί σχηματισμοί συμπεριφέρονται σαν μονωτική ζώνη τροποποιώντας τη σεισμική διέγερση ενισχύοντάς τις μεγάλες περιόδους με αποτέλεσμα την απαγορευτική εφαρμογή της σεισμικής αναβάθμισης.



Σχήμα 2.17 Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην τέμνουσα βάση ανάλογα με τις εδαφικές συνθήκες.

## 8. Η μορφή του φορέα και του περιβάλλοντος χώρου

Για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης πρέπει να πραγματοποιηθούν συγκεκριμένες αλλαγές στο δομικό σύστημα της κατασκευής. Στα υφιστάμενα κτίρια ένας από τους παράγοντες καταλληλότητας για την διαδικασία της σεισμικής μόνωσης είναι η ευκολία η οποία μπορεί να διαχωριστεί η κατασκευή ώστε να παρεμβληθούν οι μονωτήρες και να αντιστηριχτεί περιμετρικά κατά τρόπο που να επιτρέπει την ανάπτυξη των αναμενόμενων μετακινήσεων. Είναι προφανές ότι για να είναι δυνατή η ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων πρέπει να υπάρχει διαθέσιμος χώρος ώστε να αποφεύγονται οι συγκρούσεις των κτιρίων και να εκδηλώνονται ανεμπόδιστα μεγάλες μετακινήσεις οι οποίες στη βάση της κατασκευής μπορεί να φτάνουν από το 0,10 cm έως 1 m. Στο συνεχές σύστημα δόμησης η εφαρμογή της ενίσχυσης είναι αδύνατη.



Σχήμα 2.18 Επίπεδο σεισμικής ενίσχυσης.

## 2.4.4 Εφαρμογής της ενίσχυσης στην Ελλάδα

Τα κτίρια στην Ελλάδα στα οποία έχει εφαρμοστεί η σεισμική μόνωση είναι τα εξής.

Το Δικαστικό Μέγαρο Αθηνών.  
Εφαρμογή εφεδράνων ολίσθησης.

Δεξαμενές αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου Νήσος Ρεβυθούσα.  
Εφαρμογή σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης.

Στάδιο Ειρήνης και Φιλίας Αθήνα.  
Εφαρμογή εφεδράνων ολίσθησης και αποσβεστήρων.

Νέο Μουσείο Ακρόπολης Αθήνα.  
Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης.

Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών.  
Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης.

## **3. Στοιχεία σεισμικής μόνωσης**

### **3.1 Εισαγωγή**

Η διαδικασία της εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης βασίζεται στην εγκατάσταση ειδικών εύκαμπτων συσκευών οι οποίες τροποποιούν την απόκριση της ανωδομής σε ένα σεισμό. Οι συσκευές αυτές ονομάζονται εφέδρανα και χρησιμοποιούνται για να μειώσουν την ακαμψία και έτσι να αυξήσουν την ιδιοπερίοδο απόκρισης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής ή να αυξήσουν την ικανότητα απόσβεσης του συστήματος ώστε να μειωθούν οι σχετικές μετακινήσεις στην κατασκευή ή να συνδυάσουν αυτά τα χαρακτηριστικά στο σύστημα. Τα εφέδρανα τα οποία χρησιμοποιούνται διαδεδομένα στα τεχνικά έργα είναι τα ελαστομερή συστήματα και τα συστήματα ολίσθησης. Στα ελαστομέρη δίνονται τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings LDRB), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings HDRB) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings LRB). Στα συστήματα ολίσθησης δίνονται τα συστήματα σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης (Friction Pendulum Systems FPS) και τα συστήματα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης (Flat Sliding System FSS). Τα συστήματα των εφεδράνων έχουν ως αντικείμενο την αποσύζευξη της κατασκευής από τις καταστροφικές συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης ελέγχοντας τις δυνάμεις από το επίπεδος της ενίσχυσης.

### **3.2 Εφέδρανα σεισμικής μόνωσης**

#### **3.2.1 Γενικά**

Η βασική αρχή της σεισμικής μόνωσης είναι να εισάγει παραμορφωσιμότητα στη βάση ή σε οποιοδήποτε άλλο επίπεδο μιας κατασκευής κατά την οριζόντια διεύθυνση μειώνοντας συγχρόνως το μέγεθος της δράσης του σεισμού που αντιλαμβάνεται η κατασκευή. Αυτό επιτυγχάνεται διαχωρίζοντας την ανωδομή της κατασκευής από την υποδομή παρεμβάλλοντας ειδικά εύκαμπτα στοιχεία τους μονωτήρες και στοιχεία ελάττωσης της σεισμικής επιτάχυνσης τους απόσβεστήρες.

Τα συστήματα μόνωσης πρέπει να ικανοποιούν τις βασικές απαιτήσεις οι οποίες εντάσσονται στις οδηγίες και στους κανονισμούς της στρατηγικής ενίσχυσης της σεισμικής μόνωσης και δίνονται στη συνέχεια.

#### 1. Επαρκή αρχική δυσκαμψία

Το σύστημα μόνωσης πρέπει να έχει επαρκή δυσκαμψία ώστε να αναλαμβάνει τα υπόλοιπα οριζόντια φόρτια όπως είναι τα πλευρικά μη σεισμικά φορτία, τα ανεμοφορτία και οι σεισμοί μικρής έντασης χωρίς υπερβολικές μετατοπίσεις. Το σύστημα όταν φτάσει σε ένα καθορισμένο σημείο διαρρέει η ολισθαίνει.

#### 2. Πρόσθετη ευκαμψία

Η ευκαμψία αυτή δίνει αύξηση στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής ώστε να ασκούνται μειωμένες δυνάμεις σε αυτήν κατά το σεισμό.

#### 3. Επαρκή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση

Σε όλες τις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού το σύστημα μόνωσης πρέπει να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής σε συνδυασμό τις αναμενόμενες μετακινήσεις.

#### 4. Επαρκής ανάληψη οριζόντιων μετατοπίσεων

Οι σεισμικοί μονωτήρες θα πρέπει να είναι ικανοί να αναλαμβάνουν τις αυξημένες μετακινήσεις στο επίπεδο της ενίσχυσης χωρίς να αστοχήσουν στις φορτίσεις.

#### 5. Επαρκή ικανότητα απόσβεσης ενέργειας

Η αυξημένη απόσβεση είναι απαραίτητο για τον περιορισμό των οριζόντιων μετακινήσεων εντός πρακτικών ορίων και για την ενδεχόμενη ελάττωση των σεισμικών δυνάμεων.

#### 6. Επάρκεια ιδιοτήτων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Το σύστημα θα πρέπει να διαφοροποιεί τις ιδιότητες του εντός των ενδεδειγμένων ορίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

### 3.2.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα κατασκευάζονται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού και χαλύβδινες στρώσεις. Ελαστομερές θεωρείται το εφέδρανο το οποίο συνίσταται από συμπαγές βουλκανισμένο ελαστομέρες, το οποίο μπορεί να ενισχύεται με μια ή περισσότερες ενσωματωμένες κατά το στάδιο του βουλκανισμού χαλύβδινες πλάκες,

όποτε ονομάζεται ελαστομεταλλικό. Τα εφέδρανα αυτά θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται έτσι ώστε να εξασφαλίζουν μέσω της ελαστικής παραμόρφωσης, τη δυνατότητα μετακινήσεων προς κάθε διεύθυνση, καθώς και στροφών ως προς οποιοδήποτε άξονα, προκειμένου να μεταφέρουν τις δυνάμεις σχεδιασμού από την ανωδομή προς τα σημεία της στήριξης τους, άλλα και να επιτρέπουν τις σχετικές μετακινήσεις σύμφωνα με το σχεδιασμό του συστήματος. Τα εφέδρανα κατασκευάζονται από φυσικό καουτσούκ (natural rubber) είτε από συνθετικό καουτσούκ (chloroprene rubber), αναμειγμένα με κάποιο άλλο πολυμερές που βοηθεία στη διαδικασία της παρασκευής σε ένα καθορισμένο ποσοστό, όταν χρησιμοποιείται φυσικό καουτσούκ, το εφέδρανο θα πρέπει να προστατεύεται με επικάλυψη πολυχλωροπροπενίου το οποίο υπόκειται σε ταυτόχρονο βουλκανισμό με το ελαστομέρες. Για την αγκύρωση των εφεδράνων στην ανωδομή και στην υποδομή το εφέδρανο φέρει πάνω και κάτω, μια βάση στήριξης από χάλυβα, ενώ περιμετρικά ο μονωτήρας περιβάλλεται από ένα προστατευτικό μανδύα από ελαστομέρες. Συνήθως λόγω της απαίτησης ότι το σύστημα σεισμικής μόνωσης πρέπει να έχει τα ίδια χαρακτηριστικά προς κάθε οριζόντια διεύθυνση τα εφέδρανα έχουν κυλινδρική ή ορθογωνική διατομή.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ειδικά επεξεργασμένου ελαστομέρους υλικού στο οποίο συγκολλώνται και εγκιβωτίζονται πλήρως λεπτά φύλλα χάλυβα έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η υψηλή απαιτούμενη δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις του φαινομένου Poisson του ελαστομέρους και για να μην βρεθεί σε εφελκυστικές τάσεις το ελαστομέρες.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της ικανότητας απόσβεσης τους σε συστήματα υψηλής απόσβεσης και σε συστήματα χαμηλής απόσβεσης. Η ικανότητα της απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας είναι ένα ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης και δίνεται από το ελαστομέρες, το οποίο παράλληλα δίνει την απαιτούμενη πλευρική ευκαμψία και την σημαντική, δύναμη επαναφοράς για την επανακέντρωση του συστήματος μετά την επιβολή των οριζόντιων μετατοπίσεων. Τα χαρακτηριστικά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι να δίνουν στο σύστημα ευκαμψία για τις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, δυσκαμψία για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις, επαρκή απόσβεση της σεισμικής ενέργειας και επάρκεια ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων.

#### **i. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης.**

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης έχουν ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης  $\xi$  μικρότερο από το 6 %. Η ανακυκλική συμπεριφορά τέτοιων εφεδράνων μπορεί να προσεγγιστεί σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή μεγαλύτερες του 100 % σύμφωνα με τα εξής.



$$K_e = \frac{G b \cdot A b}{t e}$$

Όπου

$G b$  είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομέρους.

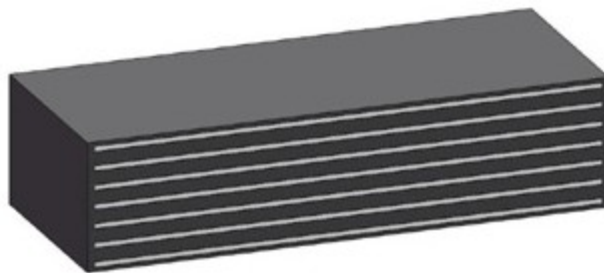
$A b$  Είναι η επιφάνεια του εφεδράνου.

$t e$  είναι το ύψος του ελαστομέρους.

Η οριζόντια διατμητική δυσκαμψία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων εξαρτάται από τις διαστάσεις και το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς.

Στα πλεονεκτήματα αυτών των εφεδράνων δίνεται η εύκολη και τυποποιημένη παραγωγή τους, ότι δεν είναι ευαίσθητη η συμπεριφορά τους σε επιδράσεις του περιβάλλοντος, στο φως, στον αέρα, στις λιπαρές ουσίες, άλλα ούτε και σε παραμέτρους όπως είναι η ταχύτητα και η ιστορία φόρτισης.

Στα μειονεκτήματα τους είναι η χαμηλή απόσβεσης στο σύστημα με αποτέλεσμα να χρειάζεται πρόσθετο συμπληρωματικό σύστημα απόσβεσης έτσι ώστε να επαρκεί στις σεισμικές φορτίσεις.



Σχήμα 3.1 Ελαστομεταλλικό εφεδράνο χαμηλής απόσβεσης.

## ii. Ελαστομεταλλικά εφεδράνα υψηλής απόσβεσης.

Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα υψηλής απόσβεσης διαφέρουν από τα εφεδράνα χαμηλής απόσβεσης στη σύνθεση του ελαστομέρους. Το ελαστομερές των εφεδράνων υψηλής απόσβεσης αποτελείται από ειδική σύνθεση φυσικού ελαστικού με διαφορετικές επεξεργασίες και εμφανίζει το πλεονέκτημα της υψηλής ικανότητας απόσβεσης. Ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης  $\xi$  των εφεδράνων κυμαίνεται σε επίπεδα μεταξύ 10 και 20% για 100% της διατμητικής αντοχής του και δεν υπάρχει πλέον η ανάγκη

συμπληρωματικών στοιχείων απόσβεσης. Η συμπεριφορά των εφεδράνων στην ενεργό δυσκαμψία και στην ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση επηρεάζεται από τους παράγοντες της θερμοκρασίας, της ιστορίας φόρτισης, της διαφορά των μετακινήσεων και της ταχύτητας φόρτισης άλλα και από την σύνθεση του ελαστομερούς.

### iii. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα πυρήνα μολύβδου.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου αποτελούν μια τροποποίηση των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης στα οποία εισάγεται τουλάχιστον ένα κεντρικό στοιχείο από πυρήνα μολύβδου το οποίο εγκαθίστανται με πίεση σε μια προανοιγμένη οπή ενός εφεδράνου κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής. Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου παράγονται με βουλκανισμό επαλλήλων στρώσεων ελαστικού και μεταλλικών πλακών έτσι ώστε να εμποδίζεται το ελαστικό να καμφθεί πλευρικά λόγω του κατακόρυφου φορτίου, άλλα οι χαλύβδινες πλάκες δεν έχουν καμία επίδραση στις οριζόντιες παραμορφώσεις του εφεδράνου που καθορίζονται από το συνολικό ύψος του ελαστομέρου. Όσο μειώνεται το πάχος των στρώσεων ελαστικού τόσο αυξάνει η κατακόρυφη δυσκαμψία και η επάρκεια ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων. Ενώ η οριζόντια δυσκαμψία του ελαστομερούς παραμένει χαμηλή λόγω του χαμηλού μέτρου διάτμησης του φυσικού ελαστικού και του συνολικού ύψους του. Οι χαλύβδινες πλάκες δεν τέμνουν τον πυρήνα μολύβδου άλλα είναι ενιαίος και οι πλάκες τον περιορίζουν και είναι αυτές που αναγκάζουν τον πυρήνα να παραμορφωθεί σε διάτμηση.

Οι διαστάσεις του πυρήνα μολύβδου σύμφωνα με τους κανονισμούς θα ικανοποιούν την εξής σχέση.

$$\frac{B}{6} \leq din \leq \frac{B}{3}$$

Όπου

$B$  είναι το πλάτος ή η διάμετρος του εφεδράνου.

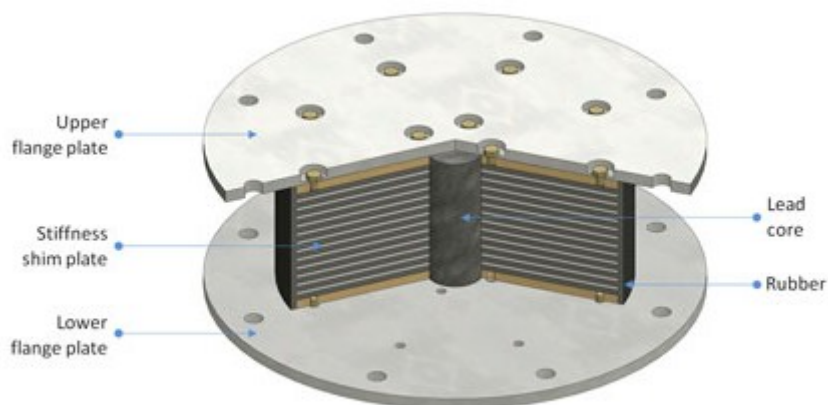
$din$  είναι η διάμετρος του πυρήνα μολύβδου.

Η παρουσία του πυρήνα μολύβδου επιδρά στη συμπεριφορά των εφεδράνων και σχεδιάζεται έτσι ώστε να τροποποιεί την σεισμική διέγερση του συστήματος. Ο πυρήνας μολύβδου σε συνδυασμό με το ελαστομερές δίνει αρχικά υψηλή ελαστική ακαμψία η οποία παρέχει επαρκή δυσκαμψία στο εφέδρανο για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις. Όταν το εφέδρανο υποβάλλεται σε ανακυκλικές σεισμικές μετατοπίσεις, ο πυρήνας μολύβδου υποβάλλεται σε διατμητική παραμόρφωση από τις μεταλλικές πλάκες και διαρρέει εύκολα σε χαμηλά επίπεδα τάσεων της τάξης των 8 έως 10 Μρα. Έλεγχος απαιτείται στον

περιορισμό του πυρήνα μολύβδου από την άνω και κάτω μεταλλική πλάκα του εφεδράνου ώστε να λειτουργεί σε καθαρή διάτμηση. Στη συνέχεια γίνεται η διαρροή του πυρήνα μολύβδου, θεωρώντας ότι έχει πλήρη πλαστική ανελαστική συμπεριφορά, και η πλευρική ευκαμψία του εφεδράνου μειώνεται και είναι όση του ελαστομέρους στα εφέδρανα. Ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης ο οποίος επιτυγχάνεται είναι αρκετά υψηλός στο 15 % έως 30 % του συστήματος. Στα εφέδρανα η ενέργεια του σεισμού καταναλώνεται ως θερμότητα και είναι ανάλογη της ανακυκλιζόμενης επιφάνειας του εφεδράνου στη φόρτιση.

Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου δίνουν στο σύστημα επαρκή αρχική δυσκαμψία για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις, επαρκή ευκαμψία στις σεισμικές φόρτισεις, επαρκή απόσβεση σεισμικής ενέργειας αλλά και επάρκεια στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων συνδυάζοντας το ελαστομερές και την ενίσχυση του.

Η επιλογή του πυρήνα μολύβδου σχετίζεται με τη μικρή τάση διαρροής του, τη θερμοκρασία για την οποία επανακρυσταλλώνεται και ξαναπαίρνει το σχήμα του μετά από την παραμόρφωση αμέσως σε ελάχιστη θερμοκρασία και δεν αστοχεί ποτέ σε κόπωση και διατηρεί τα χαρακτηριστικά σύμφωνα με το σχεδιασμό.



Σχήμα 3.2 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο πυρήνα μολύβδου.

### 3.2.3 Εφέδρανα ολίσθησης

Στα εφέδρανα ολίσθησης η συμπεριφορά τους εξαρτάται από το επίπεδο του συντελεστή τριβής ανάμεσα στις επιφάνειες τους. Τα συνηθέστερα χρησιμοποιημένα υλικά των ολισθαινόντων εφεδράνων είναι το τεφλόν ( PTFE ) και ο ανοξείδωτος χάλυβας, με τα χαρακτηριστικά της τριβής να είναι άμεσα εξαρτώμενα από τη θερμοκρασία, την ταχύτητα κίνησης στη διεπιφάνεια, το βαθμό καταπόνησης, και την καθαρότητα των επιφανειών. Οι επιφάνειες ολίσθησης των εφεδράνων είναι δυνατόν να είναι είτε λιπασμένες είτε όχι ανάλογα τις απαιτήσεις του συντελεστή τριβής σύμφωνα με τον σχεδιασμό. Η διαφορά των

εφέδρανων ολίσθησης από τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα όσον αφορά τη δράση του οφείλεται στο στόχο της εφαρμογής τους. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα εγκαθίστανται έτσι ώστε να αυξήσουν την ιδιοπερίοδο του συστήματος ενώ τα εφέδρανα ολίσθησης έτσι ώστε να ελαχιστοποιούν την μετάδοση των δυνάμεων στο σύστημα. Η συμπεριφορά των εφεδράνων ολίσθησης είναι σαν να εγκαθίστανται κυλίσεις στις στήριξής του συστήματος. Οι διαδεδομένες εφαρμογές των εφεδράνων ολίσθησης είναι οι επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης και το σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς των επιφανειών.

### **i. Εφέδρανα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης.**

Τα εφέδρανα ολίσθησης σε επίπεδες επιφάνειες είναι το απλούστερο σύστημα εφεδράνων ολίσθησης. Το σύστημα αποτελείται από επίπεδες επιφάνειες χάλυβα επικαλυπτόμενες με τεφλόν ( PTFE ) για να έχουν χαμηλό συντελεστή τριβής. Το χαμηλό επίπεδο συντελεστή τριβής ανάμεσα στις ολισθαίνουσες επιφάνειες ελαχιστοποιεί την τέμνουσα δύναμη στην ανωδομή. Όταν ο συντελεστής τριβής είναι χαμηλός τότε η δύναμη η οποία φτάνει στην ανωδομή είναι εξίσου χαμηλή και δεν αυξάνεται επιπλέον μετά την υπέρβαση του συντελεστή τριβής αυτού. Το μειονέκτημα των εφεδράνων επίπεδης ολίσθησης είναι ότι για να αποφευχθεί η κίνηση σε μικρής κλίμακας σεισμούς ή μη σεισμικές οριζόντιες δράσεις, χρειάζεται σχετικά υψηλή τιμή του συντελεστή τριβής των διεπιφανειών , με αποτέλεσμα να υπάρχουν εναπομένουσες μετακινήσεις στο σύστημα. Τέτοια συστήματα δεν εμφανίζουν επαρκή δύναμη επαναφοράς εξαιτίας της μορφής τους. Έτσι η χρησιμοποίησή τους γίνεται σε συνδυασμό με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τα οποία δίνουν στο σύστημα την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς και σε συνδυασμό μεταξύ τους εμφανίζουν αξιόπιστες εφαρμογές.

Στα συστήματα ολίσθησης σε επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης ελαχιστοποιούν τη δύναμη που μεταφέρεται στην ανώδομη σε ένα σεισμό σύμφωνα με την εξής σχέση.

$$F_{max} = \mu d \cdot N_{sd} \cdot \text{sign}(d b)$$

Όπου

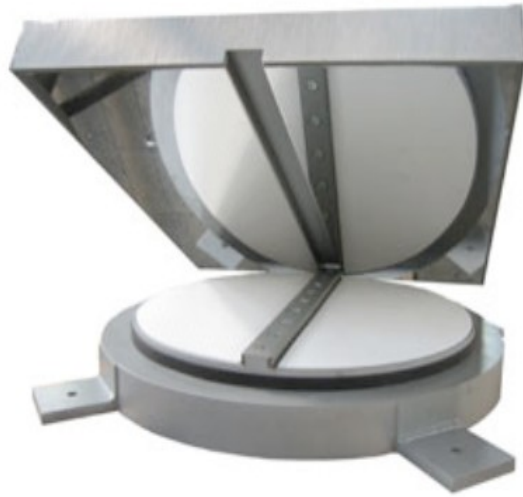
$\mu d$  είναι ο συντελεστής τριβής.

$N_{sd}$  είναι η αξονική δύναμη του εφεδράνου.

$d b$  είναι η σχετική μετακίνηση των δυο επιφανειών.

Η ενέργεια την οποία αποσβένουν σε ανακυκλιζόμενη μετακίνηση δίνεται από την εξής σχέση.

$$E_d = 4 \cdot \mu d \cdot N_{sd} \cdot d b$$



Σχήμα 3.3 Εφεδράνο επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης.

## ii. Εφέδρανα εκκρεμούς τριβής.

Τα εφεδράνα εκκρεμούς τριβής συνδυάζουν την ολίσθηση σε επιφάνεια τριβής και την δύναμη επαναφοράς στην αρχική τους θέση η οποία οφείλεται στη γεωμετρία τους. Το εφεδράνο αποτελείται από μια αρθρωτή επιφάνεια ολίσθησης, μια κοίλη επιφάνεια από χάλυβα και μια επιπλέον χαλύβδινη επιφάνεια. Οι επιφάνειες αυτές κατασκευάζονται από ανοξείδωτο χάλυβα και οι κυρτές επιφάνειες στις οποίες ο αρθρωτός ολισθήρας έρχεται σε επαφή φέρουν επένδυση με βασικό υλικό το τεφλόν ( PTFE ). Όταν ο αρθρωτός ολισθήρας ολισθαίνει στην χαλύβδινη επιφάνεια προκαλείται ανύψωση των στοιχείων τα οποία στηρίζει δημιουργώντας έτσι δυνάμεις επαναφοράς για το εφεδράνο στην αρχική θέση ισορροπίας. Η απόσβεση του εφεδράνου δημιουργείται στη τριβή του αρθρωτού ολισθήρα και της επιφάνειας ολίσθησης. Η ιδιοπερίοδος του συστήματος στα εφεδράνα εκκρεμούς τριβής εξαρτάται αποκλειστικά από την ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας και όχι από το βάρος του και η ακαμψία εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων.

Στα συστήματα ολίσθησης εκκρεμούς τριβής σε επιφάνειες ολίσθησης σε ακτίνα  $R_b$  δίνουν δύναμη επαναφοράς στη σχετική μετακίνηση του εφεδράνου και ελαχιστοποιούν τη δύναμη που μεταφέρεται στην ανώδομη σε ένα σεισμό σύμφωνα με τις έξης σχέσεις.

$$F = \frac{N_{sd} \cdot d \cdot b}{R_b}$$

$$F_{max} = \frac{N_{sd} \cdot d \cdot b}{R_b} + \mu d \cdot N_{sd} \cdot \text{sign}(d \cdot b)$$

Η ενέργεια την οποία αποσβένουν σε ανακυκλιζόμενη μετακίνηση δίνεται από την εξής σχέση.

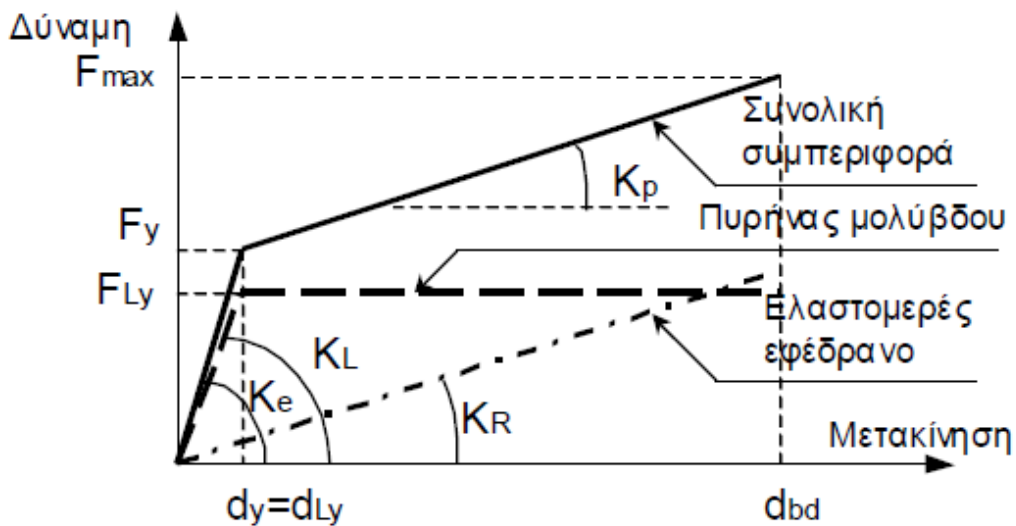
$$E d = 4 \cdot \mu d \cdot N s d \cdot d b$$



Σχήμα 3.4 Εφέδρανο εκρεμμούς τριβής.

### 3.3 Διαδικασία προσομοίωσης εφεδράνων

Θα εκφραστούν τα χαρακτηριστικά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου στις εξής σχέσεις.



Σχήμα 3.5 Συμπεριφορά ελαστομεταλλικού εφεδράνου πυρήνα μολύβδου.

### Δυσκαμψία στον ανελαστικό κλάδο

$$K R = \frac{G \cdot Ab}{te}$$

Όπου

$G$  είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομέρους.

$Ab$  είναι η επιφάνεια του ελαστομέρους.

$te$  είναι το ύψος ελαστομέρους.

### Δυσκαμψία στον ελαστικό κλάδο

$$K E = K R \cdot \alpha$$

Όπου

$\alpha$  είναι ο λόγος της ελαστικής και της ανελαστικής δυσκαμψίας του εφεδράνου. Η τιμή του είναι  $\alpha=10$ .

### Κατακόρυφη δυσκαμψία

$$K v = \frac{E c \cdot Ab}{te}$$

Όπου

$E c$  είναι το μέτρο συμπίεσης του ελαστομέρους.

$Ab$  είναι το εμβαδόν του ελαστομέρους.

$te$  είναι το ύψος ελαστομέρους.

### Δύναμη διαρροής πυρήνα μολύβδου

$$F yl = \sigma yl \cdot Al$$

Όπου

$\sigma yl$  είναι η τάση διαρροής του μολύβδου.

$Al$  είναι το εμβαδόν του πυρήνα μολύβδου.

**Δύναμη διαρροής εφεδράνου**

$$F_y = F_{yl} \cdot \left(1 + \frac{KR}{KE - KR}\right)$$

**Μετακίνηση διαρροής εφεδράνου**

$$D_y = \frac{F_{yl}}{KE - KR}$$

**Ενεργός δυσκαμψία εφεδράνου**

$$KEFF = KR + \frac{F_{yl}}{d \cdot bd}$$

**Αποσβενομένη ενέργεια εφεδράνου**

$$BEFF = \frac{4 \cdot F_{yl} \cdot (d \cdot bd - D_y)}{2 \cdot \pi \cdot KEFF \cdot d \cdot bd^2}$$

**Δύναμη αστοχίας εφεδράνου**

$$F = KEFF \cdot d \cdot bd$$





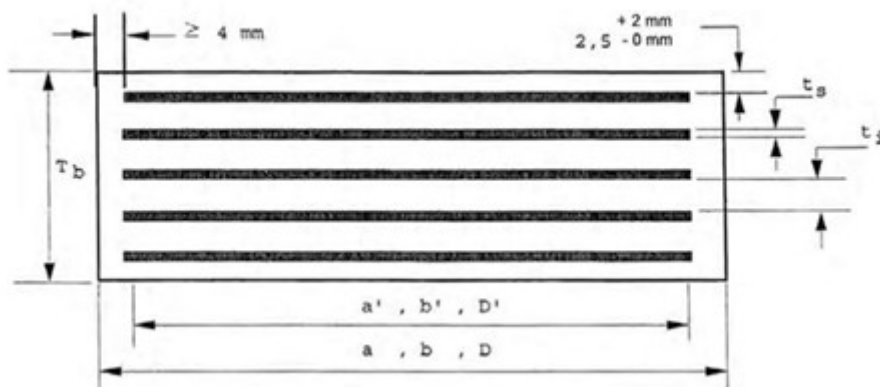
## 4. Σύγχρονοι κανονισμοί σεισμικής μόνωσης

### 4.1 Εισαγωγή

Στις χώρες στις οποίες η σεισμική μόνωση εφαρμόζεται σε σημαντικό βαθμό ως αντισεισμική ενίσχυση έχουν αναπτυχθεί οι αντίστοιχοι κανονισμοί που προδιαγράφουν τους περιορισμούς, τις ιδιότητες των συστημάτων και τα χαρακτηριστικά που διέπουν το σχεδιασμό της. Τέτοιοι κανονισμοί έχουν αναπτυχθεί στις Ηνωμένες Πολιτείες, όπως είναι ο AASHTO ή ο UBC, και στην Ιαπωνία. Στην Ελλάδα, όπως αναφέρεται στον ΕΑΚ στο άρθρο 1.1.1.2 «Για άλλες ειδικές κατηγορίες δομημάτων ή έργων για τα όποια προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση απαιτείται συμπλήρωση του κανονισμού με πρόσθετες διατάξεις», δεν εντάχθηκαν στο πλαίσιο των κανονισμών.

Στην παρούσα εργασία οι απαιτούμενοι έλεγχοι πραγματοποιούνται σύμφωνα στις Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, στις οποίες αναφέρονται οι προδιαγραφές και οι κανόνες για τη μόρφωση και το σχεδιασμό ελαστομερών εφεδράνων και συντάχθηκαν στα πλαίσια ερευνητικού προγράμματος του ΟΑΣΠ, και στον EC8 που αναφέρεται στους στόχους και τις απαιτήσεις της ενίσχυσης.

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας πρέπει να εξασφαλίζεται από το σχεδιασμό ότι τα εφέδρανα δεν θα υποστούν βλάβη η οποία μπορεί να επηρεάσει την καλή λειτουργία τους, ή να προκαλέσει σημαντική αύξηση του κόστους συντήρησης κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει η αντοχή και η ευστάθεια των εφεδράνων να είναι επαρκής ώστε να αντέχουν στα φορτία και τις μετακινήσεις σχεδιασμού της κατασκευής.



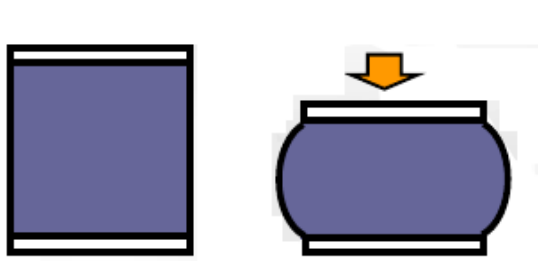
Σχήμα 4.1 Διατομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου.

## 4.2 Έλεγχοι εφεδράνων σεισμικής μόνωσης

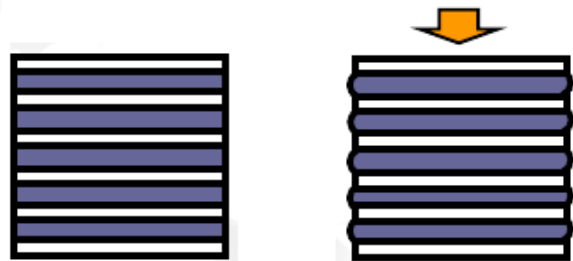
Οι έλεγχοι αναφέρονται στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα στα οποία περιορίζονται στις παραμορφώσεις που αναπτύσσει το εφέδρανο όταν βρίσκεται στη μέγιστη μετακίνηση του και στο έλεγχο σε λυγισμό στην ίδια θέση. Η μετακίνηση αυτή οφείλεται στην οριζόντια σεισμική δύναμη αλλά και στα στρεπτικά φαινόμενα που αναπτύσσονται από την ύπαρξη στροφής στο σύστημα. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις για τα εφέδρανα.

- i. Η αξονική παραμόρφωση που οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο στη θέση του εφεδράνου υπό το σεισμικό συνδυασμό το οποίο δημιουργεί τάσεις στο ελαστομέρες και τις χαλύβδινες στρώσεις.

Αυτός είναι και ο λόγος που τοποθετούνται οι χαλύβδινες στρώσεις ώστε να περιοριστεί η αξονική παραμόρφωση λόγω του φαινομένου του poisson που οδηγεί στη δημιουργία του εγκάρσιου εφελκυσμού στο ελαστομέρες.

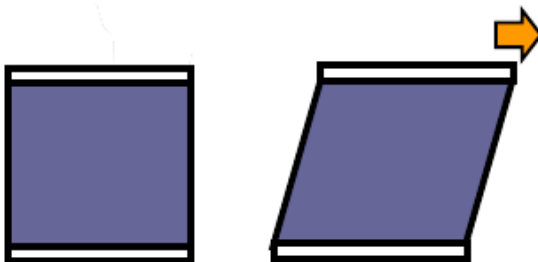


Σχήμα 4.2 Συμπεριφορά σε αξονική παραμόρφωση πριν την χαλύβδινη ενίσχυση.

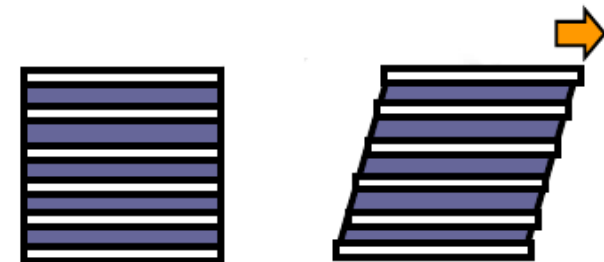


Σχήμα 4.3 Συμπεριφορά σε αξονική παραμόρφωση μετά την χαλύβδινη ενίσχυση.

- ii. Η εγκάρσια διαμητική παραμόρφωση που οφείλεται στις οριζόντιες δυνάμεις οι οποίες δρουν στο ελαστομέρες και στις χαλύβδινες στρώσεις που παραμορφώνουν το εφέδρανο.



Σχήμα 4.4 Συμπεριφορά σε εγκάρσια παραμόρφωση πριν την χαλύβδινη ενίσχυση.



Σχήμα 4.5 Συμπεριφορά σε εγκάρσια παραμόρφωση μετά την χαλύβδινη ενίσχυση.

- iii. Η παραμόρφωση που οφείλεται στη στροφή των πλακών έδρασης των εφεδράνων. Οι στροφές είναι περί άξονες εγκάρσιους στις διαστάσεις του εφεδράνου. Η επιρροή της παραμόρφωσης αυτής είναι μικρή για τα κτιριακά έργα και όταν το εφέδρανο εδράζεται σε διαφράγματα τότε δεν υπολογίζεται.

Απαιτείται αυξημένη αξιοπιστία για την αντοχή και την ακεραιότητα του συστήματος μόνωσης, λόγω της κρισιμότητας που έχει η ικανότητα μετακίνησης του για την συνολική ασφάλεια της κατασκευής. Για αυτό στο σχεδιασμό κάθε στοιχείου του συστήματος σεισμικής μόνωσης αυξάνονται οι σεισμικές μετακινήσεις ( $d_{bi,a}$ ) σε σχέση με εκείνες που προκύπτουν από την ανάλυση ( $d_{bi,d}$ ).

$$d_{bi,a} = \gamma_{is} \cdot d_{bi,d}$$

$$\gamma_{is} = 1.50$$

**Υπολογισμός ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης που οφείλεται στην οριζόντια μετατόπιση.**

$$\varepsilon_{qd} = \frac{d_{Ed}}{\sum t_i}$$

Όπου

$$d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$$

$d_{Ed}$  η συνολική μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού του εφεδράνου

$d_{Edx}, d_{Edy}$  οι σύγχρονες συνιστώσες της  $d_{Ed}$

$\sum t_i$  το συνολικό πάχος του ελαστομερούς

**Υπολογισμός ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης που οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο.**

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.50 \cdot N_{sd}}{S \cdot G \cdot A_r}$$

Όπου

$G$  το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς του εφεδράνου

$N_{sd}$  το κατακόρυφο φορτίο υπό το σεισμικό συνδυασμό στη θέση του εφεδράνου

$A_r$  η απομένουσα επιφάνεια του εφεδράνου

$S$  ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου

Ο συντελεστής σχήματος του εφέδρανου είναι το εμβαδόν της φορτιζόμενης επιφάνειας του προς το εμβαδόν της ελεύθερης επιφάνειας του. Η φορτιζόμενη επιφάνεια είναι η κάτοψη του εφέδρανου στην οποία φορτίζεται ενώ η ελεύθερη είναι η παράπλευρη επιφάνεια του ελαστομεταλλικού εφέδρανου σε οριζόντιο επίπεδο.

για ορθογωνικά εφέδρανα διαστάσεων  $b_x, b_y$

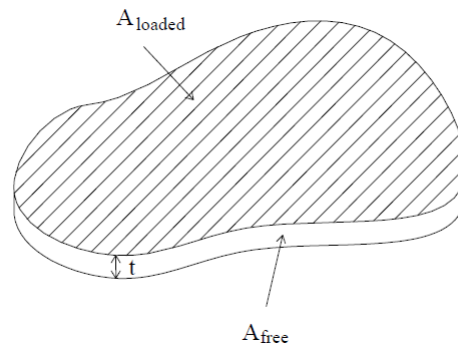
$$S = \frac{b_x \cdot b_y}{2 \cdot (b_x + b_y) \cdot t_i}$$

για κυκλικά εφέδρανα διαμέτρου  $D$

$$S = \frac{D}{4 \cdot t_i}$$

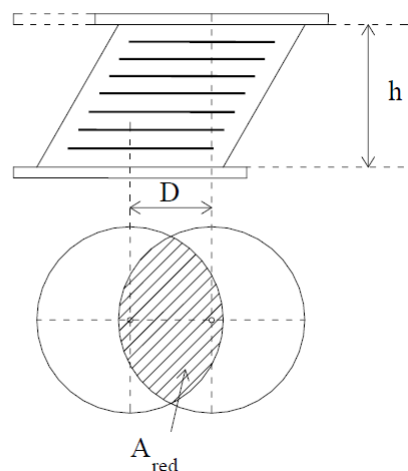
Όπου

$$D = D_{ext} - D_{in}.$$



Σχήμα 4.6 Φορτιζόμενη και ελεύθερη επιφάνεια.

Η έννοια της μειωμένης ενεργούς επιφάνειας του εφέδρανου αναφέρεται στην απομένουσα επιφάνεια που ορίζεται από τις προβολές των ακραίων στρώσεων του εφέδρανου σε οριζόντιο επίπεδο όταν ασκείται η μέγιστη μετακίνηση του.



Σχήμα 4.7 Απομένουσα επίφανεια εφέδρανου στη μέγιστη μετακίνηση υπό το σεισμικό συνδυασμό.

για ορθογωνικά εφέδρανα διαστάσεων  $b_x, b_y$  η ενεργός επιφάνεια είναι

$$Ar = (b_x - d E_{dx}) \cdot (b_y - d E_{dy})$$

για κυκλικά εφέδρανα διαμέτρου  $D$  είναι

$$Ar = \frac{(\delta - \sin\delta) \cdot D^2}{4}$$

Όπου

$$\delta = 2 \cdot \arccos\left(\frac{d E_d}{D}\right)$$

$$d E_d = \sqrt{d E_{dx}^2 + d E_{dy}^2}$$

**Υπολογισμός ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης που οφείλεται στη στροφή του εφεδράνου.**

για ορθογωνικά εφέδρανα διαστάσεων  $b_x, b_y$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(b_x^2 \cdot a_x + b_y^2 \cdot a_y)}{2 \cdot t_i \cdot \sum t_i}$$

Όπου

$a_x, a_y$  είναι οι γωνίες στροφής περί άξονες εγκάρσιους προς τις διαστάσεις  $b_x, b_y$  των εφεδράνων.

για κυκλικά εφέδρανα διαμέτρου  $D$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{D^2 \cdot \alpha}{2 \cdot t_i \cdot \sum t_i}$$

Όπου

$$\alpha = \sqrt{(a_x^2 + a_y^2)}$$

## Υπολογισμός συνολικής ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης.

$$\varepsilon_{td} = \varepsilon_{sd} + \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ad}$$

Ένα εφέδρανο επαρκεί για το σύστημα μόνωση όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις όσον αφορά την συνολική και την εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση.

$$\varepsilon_{td} \leq \frac{\varepsilon_{uk}}{\gamma_m}$$

Όπου  $\varepsilon_{uk} = 7.0$   $\gamma_m = 1.15$

$$\varepsilon_{qd} \leq 2.0$$

Για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου έναντι λυγισμού που οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο υπό το σεισμικό συνδυασμό πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις.

$$P_{cr} \geq N_{sd}$$

Όπου  $N_{sd}$  είναι η φόρτιση στη θέση του εφεδράνου

$P_{cr}$  είναι το φορτίο λυγισμού του εφεδράνου

$$P_{cr} = \frac{2 \cdot (D \cdot G \cdot S \cdot A_r)}{3 \cdot \sum t_i}$$

$$\frac{D}{\sum t_i} \geq 4.0$$

Ο σχεδιασμός των εφεδράνων επιτρέπει τη μεταφορά της της τέμνουσα δύναμης  $V_{Ed}$  η οποία αντιστοιχεί στην συνολική διατμητική παραμόρφωση  $\varepsilon_{sd}$  του συστήματος ξεπερνώντας τη δημιουργία ολίσθησης όταν ικανοποιούνται στο σεισμικό συνδυασμό οι εξής σχέσεις.

$$\frac{V Ed}{N Ed} \leq a + \frac{\beta}{\frac{N Ed}{Ar}}$$

$$\frac{N Ed}{Ar} > 3.0$$

- Όπου  $a$  0.10 για εφέδρανα εξωτερικής επιφάνειας ελαστικού  
 0.50 για εφέδρανα εξωτερικών ανάγλυφων χαλυβδόφυλλων  
 $\beta$  0.60 για έδραση σκυρόδεμα  
 0.20 για έδραση σε διαφορετική επιφάνεια

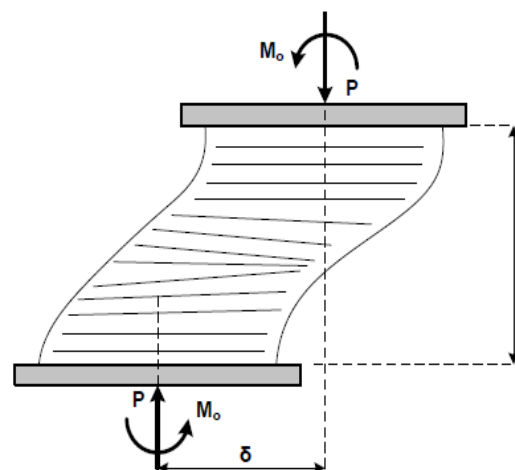
Το ελάχιστο πάχος των χαλύβδινων πλακών ενός ελατομεταλλικού εφεδράνου προκείμενου να αντιστέκεται στις προκαλούμενες εφελκυστικές τάσεις πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση που ακολουθεί. Όταν ικανοποιείται δεν επιτρέπεται η σχετική μετακίνηση στη διεπιφάνεια χάλυβα ελαστομερούς.

$$t_s = \frac{1.3 \cdot N_{sd} \cdot (t_1 + t_2)}{Ar \cdot f_k} \geq 2.0$$

- Όπου  $t_1, t_2$  είναι τα πάχη του ελαστομέρους εκατέρωθεν της χαλύβδινης πλάκας  
 $f_k$  είναι η τάση διαρροής του χάλυβα  
 $\gamma_m$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας



Σχήμα 4.8 Συμπεριφορά ελαστομεταλλικού εφεδράνου σε πείραμα όταν ασκούνται το φορτία σχεδιασμού.



Σχήμα 4.9 Συμπεριφορά εφεδράνου στη διατμητική φόρτισης.





Σχήμα 4.10 Συμπεριφορά ελαστομεταλλικού εφέδρανου στο σεισμό.

### 4.3 Ειδικές απαιτήσεις στο σύστημα

i. Δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση

Οι μονωτήρες πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση ώστε να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται όταν η οριζόντια μετακίνηση του κέντρου μάζας της ανωδομής που οφείλεται στην ευκαμψία των μονωτήρων στην κατακόρυφη διεύθυνση είναι μικρότερη από το 5 % της μετακίνησης σχεδιασμού  $d_{cd}$ .

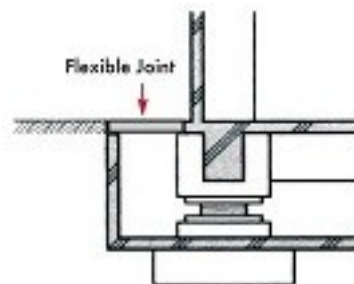
Η απαίτηση ικανοποιείται όταν στο σύστημα είναι εφέδρανα ολίσθησης, ελαστομεταλλικά εφέδρανα πυρήνα μολύβδου και συνήθη εφέδρανα.

Η οριζόντια μετακίνηση που οφείλεται στο αξονικό φορτίο υπολογίζεται από την σχέση η οποία αναφέρεται στη συνέχεια.

$$d_z = \frac{N s d}{A b} \cdot \sum t_i \cdot \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E b} \right)$$

ii. Περιθώριο

Το περιθώριο μετακίνησης για την προστασία των κύριων ή κρίσιμων στοιχείων του έργου και το αντίστοιχο περιθώριο των σεισμικών συνδέσμων θα εξασφαλιστεί από τη συνολική μετακίνηση σχεδιασμού σε τιμή αυξημένη στο 20 % της τιμής της ανάλυσης.

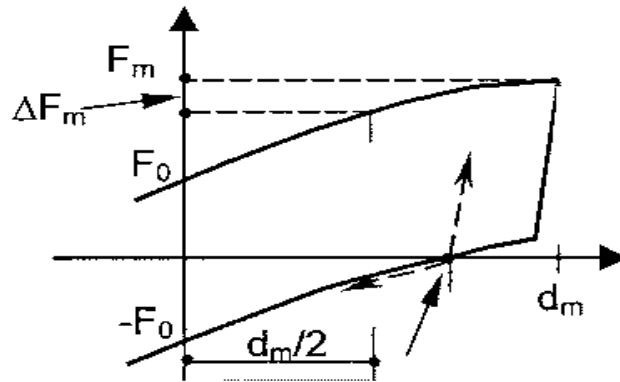


Σχήμα 4.11 Αρμός ανάμεσα στην κατασκευή και το έδαφος

iii. Ικανότητα οριζόντιας επαναφοράς

Ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης θεωρείται ότι ικανοποιεί την απαίτηση της αυτοδύναμης επαναφοράς στην αρχική του θέση όταν συμβαίνουν τα ακόλουθα.

Στο σύστημα η απόκλιση από την αρχική θέση δεν είναι σημαντική σε σχέση την αναμενόμενη μετακίνηση του και από την αποκλίνουσα θέση ως προς την αρχική θέση η δυσκαμψία να μειώνεται ενώ διαφορετικά να αυξάνεται.



Σχήμα 4.12 Οριζόντια επαναφοράς συστήματος.

$$\Delta F_m \geq \frac{0.015 \cdot W \cdot d \cdot d_{rm}}{d_m}$$

$$d_{rm} \leq d_m - 0.5 \cdot d_a, \max$$

iv. Ανωδομή και υποδομή

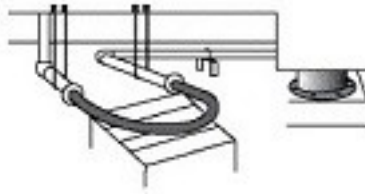
Η ανωδομή και η υποδομή της κατασκευής πρέπει να είναι στην ελαστική περιοχή στην διάρκεια του σεισμικού γεγονότος και να φτάνουν στην οριακή αντοχή τους τα εφέδρανα. Για αυτό η ανωδομή και η υποδομή σχεδιάζονται για σεισμικές φορτίσεις στο ελαστικό φάσμα για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1$  ή για οιονεί ελαστική συμπεριφορά στο φάσμα όταν  $q \leq 1.5$ . Άρα δεν είναι αναγκαίος ο ικανοτικός σχεδιασμός της ανωδομής και της υπόδομης δηλαδή δεν απαιτείται η δημιουργία πλαστικής συμπεριφοράς. Η θεμελίωση πρέπει να είναι στην ελαστική περιοχή γιατί δεν θεωρείται επαρκές να αστοχεί η υποδομή και η ανωδομή πριν από τα εφέδρανα.

v. Δημιουργία τάσεων στα εφέδρανα

Τα εφέδρανα είναι σχεδιασμένα να αναλαμβάνουν τάσεις από τα κατακόρυφα φόρτια, σε περίπτωση που εμφανιστεί εγκάρσιος εφελκυσμός τα ελαστομερή δεν είναι σχεδιασμένα να τον αναλάβουν, δηλαδή όταν εμφανιστεί απαιτούνται συγκεκριμένα μέτρα ενίσχυσης των συστημάτων.

vi. Εγκαταστάσεις κοινής ωφέλειας

Οι εγκαταστάσεις οι οποίες διαπερνούν το επίπεδο της μόνωσης θα είναι σχεδιασμένες να είναι σε θέση να αντέχουν τις μετακινήσεις που εντοπίζονται στο επίπεδο αυτό. Το ίδιο συμβαίνει στα δίκτυα κοινής ωφέλειας τα οποία είναι σχεδιασμένα σε εύκαμπτες συνδέσεις για να εντείνονται.



Σχήμα 4.13 Σωληνώσεις στην ενίσχυση

vii. Διατάξεις αποφυγής διαφορικών σεισμικών εδαφικών κινήσεων

Στα δομικά στοιχεία που βρίσκονται άνω και κάτω της διεπιφάνειας της σεισμικής μόνωσης πρέπει να είναι άκαμπτα τόσο στις οριζόντιες διευθύνσεις όσο και στην κατακόρυφη, ώστε να ελαχιστοποιείται η επίδραση των διαφορικών σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων. Είναι σημαντικό ότι δεν εξουδετερώνεται η σεισμική ενεργεία από τα δύσκαμπτα στοιχεία δηλαδή φορτίζεται το σύστημα ενίσχυσης.

#### 4.4 Ανάλυση κατασκευών

Στις Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση αναφέρονται οι ακόλουθες μέθοδοι για την ανάλυση σεισμικά μονωμένων κατασκευών ώστε να επιτραπεί η στρατηγικής ενίσχυσης της σεισμικής μόνωσης.

- i. Μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
- ii. Μέθοδος φασματικής απόκρισης
- iii. Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Βασική απαίτηση ώστε να είναι αποδέκτες οι αναλύσεις είναι να τηρούντα τα ακόλουθα ως εξής, για την Μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος όλες οι προϋποθέσεις, στη Μέθοδο της φασματικής απόκρισης οι δυο τελευταίες και η Μέθοδο της ανάλυσης χρονοϊστορίας γίνεται ανάλυση ανεξάρτητα των ακόλουθων.

Η απόσταση μεταξύ της θέσης της κατασκευής και του πλησιέστερου ενεργού σεισμογόνου ρήγματος, υπερβαίνει τα 15 χιλιόμετρα.

Οι εδαφικές συνθήκες στην θέση της κατασκευής αντιστοιχούν σε μία από τις κατηγορίες εδάφους Α, Β, Γ ή Δ του άρθρου 2.3.6 του ΕΑΚ.

Όταν η ενεργός απόσβεση δεν υπερβαίνει το 0.30.

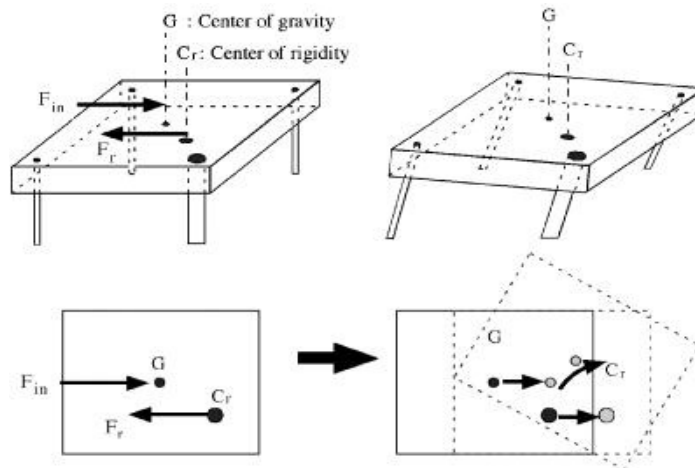
Στην εργασία χρησιμοποιήθηκε η Μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για τη διαδικασία της προδιαστασιολόγησης του συστήματος σεισμικής μόνωσης και έγινε ένα πρόγραμμα στο περιβάλλον του προγράμματος Matlab και στην ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε η Μέθοδος της φασματικής απόκρισης.

## Μέθοδος Ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η διαδικασία αυτή είναι μια απλοποιημένη θεώρηση που αποσκοπεί στον προσδιορισμό των μετακινήσεων που ασκούνται στο σύστημα μόνωσης και χρησιμοποιείται στη φάση της προδιαστασιολόγησης του συστήματος ώστε να γίνει εκτίμηση των γεωμετρικών στοιχείων των εφεδράνων που στη συνέχεια χρησιμοποιούνται για τη επόμενη ανάλυση της κατασκευής από τις δυο υπόλοιπες μεθόδους. Στην ανάλυση αυτή η ανωδομή θεωρείται ως πλήρως στερεό σώμα και οι συνολικές μετακινήσεις εντοπίζονται στο επίπεδο του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Δηλαδή η μη γραμμική συμπεριφορά εντοπίζεται στα στοιχεία του συστήματος και η υπόλοιπη κατασκευή παραμένει ουσιαστικά ελαστική.

Είναι σαν δυναμική απόκριση μονοβάθμιου ταλαντωτή σε κάθε διεύθυνση αν θεωρηθεί ότι η ανωδομή είναι άκαμπτη και υπόκειται σε μεταφορική και στροφική κίνηση, η υποδομή είναι απαραμόρφωτη και η συνολική ενεργός δυσκαμψία  $KEFF$  του συστήματος είναι συγκεντρωμένη στο επίπεδο του και οφείλεται αποκλειστικά στην δυσκαμψία των εφεδράνων σε κάθε διεύθυνση  $X, Y$ , δηλαδή η ανωδομή και η υποδομή δεν συμμετέχουν στην δυσκαμψία του συστήματος, το οποίο ισχύει για τα κτιριακά έργα γιατί στις γέφυρες διαφοροποιείται.

Στη συνέχεια αναφέρονται τα στοιχεία του μονώροφου συστήματος τα οποία χρησιμοποιούνται για την προδιαστασιολόγηση του συστήματος των εφεδράνων LRB το οποίο γράφτηκε στο Matlab, στη συνέχεια αναφέρεται σε βήματα, και στο οποίο αν γίνουν ελάχιστες τροποποιήσεις ανάλογες του τύπου των εφεδράνων χρησιμοποιείται στην προδιαστασιολόγηση των HDRB ,LDRB και FPS.



Σχήμα 4.14 Οι ιδιότητες του ισοδύναμου ταλαντωτή.

Υπολογίζονται οι συντεταγμένες του μονώροφου από το τυχαίο σύστημα σε όλες τις θέσεις εφεδράνων, στην εργασία το σύστημα αυτό έχει ως άξονα το υποστύλωμα της αριστερής γωνία του κτιρίου.

Υπολογίζονται τα κατακόρυφα φορτία στις θέσεις των εφεδράνων και το συνολικό βάρος από το σεισμικό συνδυασμό.

$$G + 0.3 \cdot Q$$

$$W = \sum N_{sd, i}$$

Υπολογισμός του κέντρου βάρους στοιχειών.

$$X_{KB} = \frac{\sum X_i \cdot N_{sd, i}}{\sum N_{sd, i}} \quad Y_{KB} = \frac{\sum Y_i \cdot N_{sd, i}}{\sum N_{sd, i}}$$

Υπολογισμός της ενεργούς δυσκαμψίας των εφεδράνων στο επίπεδο ενίσχυσης.

$$KEFF_X = \sum KEFF_{, i}$$

$$KEFF_Y = \sum KEFF_{, i}$$

Όπου  $KEFF_{, i}$  είναι η δυσκαμψία του εφεδράνου.

Όταν τα εφέδρανα είναι κυκλικά είτε τετραγωνικά τότε οι οριζόντιες δυσκαμψίες είναι ίδιες.

Υπολογισμός της ενεργούς ιξώδους απόσβεσης.

$$JEFF = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \left( \frac{\sum ED_{, i}}{KEFF \cdot d \cdot c \cdot d^2} \right) \quad ED = 4 \cdot (F_y \cdot d_{bd} - F_{max} \cdot d_y)$$

Υπολογισμός του  $\eta$  συντελεστή απόσβεσης.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{JEFF + 5}} \geq 0.55$$

Η ενεργός απόσβεση τίθεται σε %

Υπολογισμός ενεργούς ιδιοπεριόδου.

$$TEFF = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot KEFF}}$$

Υπολογισμός της επιτάχυνσης.

$$Se = Se(TEFF, \eta) \quad Sd = \frac{Se}{4 \cdot \pi^2} \cdot TEFF^2$$

Υπολογισμός της στροφής.

$$\Theta = \frac{P \cdot \sin(\varphi) \cdot (XKB - XK\Delta) - P \cdot \cos(\varphi) \cdot (YKB - YK\Delta)}{K\Theta}$$

Υπολογισμός του κέντρου δυσκαμψίας.

$$XK\Delta = \frac{\sum KEFFi \cdot Xi}{\sum KEFFi} \quad YK\Delta = \frac{\sum KEFFi \cdot Yi}{\sum KEFFi}$$

Υπολογισμός συντεταγμένων από το κέντρο δυσκαμψίας .

$$xkd = X - XK\Delta \quad ykd = Y - YK\Delta$$

Υπολογισμός στροφικής ακαμψίας.

$$K\Theta = \sum (K\Theta, i + xkd^2, i \cdot KEFFi + ykd^2, i \cdot KEFFi)$$

Υπολογισμός μετακίνησης τυχαίου σημείου.

$$ux, i = \frac{P \cdot \cos(\varphi)}{KEFF} - ykd, i \cdot \Theta \quad uy, i = \frac{P \cdot \sin(\varphi)}{KEFF} + xkd, i \cdot \Theta$$

Βάση των σχέσεων αυτών προκύπτει η διαδικασία προδιαστασιολόγησης των εφεδράνων αν συμπεριληφθούν και οι σχέσεις για τη συμπεριφορά των εφεδράνων οι οποίες αναφέρονται στη ενότητα των εφεδράνων.

## 4.5 Ανάλυση τής διαδικασίας προδιαστασιολόγησης

Στο σημείο αυτό αναφέρεται συνοπτικά ο τρόπος υλοποίησης του προγράμματος ώστε να ερμηνευθούν τα επιμέρους στοιχεία του. Το πρόγραμμα βασίζεται στη θεώρηση της κατασκευής σαν στερεό σώμα και η συμπεριφορά του θεωρείται αυτή της μονοβάθμιας απόκρισης, δηλαδή είναι εφαρμόσιμοι οι νόμοι που διέπουν την ανάλυση τέτοιων στοιχείων.

Στην εργασία αυτή γράφτηκαν δυο προγράμματα στο Matlab το ένα αφορά την προδιαστασιολόγηση των εφεδράνων σε τυχούσα κάτοψη και το άλλο την προδιαστασιολόγηση σε τυχούσα κάτοψη επιζητώντας τη βέλτιστη θέση των εφεδράνων για να ελαχιστοποιηθεί η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο βάρους και το κέντρο δυσκαμψίας, για τη διαδικασία αυτή χρησιμοποιήθηκε ο αλγόριθμος cuckoo\_search ο οποίος είναι ένας αλγόριθμος βελτιστοποίησης. Στη συνέχεια δίνονται τα βήματα της αρχικής ισοδύναμης ανάλυσης.

1. Αρχικά στο πρόγραμμα δίνονται οι συντεταγμένες των υποστυλωμάτων, τα κατακόρυφα φορτία στις θέσεις αυτές και τα διαθέσιμα εφέδρανα δίνοντας τη γεωμετρία και τα στοιχεία τους. Τα εφέδρανα δίνονται σε αύξουσα σειρά ανάλογα την εξωτερική διάμετρο και την τάση διαρροής τους.

2. Στο πρόγραμμα δίνονται τα στοιχεία του φάσματος, δηλαδή συντελεστής συμπεριφοράς, κατηγορία σπουδαιότητας, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, κατηγορία εδάφους.

3. Υπολογίζονται τα στοιχεία των εφεδράνων που εξαρτώνται από τις γεωμετρικές ιδιότητες τους και αποθηκεύονται σε πίνακες.

Τα στοιχεία αυτά είναι αυτά του διγραμμικού νόμου της συμπεριφοράς των εφεδράνων.

$$F_y , KL , KE , D_y , F_{ylead} , KR$$

4. Στη συνέχεια αρχίζει η επαναληπτική διαδικασία η οποία άφορα τους ελέγχους των εφεδράνων. Η διαδικασία που ακολουθεί είναι το πρόγραμμα κάθε φορά να δίνει στις θέσεις των υποστυλωμάτων εφέδρανα ξεκινώντας από το πρώτο εφέδρανο και όταν όλα τα υποστυλώματα έχουν εφέδρανο ξεκινάει η επανάληψη .

5. Το πρόγραμμα βρίσκει το κέντρο βάρους των φορτίων των εφεδράνων.

$$XKB , YKB$$

6. Ξεκινάει η επαναληπτική διαδικασία για τον εντοπισμό της ζητούμενης μετακίνησης της ενίσχυσης στο επίπεδο των εφεδράνων. Αρχικά δίνεται ένας τυχαίος αριθμός για την μετακίνηση έτσι ώστε να υπολογιστούν τα στοιχεία των εφεδράνων, στη συνέχεια ακολουθεί η επαναληπτική διαδικασία.

$$dbb = 0.5 \cdot ones(n, 1)$$

7. Υπολογίζονται τα στοιχεία του διγραμμικού νόμου των εφεδράνων ξεχωριστά από τα αποτελέσματα του 3 και του 6.

$$FMAX , KEFF , ED$$

8. Υπολογίζονται η ιδιοπερίοδος και το κέντρο δυσκαμψίας και οι συντεταγμένες των εφεδράνων ξεκινούν από το νέο σύστημα.

9. Υπολογισμός των στοιχείων του ισοδύναμου μοναβάθμιου συστήματος.

$$KEFFX , KEFFY , K\theta , JEFF$$

10. Υπολογισμός της επιτάχυνσης του φάσματος σχεδιασμού.

$$Se$$

11. Υπολογισμός της εξαρτώμενης από το φάσμα νέας μετακίνησης του ισοδύναμου ταλαντωτή.

$$Sd \ , \ dbbnew$$

12. Υπολογισμός των εξαρτώμενων από το φάσμα νέων μετακινήσεων των εφεδράνων.

$$dbx \ , \ dby$$

13. Στο σημείο αυτό ελέγχεται το όριο σύγκλισης της νέας μετακίνησης και της τυχαίας. Όταν η σύγκλιση είναι αυτή η οποία ζητείται τότε συνεχίζει τη ροή αν δεν είναι αυτή η οποία ζητείται η νέα μετακίνηση αντικαθιστά την τυχαία συνεχίζοντας στο 6. Όταν επιτευχθεί η ζητούμενη σύγκλιση ο έλεγχος επαρκεί.

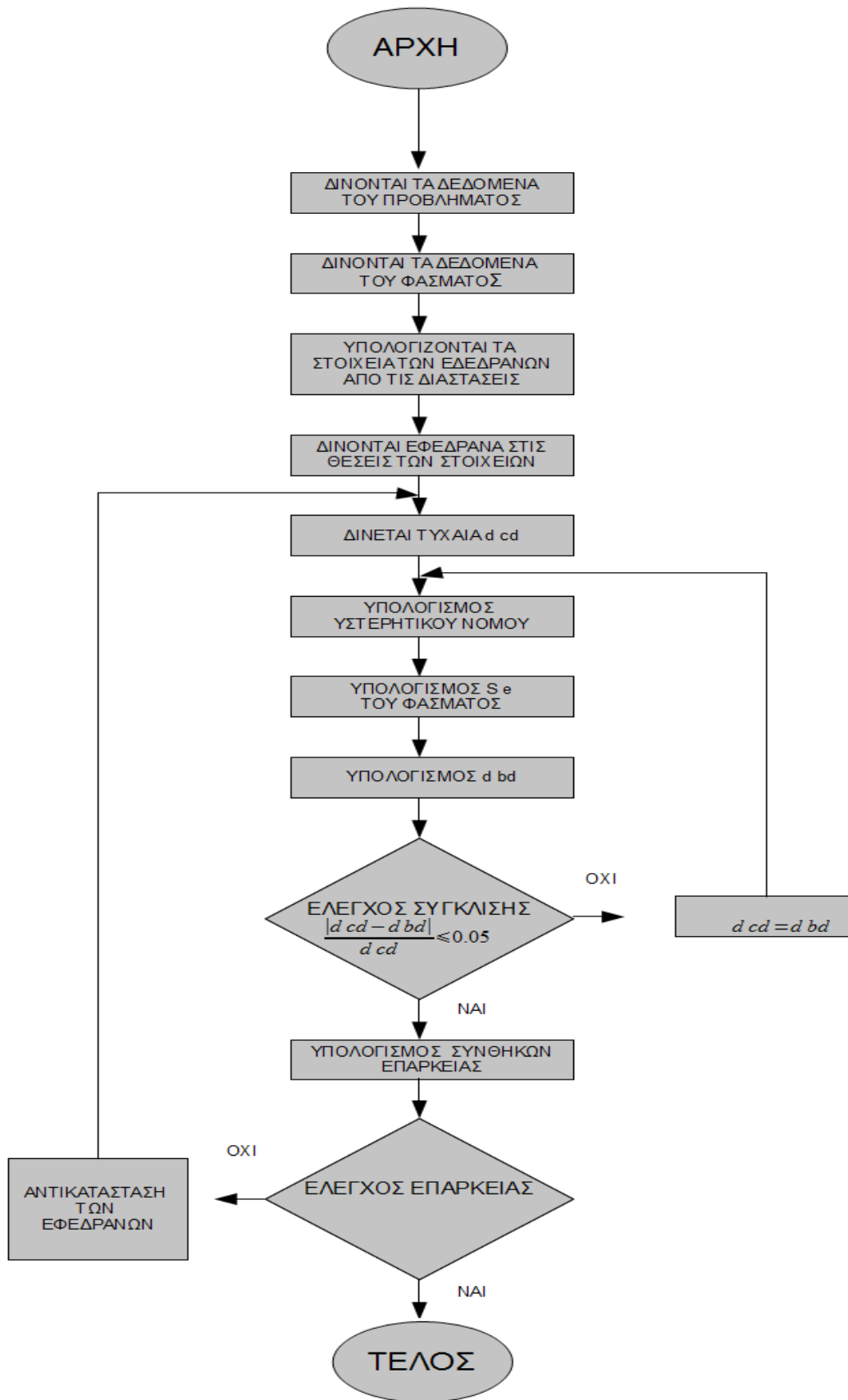
$$\frac{dbb - dbbnew}{dbb} \leq 0.05$$

14. Υπολογισμός επάρκειας εφεδράνων με τους σύγχρονους κανονισμούς σχεδιασμού.

$$\varepsilon td \ , \ \varepsilon qd \ , \ Pcr$$

15. Τα εφέδρανα συμπεριφέρονται ως ομάδα συνολικά. Όταν φτάσουν εδώ και γίνουν οι έλεγχοι τότε αν έστω ένα εφέδρανο δεν τους ικανοποιεί δεν θεωρείται αποδεκτή η σύνθεση των εφεδράνων, δηλαδή όταν γίνουν οι έλεγχοι τα αποτελέσματα τους αποθηκεύονται σε ένα πίνακα, τα στοιχεία του οποίου είναι 1 στη θέση του επαρκούς εφεδράνου, 0 στη θέση του ανεπαρκούς. Εφόσον υπάρχει έστω ένα 0 στα στοιχεία του πίνακα η διαδικασία επιστρέφει στο 4 βάζοντας στη θέση αυτή το νέο εφέδρανο σε αύξουσα σειρά, τα επαρκεί εφέδρανα τοποθετούνται ξανά. Όταν τα εφέδρανα επαρκούν τότε τελειώνει εφαρμογή.





Σχήμα 4.17 Βήματα εκτέλεσης του αλγορίθμου προδιαστασιολόγησης.

## **5. Εγκατάσταση σεισμική μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές**

### **5.1 Εισαγωγή**

Ένα σημαντικό τμήμα της διαδικασίας της σεισμικής αναβάθμισης υφιστάμενων κατασκευών με την στρατηγική της σεισμικής μόνωσης είναι η εγκατάσταση των συστημάτων της στο επίπεδο της ενίσχυσης.

Είναι φανερό ότι απαιτεί διαφορετική διαδικασία αντιμετώπισης η εγκατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης όταν αυτή επιλέγεται ως αντισεισμικός σχεδιασμός νέων κατασκευών και όταν χρησιμοποιείται στην αντισεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Η εγκατάστασή της στρατηγικής είναι φανερό ότι είναι πιο εύκολο να επιτευχθεί στις νέες κατασκευές από ότι στις υφιστάμενες, αυτό συμβαίνει γιατί στις νέες κατασκευές η εγκατάσταση γίνεται από την αρχή της ανέγερσης τους στο επίπεδο της θεμελίωσης όπως επίσης επειδή έχει σχεδιαστεί η κατασκευή τηρώντας τις διατάξεις οι οποίες διέπουν την στρατηγική αυτή σχεδιασμού, δηλαδή οι ειδικές απαιτήσεις του συστήματος συμπεριλαμβάνονται στο σχεδιασμό της κατασκευής, έτσι φτιάχνονται από την αρχή όλες οι συναφείς τεχνικές. Στον αντίποδα η διαδικασία της εγκατάστασης της στρατηγικής ως αντισεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών έχει ορισμένες δυσκολίες όσον αφορά τις εκτεταμένες διαφοροποιήσεις στον φέρον οργανισμό στο επίπεδο της ενίσχυσης και στον εξοπλισμό και στις εγκαταστάσεις στον υπόλοιπο χαρακτήρα του δομήματος. Οι διαφοροποιήσεις αυτές εντοπίζονται στην σύνδεση των εφεδράνων στο θεμέλιο, στη διαμόρφωση των αντισεισμικών αρμών, στις ειδικές διατάξεις των δικτύων κοινής ωφέλειας στις σκάλες και στου ανελκυστήρες, στην ενίσχυση των φερόντων στοιχείων και της επιλογής του επιπέδου ενίσχυσης. Επίσης δυσκολία φαίνεται στην διαδικασία ανύψωσης του δομήματος στην εγκατάσταση των εφεδράνων. Στις διαφοροποιήσεις αυτές εστιάζουν οι διατάξεις της στρατηγικής απαιτώντας την τήρηση τους.

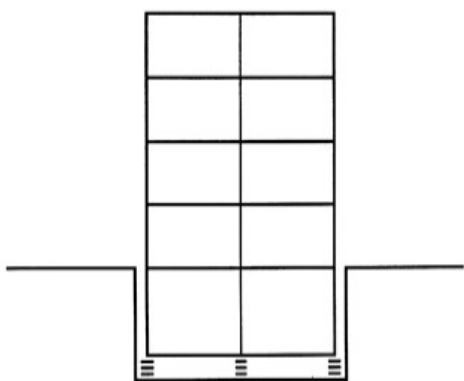
### **5.2 Στάθμη ενίσχυσης**

Σε αντίθεση με τις υπόλοιπες αντισεισμικές ενισχύσεις το σύστημα της σεισμικής μόνωσης εγκαθίστανται σε ένα επίπεδο της κατασκευής και όχι στην υπόλοιπη έκταση της. Η επιλογή της στάθμης στην οποία θα γίνει η ενίσχυση ώστε να διαχωριστεί η ανωδομή από τις σεισμικές αποκρίσεις του εδάφους, εξαρτάται από τις υπάρχουσες συνθήκες του υπό ενίσχυση έργου. Στη φάση της αναζήτησης της αποτελεσματικότερης στάθμης εγκατάστασης της ενίσχυσης σημαντικό ρόλο διαδραματίζει ο στόχος ο οποίος γίνεται η ενίσχυση. Δηλαδή η επιλογή της στάθμης εγκατάστασης απορρέει από το επιθυμητό

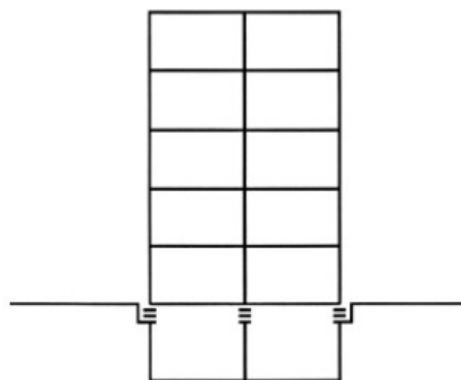
αποτέλεσμα της ενίσχυσης. Οι απαιτήσεις οι οποίες τίθενται όταν επιλεγεί η σεισμική μόνωση ως στρατηγική ενίσχυσης αφορούν το οικονομικό επίπεδο, τις αρχιτεκτονικές συνθήκες, το δομικό σύστημα και τη διατήρηση της αυθεντικότητας. Αρχικά επιλέγονται οι δυνατές θέσεις της εγκατάστασης, αυτές εξαρτώνται από την ύπαρξη υπογείου στο κτίριο και τις δομικές συνθήκες, στη συνέχεια επιλέγεται η αποδοτικότερη από τις υπόλοιπες. Είναι δηλαδή φανερό ότι οι στόχοι της ενίσχυσης αλληλοσυγκρούονται άλλα επιλέγεται η στάθμη η οποία είναι αποδοτική για τον αρχικό στόχο. Έτσι όταν ο στόχος της ενίσχυσης είναι το σύστημα να εγκατασταθεί σε ένα επίπεδο τότε αν στο δόμημα υπάρχει υπόγειο το οποίο είναι σε διαφορετικά ύψη δεν επιλέγεται η βάση του υπογείου ως θέση, επίσης όταν ο στόχος είναι η διατήρηση της αυθεντικότητας τότε δεν επιλέγεται θέση στην ανωδομή επειδή αλλοιώνεται η όψη της, δηλαδή η επιλογή είναι στο επίπεδο της θεμελίωσης, ακόμη όταν σε ένα κτίριο ένας αριθμός ορόφων είναι σε επίπεδο στο οποίο δεν εξασφαλίζεται η ύπαρξη αρμού τότε η ενίσχυση εγκαθίστανται επί των υψηλότερων ορόφων, όταν η απαίτηση αφορά το οικονομικό σκέλος τότε η στάθμη επιλέγεται στην ανωδομή επειδή είναι ελάχιστες οι εργασίες και επίσης στο επίπεδο του υπογείου οι δυνάμεις αυξάνονται δηλαδή τα εφέδρανα αυξάνονται, όταν στην ανώδομη υπάρχει ανελκυστήρας τότε είναι δύσκολο να εγκατασταθεί η ενίσχυση στην ανωδομή, δηλαδή στο ύψος της υποδομής .

Η στάθμη εγκατάστασης της σεισμικής μόνωσης είναι δυνατόν να γίνει σε διάφορα επίπεδα τα βασικότερα από τα οποία είναι στη βάση του υπογείου, στην οροφή του υπογείου ,στη βάση του ισόγειου, στη στην οροφή του ισόγειου και επίσης εγκατάσταση του συστήματος μπορεί να γίνει σε ανώτερο επίπεδο στους ορόφους της ανωδομής ανάλογα τις απαιτήσεις.

Εδώ θα αναφερθούν οι βασικές θέσεις της σεισμικής αυτής ενίσχυσης και θα δοθούν τα οφέλη τους.



Σχήμα 5.1 Στάθμη εγκατάστασης στη βάση υπογείου.



Σχήμα 5.2 Στάθμη εγκατάστασης στη οροφή υπογείου.

i. Βάση υπογείου.

Η επιλογή αυτής της θέσης απαιτεί η κατασκευή να συνεχίζει στο υπόγειο και να υπάρχει επαρκής διαθέσιμος χώρος στο δομικό σύστημα ώστε να διαμορφωθεί τάφρος, δηλαδή αντισεισμικός αρμός στην έκταση του κτιρίου, αποφυγής συγκρούσεως στα υπόλοιπα κτίρια του δομικού ιστού.

Τα πλεονέκτημα αυτού του επιπέδου εστιάζονται.

1. Εύκολη ενσωμάτωση του εφεδρικού συστήματος υποστήριξης.
2. Τα εφέδρανα εδράζονται σε δυο διαφράγματα, δηλαδή την βάση της θεμελίωσης και το πάτωμα του υπογείου.
3. Το υπόγειο εντάσσεται στην ενίσχυση, δηλαδή αποσυνδέεται από την σεισμική επιρροή του εδάφους.
4. Δεν απαιτούνται ειδικές διατάξεις στις σκάλες και τους ανελκυστήρες.

Τα μειονεκτήματα εστιάζονται.

1. Ελάχιστος χώρος εκτέλεσης εργασιών.
2. Επιπλέον χώρος συντήρησης.
3. Αυξημένη οικονομική επιβάρυνση εκσκαφής αρμού.
4. Εγκατάσταση τοίχου αντιστήριξης του αρμού.

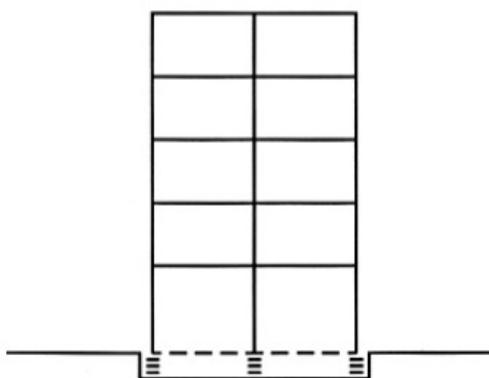
ii. Στην οροφή του υπογείου.

Τα πλεονεκτήματα εστιάζονται.

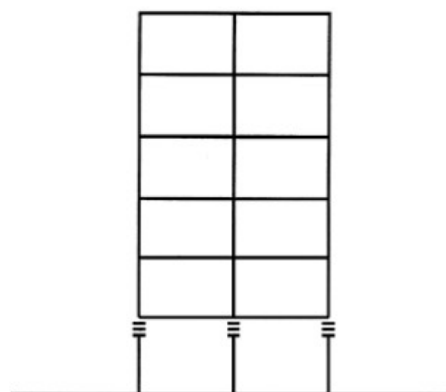
1. Εύκολη ενσωμάτωση εφεδρικού συστήματος.
2. Ελάχιστη οικονομική επιβάρυνση στις εκσκαφές.
3. Εύκολη εγκατάσταση ενίσχυσης.

Τα μειονεκτήματα εστιάζονται.

1. Εγκατάσταση ειδικών στοιχείων στον ανελκυστήρα.
2. Εγκατάσταση διαφράγματος.
3. Εγκατάσταση ειδικών στοιχείων στις σκάλες.
4. Ενίσχυση στοιχείων εγκατάστασης.



Σχήμα 5.3 Στάθμη εγκατάστασης στη βάση ισογείου.



Σχήμα 5.4 Στάθμη εγκατάστασης στη βάση υπογείου.

iii. Στην βάση ισογείου.

Τα πλεονεκτήματα εστιάζονται.

1. Εύκολη ενσωμάτωση του εφεδρικού συστήματος υποστήριξης.
2. Τα εφέδρανα εδράζονται σε δυο διαφράγματα, δηλαδή την βάση της θεμελίωσης και το πάτωμα του ισογείου.
3. Ελάχιστη οικονομική επιβάρυνση στις εκσκαφές.
4. Δεν απαιτούνται ειδικές διατάξεις στις σκάλες και τους ανελκυστήρες.
5. Δεν απαιτείται αρμός.

Τα μειονεκτήματα εστιάζονται

1. Ελάχιστος χώρος εκτέλεσης εργασιών.
2. Ενίσχυση θεμελίωσης.

iv. Στην οροφή του ισογείου.

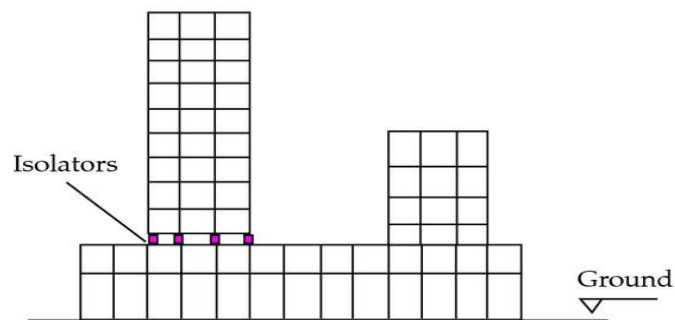
Τα πλεονεκτήματα εστιάζονται.

1. Ελάχιστη οικονομική επιβάρυνση στις εκσκαφές.
2. Δεν απαιτείται αντιστήριξη.
3. Δεν απαιτείται αρμός.
4. Εύκολη ενσωμάτωση του εφεδρικού συστήματος υποστήριξης.

Τα μειονεκτήματα εστιάζονται.

1. Εγκατάσταση ειδικών στοιχείων στον ανελκυστήρα.
2. Εγκατάσταση διαφράγματος.
3. Εγκατάσταση ειδικών στοιχείων στις σκάλες.
4. Ενίσχυση στοιχείων εγκατάστασης.

Διαφορετική εφαρμογή της σεισμικής αυτής ενίσχυσης αποτελεί η εγκατάσταση της σε υψηλότερους ορόφους του κτιρίου και στην οροφή του. Αυτό γίνεται όταν δεν είναι δυνατόν να εγκατασταθεί η σεισμική μόνωση στη βάση ή στο ισόγειο επειδή δεν το επιτρέπει ο δομικός ιστός αλλά το κτίριο είναι σημαντική σπουδαιότητας. Επίσης όταν σχεδιάζονται να προστεθούν νέοι όροφοι στην υπάρχουσα κατασκευή. Τότε η επιπλέον ενίσχυση εντοπίζεται στην ενδυνάμωση των υποστυλωμάτων στους υποκείμενους ορόφους ώστε να παραλάβουν τα αυξημένα φορτία βαρύτητας αλλά και ένα τμήμα των σεισμικών φορτίσεων των υπερκείμενων ορόφων που ορίζονται από την διαρροή ή την ολίσθηση των εφεδράνων του συστήματος. Επιπλέον οι νέοι όροφοι βελτιώνουν τη συμπεριφορά του κτιρίου δουλεύοντας σαν αποσβεστήρες. Δηλαδή σε ισχυρή σεισμική δόνηση τείνουν να επανορθώσουν την συμπεριφορά των υποκείμενων ορόφων.



Σχήμα 5.5 Στάθμη εγκατάστασης σε ανώτερους ορόφους..

### 5.3 Διαδικασία εγκατάστασης

Αφού αποφασιστεί ανάλογα τις συνθήκες το αποδοτικότερο επίπεδο εγκατάστασης της ενίσχυσης ξεκινάει η ένταξής της. Η εγκατάσταση αυτή επηρεάζεται ανάλογα το κτίριο, τη θέση και τον διαθέσιμο εξοπλισμό. Η βασική ιδέα είναι ταυτόσημη σε όλες τις ενίσχυσης.

Ξεκινώντας στη διαδικασία γίνεται ενίσχυση των υποστυλωμάτων και των δοκών του ορόφου στο επίπεδο της μόνωσης αν αυτό απαιτείται από την ανάλυση χρησιμοποιώντας τις συμβατικές ενισχύσεις. Στη συνέχεια γίνεται προσωρινή υποστύλωση των δοκών στη θέση των υποστυλωμάτων και των τοιχείων στα οποία εγκαθίστανται τα σεισμικά εφεδράνα. Η διαδικασία της υποστύλωσης γίνεται χρησιμοποιώντας διάφορες τεχνικές όπως είναι τα προσωρινά μεταλλικά υποστυλώματα τα οποία βρίσκονται εκατέρωθεν του υπάρχοντος και της υποστήριξης εκμεταλλευόμενοι τις δυνάμεις τριβής ανάμεσα σε μεταλλικούς δοκούς, εκατέρωθεν του σημείου εγκατάστασης του σεισμικού εφεδράνου και του υποστυλώματος βάζοντας υδραυλικούς ανυψωτές στις δοκούς. Όσο οι δοκοί είναι υποστυλωμένοι στο εφεδρικό σύστημα εγκαθίστανται πριονωτή αλυσίδα στη θέση του σεισμικού εφεδράνου. Έτσι γίνονται οριζόντιες τομές στη θέση και στη συνέχεια απομακρύνεται το τμήμα του υποστυλώματος στο σημείο αυτό. Στη συνέχεια τοποθετείται ένα στρώμα εποξειδικού κονιάματος στις επιφάνειες τομής και το εφέδρανο εισάγεται στη θέση του υποστυλώματος. Οι υδραυλικοί ανυψωτές ελευθερώνονται όταν στερεοποιηθεί το συνδετικό κονίαμα και απομακρύνεται η υποστήριξη της θέσης.



Σχήμα 5.6 Εφεδρική ενίσχυση στη θέση εγκατάστασης των σεισμικών εφεδράνων.



Σχήμα 5.7 Οριζόντιες τομές στο τμήμα εγκατάστασης του σεισμικού εφεδράνου.



Σχήμα 5.8 Αλυσίδα τομής στη θέση εγκατάστασης του σεισμικού εφεδράνου.



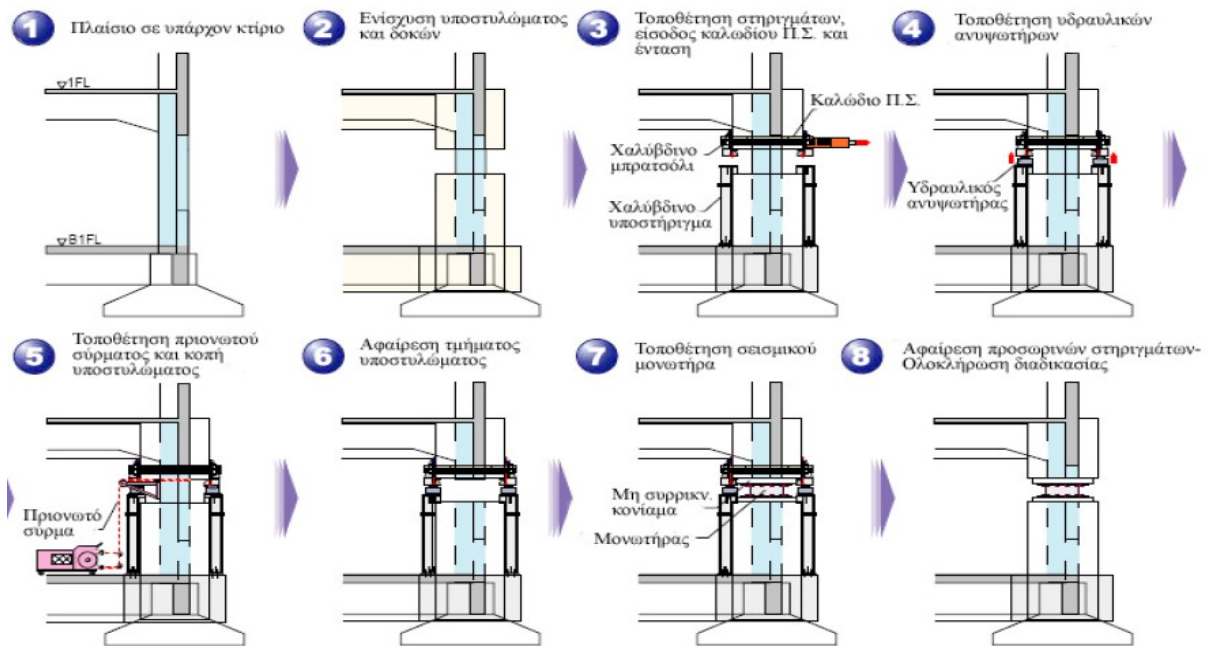
Σχήμα 5.9 Εγκατάσταση συστήματος εφεδράνου αποσβεστήρα.

Στο σημείο αυτό θα γίνει ένας διαχωρισμός ανάμεσα στην εγκατάσταση στη στάθμη της θεμελίωσης και της οροφής του ισογείου.

Στο επίπεδο της οροφή του ισογείου η εγκατάσταση απαιτεί τα εξής.

1. Ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων.
2. Τοποθέτηση εφεδρικού στοιχείου.
3. Τοποθέτηση υδραυλικών ανυψωτών.
4. Αφαίρεση τμήματος υποστυλώματος.
5. Τοποθέτηση εφεδράνων σεισμικής μόνωσης.
6. Αφαίρεση εφεδρικού συστήματος.

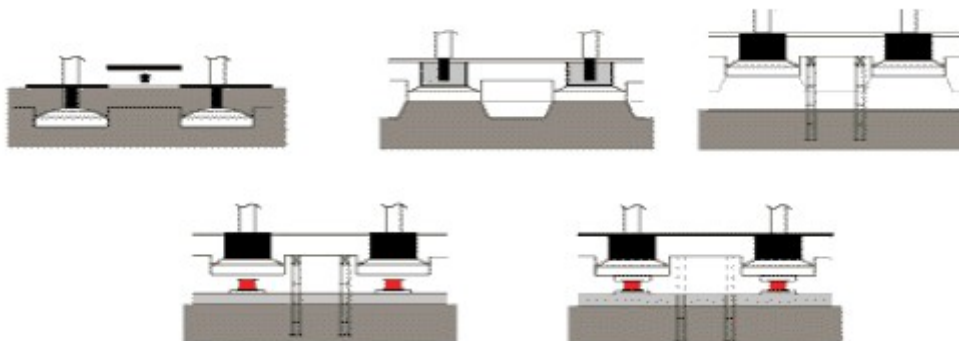




Σχήμα 5.10 Ενσωμάτωση εφεδράνου στη στάθμη της οροφής.

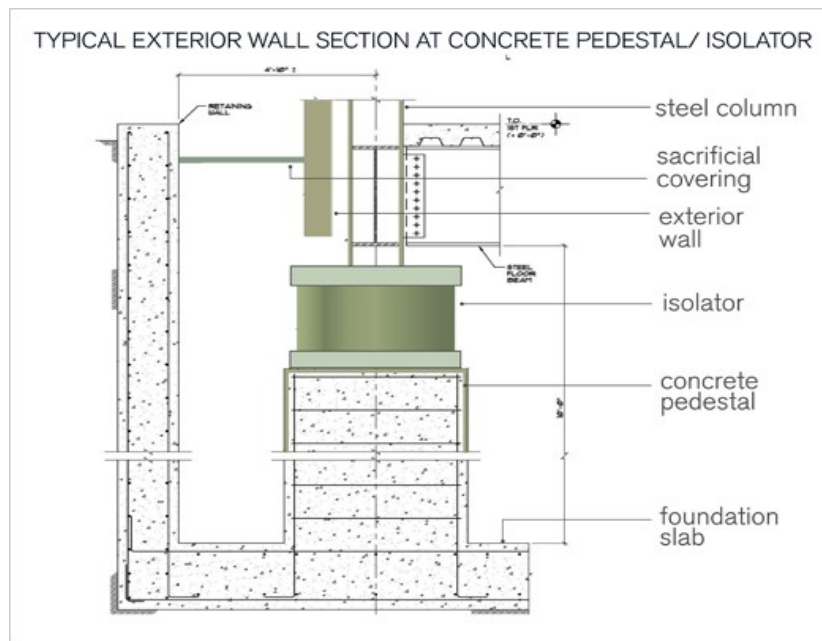
Στο επίπεδο της στάθμης θεμελίωσης τα εξής.

1. Απομάκρυνση του υπάρχοντος δαπέδου στο επίπεδο της ενίσχυσης.
2. Αποκάλυψη του άνω τμήματος της θεμελίωσης.
3. Ενίσχυση της θεμελίωσης.
4. Τοποθέτηση εφεδρικών στοιχείων.
5. Τοποθέτηση υδραυλικών ανυψωτών.
6. Αποκάλυψη του υποκείμενου τμήματος της θεμελίωσης.
7. Δημιουργία βάσης έδρασης των σεισμικών εφεδράνων
8. Δημιουργία νέου δαπέδου



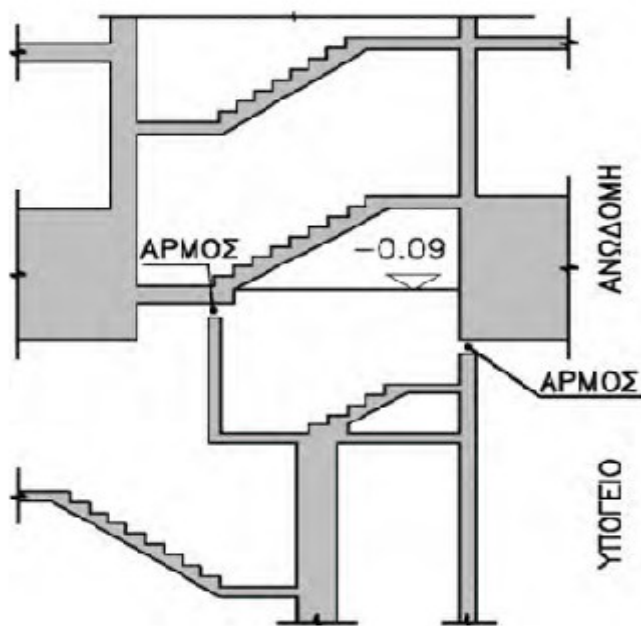
Σχήμα 5.11 Ενσωμάτωση εφεδράνου στη στάθμη της βάσης.

Είναι προφανές ότι για να είναι δυνατή η ενίσχυση θα πρέπει να υπάρχει διαθέσιμος χώρος ώστε να αποφεύγονται οι συγκρούσεις των κτιρίων και να εκδηλώνονται ανεμπόδιστα οι ιδιότητες των εφεδράνων. Όταν η ενίσχυση εγκαθίστανται στη βάση του υπογείου διανοίγεται αντισεισμικός αρμός.

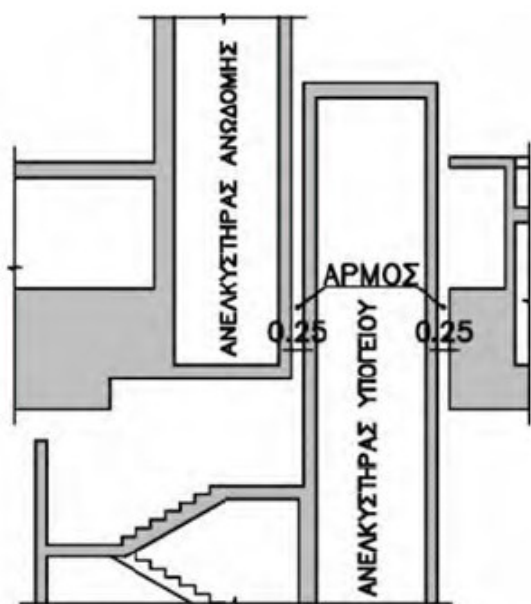


Σχήμα 5.12 Αντισεισμικός αρμός στη στάθμη του εφεδράνου ,φαίνεται ο αντισεισμικός αρμός ,η έδραση του εφεδράνου και ο τοίχος αντιστήριξης.

Όλα τα στοιχεία του κτιρίου που διέρχονται από το επίπεδο της ενίσχυσης, δηλαδή οι σκάλες αλλά και οι ανελκυστήρες, απαιτούν ιδιαίτερη αντιμετώπιση ώστε να διασφαλιστεί η ελεύθερη μετακίνηση της ανωδομής και η λειτουργία τους κατά τη διάρκεια του σεισμού αφού αποτελούν διελεύσεις διαφυγής και δεν επιτρέπεται η αστοχία τους.



Σχήμα 5.13 Ειδικές απαιτήσεις στις σκάλες.

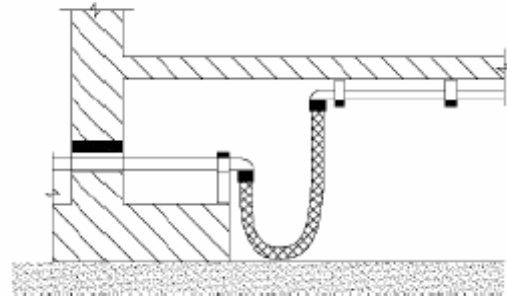


Σχήμα 5.14 Ειδικές απαιτήσεις στον ανελκυστήρα

Είναι αναγκαίο να εφαρμοστούν νέες συνδέσεις οι οποίες να γίνονται μέσω εύκαμπτων σωληνώσεων ή εύκαμπτων εξαρτημάτων οι οποίες να είναι σε θέση να αναλαμβάνουν τις ενδεχόμενες μετακινήσεις στο επίπεδο της ενίσχυσης .

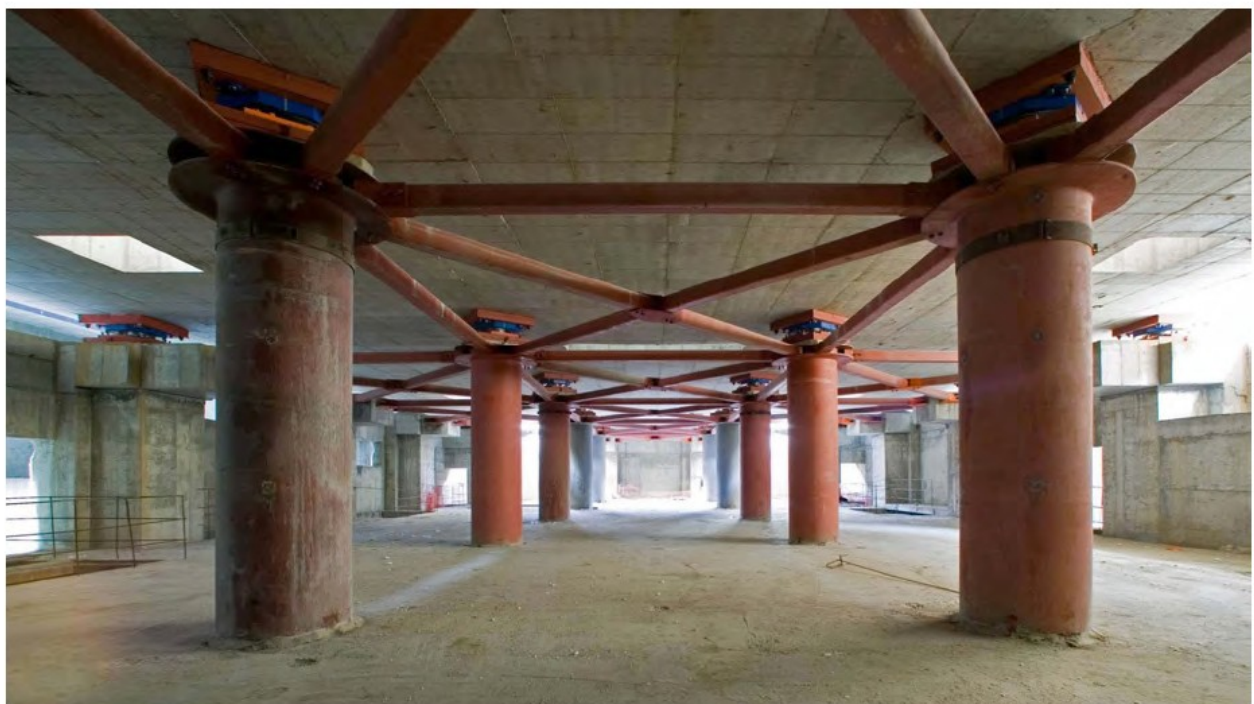


Σχήμα 5.15 Νέες συνδέσεις των δικτύων εγκαταστάσεων ωφέλειας στη στάθμη των εφεδράνων.



Σχήμα 5.16 Νέες συνδέσεις των δικτύων εγκαταστάσεων ωφέλειας στη στάθμη των εφεδράνων.

Στην ενίσχυση είναι απαραίτητο στα σεισμικά εφέδρανα στις επιφάνειες έδρασης τους να συνδέονται σε βάση η οποία αποτελεί διάφραγμα επιτρέποντας τις ίδιες στροφές στο σύστημα και την ένταση των εφεδράνων η οποία εξαρτάται από την δυσκαμψία τους. Η βάση αυτή είναι δυνατόν να θεωρηθεί πλάκα σκυροδέματος ,σύνδεσμοι δυσκαμψίας και ένα δύσκαμπτο σύστημα συνδετήριων δοκών στο επίπεδο της.



Σχήμα 5.17 Επιλογή διαφραγμάτων στην θέση των εφεδράνων .Το ένα είναι από το συμπαγές σκυρόδεμα το άλλο από δύσκαμπτους ράβδους χάλυβα.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός της στρατηγικής αυτής θέτει τον όρο της άκαμπτης ανωδομής ώστε να είναι αποδοτική. Αν η ανωδομή είναι εύκαμπτη τότε η ιδιοπερίοδος της είναι στα δεξιά του φάσματος, δηλαδή στις χαμηλές επιταχύνσεις, άρα αυξάνεται ελάχιστα η νέα ιδιοπερίοδος σε σχέση την οικονομική επένδυση. Έτσι όταν η ανωδομή είναι εύκαμπτη τότε εγκαθίστανται σε όλη την έκταση της αποσβεστήρες στις θέσεις οι οποίες επελέγησαν από την ανάλυση της. Η εγκατάσταση τους είναι δυνατόν να επιλέγει σε ανώτερους ορόφους χωριστά από το επίπεδο της βάσης.

Στην ενίσχυση των υποστυλωμάτων στη φάση εγκατάστασης εκτός από τα αξονικά φορτία είναι δυνατόν να τοποθετηθούν σύνδεσμοι ακαμψίας σε όλο το επίπεδο της ενίσχυσης εξασφαλίζοντας τη αντοχή απέναντι σε ένα σεισμό στη διάρκεια της φόρτισης.



## 6. Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών

### 6.1 Εισαγωγή

Ένα σημαντικό τμήμα της επιστήμης του μηχανικού και ένα από τα βασικά αντικείμενα απασχόλησης του ήταν πάντα η βελτιστοποίηση των κατασκευών. Στη σύγχρονη εποχή στην οποία πραγματοποιείται ραγδαία ανάπτυξη στον τομέα των ηλεκτρονικών υπολογιστών και της επιστήμης των υπολογιστών δίνεται η δυνατότητα για περαιτέρω εξέλιξη της βελτιστοποίηση του σχεδιασμού των κατασκευών. Αυτό σημαίνει ότι ο σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος που ικανοποιεί τις κατασκευαστικές απαιτήσεις της ασφάλειας και της λειτουργικότητας δεν αποτελεί ιδανική λύση, αλλά είναι απαραίτητο να ικανοποιούνται και άλλες προδιαγραφές του σχεδιασμού της κατασκευής όπως για παράδειγμα είναι η ελαχιστοποίηση του κόστους και του βάρους της. Είναι φανερό επομένως ότι στο σχεδιασμό στον οποίο ικανοποιούνται οι κατασκευαστικές προδιαγραφές και οι λειτουργικές απαιτήσεις ενώ ταυτόχρονα ελαχιστοποιούνται συγκεκριμένα κριτήρια, όπως είναι το κόστος, το βάρος και οι απαιτήσεις σε υλικό ονομάζεται βέλτιστος. Έτσι προκύπτει ότι βελτιστοποίηση των κατασκευών ορίζεται η λογική διαδικασία διερεύνησης κάποιου σχεδιασμού ο οποίος να είναι ο καλύτερος από τους υπόλοιπους μέσα σε ένα πλαίσιο αντικειμενικών, γεωμετρικών και χαρακτηριστικών περιορισμών.

Σκοπός του μηχανικού είναι να εξευρεθεί ένας συνδυασμός ανεξάρτητων μεταβλητών που λαμβάνουν πραγματικές ή ακέραιες τιμές και ονομάζονται παράμετροι ή μεταβλητές σχεδιασμού (design variable), έτσι ώστε να βελτιστοποιηθεί η αντικειμενική συνάρτηση (objective function) του προβλήματος. Στα προβλήματα βελτιστοποίησης, στην επιστημονική περιοχή της υπολογιστικής μηχανικής, συνήθως τίθενται περιορισμοί, όπως είναι το εύρος μέσα στο οποίο κινούνται οι παράμετροι σχεδιασμού το οποίο καθορίζει τον χώρο αναζήτησης, άλλα και άλλες συναρτήσεις περιορισμών (constraint functions), όπως εκείνες των τάσεων και των παραμορφώσεων, οι οποίες καθορίζουν τον χώρο των αποδεκτών λύσεων του προβλήματος.

Για τον υπολογισμό του βέλτιστου σχεδιασμού δυο βήματα είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν. Το πρώτο βήμα είναι η μαθηματική διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης και το δεύτερο ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης. Στο πρώτο περιλαμβάνονται ο ορισμός των παραμέτρων σχεδιασμού, η σχέση μεταξύ των παραμέτρων, ο καθορισμός της αντικειμενικής συνάρτησης βελτιστοποίησης και ο ορισμός των περιορισμών του προβλήματος. Στη συνέχεια η βελτιστοποίηση ολοκληρώνεται επιλέγοντας τον κατάλληλο αλγόριθμο και τον συνδυασμό του με το δομοστατικό μοντέλο και το μοντέλο βελτιστοποίησης.

## 6.2 Μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης

### 6.2.1 Διατύπωση

Η διαδικασία για το βέλτιστο σχεδιασμό των κατασκευών χαρακτηρίζεται από μια ευρεία γκάμα τύπων αντικειμενικών συναρτήσεων και συναρτήσεων περιορισμών. Οι συναρτήσεις αυτές συνήθως είναι μη γραμμικές ως προς τις μεταβλητές σχεδιασμού και μη κυρτές (non convex) και ασυνεχείς συναρτήσεις με αποτέλεσμα να εμφανίζουν συχνά τοπικά ελάχιστα. Γενικά το είδος των παραμέτρων σχεδιασμού, της αντικειμενικής συνάρτησης και των συναρτήσεων περιορισμού μπορεί να διαφέρει σημαντικά για κάθε πρόβλημα. Η γενική μαθηματική διατύπωση αυτών των προβλημάτων μπορεί να γίνει με ένα ενιαίο τρόπο.

Η μαθηματική μορφή της διατύπωσης ενός προβλήματος βελτιστοποίησης είναι η ακόλουθη :

$$F(\vec{s}) \rightarrow \min, \quad \vec{s} = (s_1, s_2, \dots, s_n)^T$$

$$l_i \leq s_i \leq u_i, \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$g_j(\vec{s}) \leq 0, \quad j = 1, 2, \dots, n$$

$$h_t(\vec{s}) = 0, \quad t = 1, 2, \dots, z$$

- Όπου
- $F(\vec{s})$  : αντικειμενική συνάρτησης
  - $\vec{s}$  : διάνυσμα των  $n$  μεταβλητών σχεδιασμού
  - $l_i$  : κάτω όριο μεταβλητής σχεδιασμού
  - $u_i$  : άνω όριο μεταβλητές σχεδιασμού
  - $g_j(\vec{s})$  : συνάρτηση περιορισμών ανισοτήτων
  - $h_t(\vec{s})$  : συνάρτηση περιορισμών ανισοτήτων

## 6.2.2 Μεταβλητές σχεδιασμού

Οι παράμετροι εκείνοι που υπεισέρχονται στην αντικειμενική συνάρτηση και όταν λαμβάνουν συγκεκριμένη τιμή καθορίζουν πλήρως ένα σχεδιασμό αποτελούν τις μεταβλητές σχεδιασμού. Αυτές ορίζουν πλήρως το πρόβλημα και είναι απαραίτητο να επιλέγονται οι καταλληλότερες. Η επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού ορίζει και τα τμήματα της κατασκευής που θα γίνουν παρεμβάσεις βελτίωσης, τον τρόπο που θα πραγματοποιηθούν οι μετατροπές στα τμήματα αυτά και τη διαδικασία της βελτιστοποίησης. Οι παράμετροι αυτοί ενδέχεται να είναι είτε συνεχείς είτε διακριτές ανάλογα με τη φύση του προβλήματος. Στην πρώτη περίπτωση επιτρέπεται να έχουν μόνο συγκεκριμένες τιμές ενώ στη δεύτερη διαφοροποιείται η διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης και συμπεριλαμβάνει επιπλέον περιορισμό :

$$s_i \in R^d i, \quad i=1, 2, \dots, n$$

οπού  $R^d i$  το διακριτό πεδίο τιμών της μεταβλητής  $s_i$

Οι μεταβλητές σχεδιασμού διακρίνονται σε κυρίες (primary) και δευτερεύουσες (secondary) ανάλογα με τη σπουδαιότητα τους. Οι δευτερεύουσες συνήθως συνδέονται με τις κύριες μέσω γραμμικών σχέσεων (design variable linking).

Σημαντικό θέμα είναι η ανεξαρτησία των μεταβλητών σχεδιασμού μεταξύ τους και θα πρέπει η επιλογή τους να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε καθεμιά να μην εξαρτάται από καμία από τις υπόλοιπες. Σε αντίθετη περίπτωση η εξαρτημένη παύει να είναι μεταβλητή και μετατρέπεται σε παράμετρο που λαμβάνει τιμές σύμφωνα με την εξάρτηση από την μεταβλητή σχεδιασμού. Επίσης σημαντικό είναι το χαρακτηριστικό των παραμέτρων σχεδιασμού ότι πρέπει να συνδέονται όλες με την αντικειμενική συνάρτηση. Η αντικειμενική συνάρτηση πρέπει να εξαρτάται από όλες τις ανεξάρτητες μεταβλητές ενώ για τις εξαρτημένες μεταβλητές πρέπει να υπάρχουν σχέσεις που να τις συνδέουν τελικώς όλες με αυτήν.



### 6.2.3 Συναρτήσεις περιορισμού

Απαραίτητη προϋπόθεση για τον ορισμό ενός προβλήματος είναι ο προσδιορισμός κάποιων περιορισμών οι οποίοι δημιουργούνται από τη φύση του προβλήματος ώστε οι παράμετροι του να λαμβάνουν συγκεκριμένες τιμές. Ένα απλό αυθαίρετο παράδειγμα περιορισμού είναι η διατομή ενός τοιχείου δεν πρέπει να έχει αρνητικό εμβαδόν ή ότι το μήκος αγκύρωσης μιας ράβδου χάλυβα είναι μεγαλύτερο από μια συγκεκριμένη τιμή. Κάθε απαίτηση εισάγεται στο μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης ως ανισότητες και ισότητες οι οποίες ονομάζονται περιορισμοί. Οι περιορισμοί αυτοί αφορούν συνήθως της ικανοποίηση ισοτήτων και ανισοτήτων τάσεων και παραμορφώσεων. Όταν οι περιορισμοί όλοι ανεξαιρέτως δεν υπερβληθούν η λύση ονομάζεται εφικτή (feasible), ενώ όταν υπερβληθεί ένας ή όλοι τότε ονομάζεται ανέφικτη (infeasible). Μία εφικτή λύση δεν είναι οριστικά βέλτιστη πάντα είναι όμως υλοποιήσιμη .

Οι περιορισμοί έχουν σημαντική θέση στο μοντέλο βελτιστοποίησης καθώς εισάγουν στο μοντέλο απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας, συχνά και κατασκευαστικές απαιτήσεις οι οποίες περιορίζουν τελικά τον χώρο των αποδεκτών λύσεων. Είναι εύκολα αντιληπτό ότι είναι αδύνατον όλοι οι περιορισμοί κάθε προβλήματος να είναι απλοί, κατά συνέπεια κρίνεται απαραίτητος ο σχηματισμός και η χρήση συναρτήσεων περιορισμού που περιγράφουν πολυπλοκότερες απαιτήσεις. Συνηθέστερα για κάθε συγκεκριμένο πρόβλημα γίνεται επίλυση και ελέγχονται οι περιορισμοί από τα αποτελέσματα.

Ένα πρόβλημα μπορεί να έχει σημαντικό αριθμό συναρτήσεων περιορισμού ,από τις οποίες υπάρχουν κάποιες αυτονόητες όπως για παράδειγμα η διάμετρος οπλισμού να είναι θετική. Αυτές πρέπει να εισάγονται στο μοντέλο για να περιορίζεται το εύρος των πιθανών λύσεων του παραβλήματος.

### 6.2.4 Αντικειμενική συνάρτηση

Σε κάθε πρόβλημα βελτιστοποίησης υπάρχει μεγάλο πλήθος εφικτών σχεδιασμών εκ των οποίων κάποιος είναι καλύτερος κάποιων άλλων και ένας από αυτούς αποτελεί τη βέλτιστη λύση του προβλήματος. Για να γίνει η διάκριση μεταξύ του καλού και του ακόμη καλύτερου σχεδιασμού είναι αναγκαία η ύπαρξη ενός κριτηρίου για τη σύγκριση και της αξιολόγηση των σχεδιασμών. Το ρόλο αυτό επιτελεί η αντικειμενική συνάρτηση που λαμβάνει συγκεκριμένη τιμή για κάθε σχεδιασμό και εξαρτάται από τις μεταβλητές σχεδιασμού. Όταν η αντικειμενική συνάρτηση  $f(s)$  αφορά την μεγιστοποίηση μιας τιμής μπορεί εύκολα να μετατραπεί σε αντικειμενική συνάρτηση ελαχιστοποίησης  $-f(s)$  για να προσαρμοστεί στα δεδομένα του προβλήματος. Παραδείγματα από αντικειμενικές συναρτήσεις σε προβλήματα βελτιστοποίησης είναι η ελαχιστοποίηση του κόστους, η μεγιστοποίηση του κέρδους και η ελαχιστοποίηση του υλικού.

Στα προβλήματα ελαχιστοποίησης ή μεγιστοποίησης μπορεί να υπάρχει περίπτωση ταυτόχρονης βελτιστοποίησης δυο ή περισσότερων αντικειμενικών συναρτήσεων, όπως για παράδειγμα η ελαχιστοποίηση του βάρους με ταυτόχρονη ελαχιστοποίηση της μετατόπισης σε ορισμένα σημεία της κατασκευής. Τα προβλήματα τέτοιου τύπου ονομάζονται προβλήματα με πολλαπλές αντικειμενικές συναρτήσεις (pareto optimum design). Στην περίπτωση αυτή των πολυκριτηριακών προβλημάτων βελτιστοποίησης είναι ανέφικτο να προσδιοριστεί μια βέλτιστη λύση γιατί δεν υπάρχει κριτήριο που να βελτιστοποιεί ταυτόχρονα τις  $n$  αντικειμενικές συναρτήσεις. Συνεπώς στόχος είναι ο προσδιορισμός ενός πεδίου βέλτιστων λύσεων. Επίσης ένα σημαντικό θέμα του βέλτιστου σχεδιασμού είναι η εύρεση του καθολικού βέλτιστου του προβλήματος για την υλοποίηση του στόχου της βελτιστοποίησης.

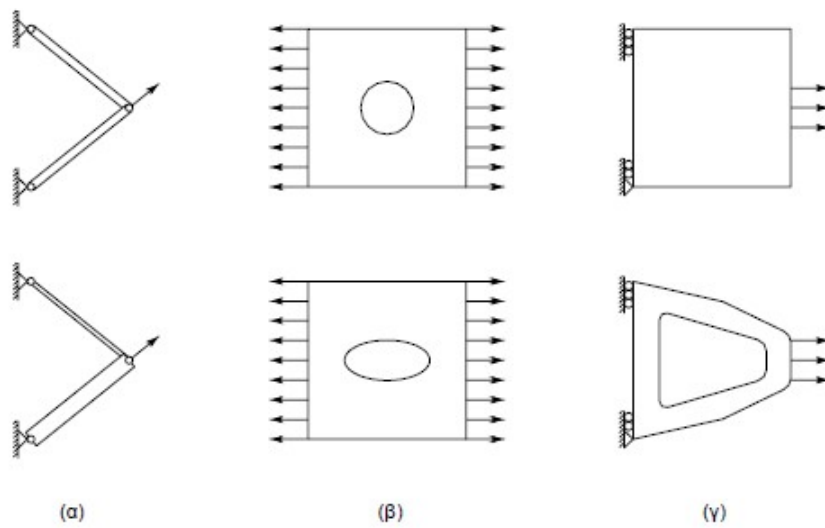
## 6.3 Κατηγορίες βελτιστοποίησης κατασκευών

### 6.3.1 Γενικά

Η βελτιστοποίηση των κατασκευών περιέχει τρεις κατηγορίες όσον αφορά τα προβλήματα σχεδιασμού.

- i. Βελτιστοποίηση της τοπολογίας (topology optimization)
- ii. Βελτιστοποίηση του σχήματος (shape optimization)
- iii. Βελτιστοποίηση των μεγεθών των διατομών (sizing optimization)

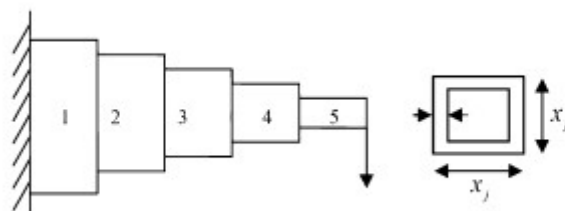
Οι κατηγορίες αυτές είναι απαραίτητη προϋπόθεση για τον προσδιορισμό της βέλτιστης λύσης. Ενώ αρχικά η βελτιστοποίηση του σχεδιασμού των κατασκευών πραγματεύτηκε το βέλτιστο σχεδιασμό διατομών στις μέρες μας επικρατεί να προηγείται ο βέλτιστος σχεδιασμός της τοπολογίας, ώστε να βρεθεί η κατάλληλη μορφή της κατασκευής και ακολουθεί ο βέλτιστος σχεδιασμός διατομών ή σχήματος.



Σχήμα 6.1 Είδη βελτιστοποίησης κατασκευών.  
 α) βαθμωτών μεγεθών (διατομών) , β) σχήματος , γ) τοπολογίας

### 6.3.2 Βελτιστοποίηση των μεγεθών των διατομών

Το πρόβλημα της βελτιστοποίησης των διατομών είναι το αρχικό ζήτημα που αποτέλεσε αντικείμενο ερευνάς πολλών ερευνητών. Ως βασικοί παράμετροι σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκαν οι διαστάσεις διατομών δικτυωτών κατασκευών ή πλαισίων ή τα πάχη πλακών και κελυφών. Στα περισσότερα προβλήματα η συνηθέστερη αντικειμενική συνάρτηση που χρησιμοποιείται είναι η ελαχιστοποίηση του βάρους της κατασκευής υπό ορισμένους περιορισμούς στις τάσεις ή στις παραμορφώσεις.



Σχήμα 6.2 Αποτέλεσμα βελτιστοποίησης διατομών.

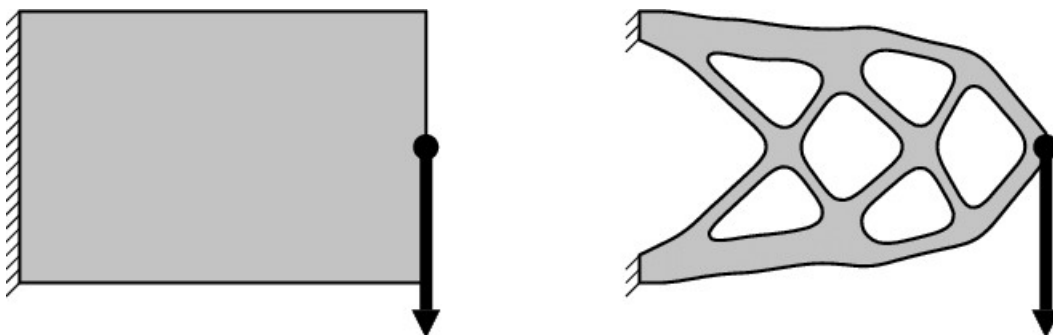
Η διαδικασία βελτιστοποίησης διατομών ακολουθεί τα παρακάτω βήματα.

1. Ορίζεται το δομοστατικό μοντέλο, η γεωμετρία και τα φορτία σχεδιασμού της κατασκευής.
2. Ορίζεται το μοντέλο βελτιστοποίησης, δηλαδή γίνεται επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού, συνάρτησης περιορισμού και αντικειμενικής συνάρτησης.
3. Έλεγχος των περιορισμών όταν γίνει ο υπολογισμός των τάσεων και των παραμορφώσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.
4. Σε περίπτωση που χρησιμοποιείται μαθηματικός βελτιστοποιητής (SQP) πραγματοποιείται ανάλυση ευαισθησίας των περιορισμών και της αντικειμενικής συνάρτησης για μικρές αλλαγές των παραμέτρων σχεδιασμού.
5. Επανάληψη της διαδικασίας από το βήμα 3 έως ότου να επιτευχθούν τα κριτήρια τερματισμού που σημαίνει ότι εντοπίστηκε το βέλτιστο.

### 6.3.3 Βελτιστοποίηση του σχήματος κατασκευών

Η βελτιστοποίηση του σχήματος των κατασκευών είναι ένα πεδίο έρευνας που έχει αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια. Σε αυτό συντέλεσε η πρόοδος στον τομέα των υπολογιστών και οι δυνατότητες που παρέχουν στην ανάπτυξη των τεχνολογιών. Το πρόβλημα της βελτιστοποίησης σχήματος των κατασκευών υλοποιείται μεταβάλλοντας το εσωτερικό και το εξωτερικό περίβλημα της κατασκευής με στόχο την καλύτερη κατανομή των τάσεων σε αυτήν. Έτσι επιτυγχάνεται η βελτίωση του σχήματος της κατασκευής και επομένως γίνεται πιο οικονομική και λειτουργική.

Στη διαδικασία της βελτιστοποίησης του σχήματος των κατασκευών μεταβάλλεται συνεχώς η γεωμετρία και το μοντέλο ανάλυσης σε αντίθεση με το πρόβλημα της βελτιστοποίησης διατομών και ιδιοτήτων υλικών όπου οι υποψήφιες διατομές επιλέγονται από μια βάση δεδομένων. Παρ' όλη αυτή την πολυπλοκότητα της είναι πολύ αποτελεσματική ειδικά σε προβλήματα συνεχών κατασκευών.



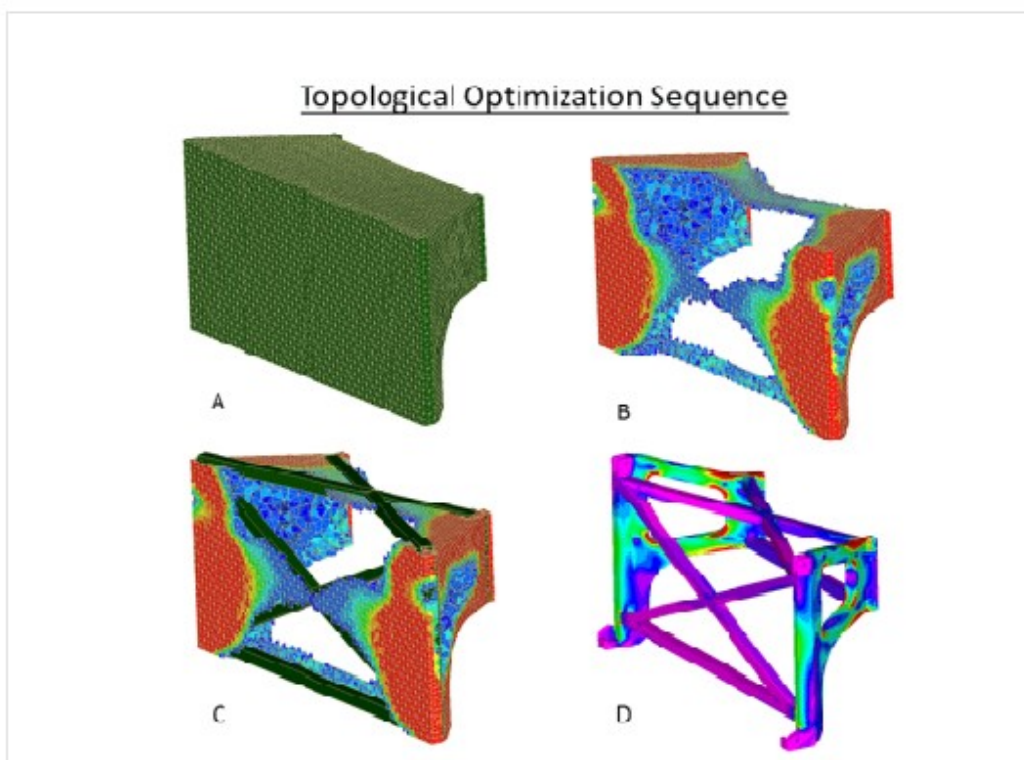
Σχήμα 6.3 Αποτέλεσμα βελτιστοποίησης σχήματος.

Η διαδικασία βελτιστοποίησης σχήματος κατασκευών ακολουθεί τα παρακάτω βήματα.

1. Προσδιορισμός του σχήματος της κατασκευής.
2. Ορισμός του μοντέλου βελτιστοποίησης με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.
3. Ανάλυση της απόκρισης της κατασκευής.
4. Βελτιστοποίηση του μοντέλου μέχρι την ικανοποίηση των κριτηρίων τερματισμού επαναλαμβάνοντας τη διαδικασία από το βήμα 2 έως τον τερματισμό.

### 6.3.4 Βελτιστοποίηση τοπολογίας

Στόχος της βελτιστοποίησης τοπολογίας είναι ο σχεδιασμός των κατασκευών με την όσο το δυνατόν καλύτερη “τοπολογία” ή “δομή” ώστε να είναι αποτελεσματικότερη στην ανάληψη φορτίων και να είναι οικονομικότερος σχεδιασμός. Στον όρο δομή της κατασκευής συμπεριλαμβάνεται κάθε είδους πληροφορία που αφορά την τοπολογία, τη γεωμετρία και το μέγεθος της. Συνήθως η τοπολογία ενός φορέα είναι προκαθορισμένη από τις απαιτήσεις του προβλήματος σε συνδυασμό με τους αρχικούς περιορισμούς του αρχικού σχεδιασμού. Αποτέλεσμα της βελτιστοποίησης της τοπολογίας είναι η μεγιστοποίηση των αντοχών της κατασκευής με όσο το δυνατόν ελάχιστο υλικό.



Σχήμα 6 .4 Αποτέλεσμα βελτιστοποίησης τοπολογίας

Η διαδικασία βελτιστοποίησης της τοπολογίας ακολουθεί παρακάτω.

1. Ορισμός χώρου σχεδιασμού ή αναφοράς .
2. Ορισμός του τύπου του υλικού, των συνθηκών στήριξης και των φορτίσεων της κατασκευής.
3. Ανάλυση του φορέα.
4. Επαναληπτική διαδικασία προσδιορισμού βέλτιστης κατανομής υλικού στην κατασκευή.
5. Όταν τελειώσει η επαναληπτική διαδικασία ακολουθεί βελτιστοποίηση σχήματος συμπληρωματικά ώστε να βρεθεί η βέλτιστη δομή της κατασκευής.

## **6.4 Μέθοδοι βέλτιστου σχεδιασμού**

### **6.4.1 Γενικά**

Υπάρχουν δυο κατηγορίες αλγορίθμων βελτιστοποίησης.

- i. Οι μαθηματικές ή αιτιοκρατικές μέθοδοι
- ii. Οι εξελικτικές ή δαρβίνειες μέθοδοι

### **6.4.2 Μαθηματικές ή Αιτιοκρατικές μέθοδοι**

Οι μαθηματικές μέθοδοι ήταν οι πρώτες που εφαρμόστηκαν σε προβλήματα βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών. Προέρχονται από τις επιστημονικές περιοχές της επιχειρησιακής ερευνάς και των μαθηματικών και της οικονομίας. Το τμήμα της επιστήμης των μαθηματικών που ασχολείται με τη βελτιστοποίηση της απόδοσης ενός συστήματος που υπόκεινται σε περιορισμούς ονομάζεται Μαθηματικός Προγραμματισμός. Βασική προϋπόθεση για την αντιμετώπιση προβλημάτων με μεθόδους Μαθηματικού Προγραμματισμού είναι η μετατροπή τους σε αυστηρά μαθηματική μορφή. Είναι σημαντικό ότι η διαδικασία αυτή δεν πρέπει να ταυτίζεται με την ανάπτυξη προγραμμάτων λογισμικού, αντίθετα σχετίζεται με την ανάπτυξη αλγορίθμων για την επίλυση των προβλημάτων.

Οι τεχνικές βελτιστοποίησης του μαθηματικού προγραμματισμού ταξινομούνται στις παρακάτω κατηγορίες.

## **1. Γραμμικός Προγραμματισμός (Linear Programming – LP)**

Οι μέθοδοι γραμμικού προγραμματισμού αντιμετωπίζουν προβλήματα στα οποία τόσο η αντικειμενική συνάρτηση όσο και οι συναρτήσεις περιορισμών είναι γραμμικές συναρτήσεις των μεταβλητών σχεδιασμού. Σε αυτήν την περίπτωση η βέλτιστη λύση βρίσκεται επί του συνόρου μίας ή περισσότερων συναρτήσεων περιορισμού. Σε προβλήματα αυτού του είδους (κυρτά) ένα τοπικό ελάχιστο είναι οπωσδήποτε και καθολικό ελάχιστο του προβλήματος.

## **2. Μη Γραμμικός Προγραμματισμός (Non Linear Programming – NLP)**

Είναι οι πιο διαδεδομένες τεχνικές μαθηματικού προγραμματισμού, ιδιαίτερα σε προβλήματα βελτιστοποίησης κατασκευών. Τα προβλήματα αυτά έχουν αντικειμενική συνάρτηση και συναρτήσεις περιορισμού οι οποίες είναι μη γραμμικές συναρτήσεις των μεταβλητών σχεδιασμού. Η διατύπωση τους είναι ουσιαστικά όπως των γραμμικών προβλημάτων αλλά διαφέρουν στα μαθηματικά που χρησιμοποιούνται στην επίλυση τους. Σκοπός είναι η απαρίθμηση των δυνατών λύσεων και η επιλογή της βέλτιστης. Στην περίπτωση των μη κυρτών προβλημάτων η εύρεση ενός τοπικού ελαχίστου δεν πιστοποιεί την εύρεση ενός καθολικού ελαχίστου.

## **3. Ακέραιος Προγραμματισμός (Integer Programming – IP)**

Οι μέθοδοι αυτές αντιμετωπίζουν τα προβλήματα στα οποία οι παράμετροι σχεδιασμού δεν είναι συνεχείς, αλλά παίρνουν διακριτές τιμές από κάποιο συγκεκριμένο σύνολο τιμών. Οι τιμές αυτές είναι συνήθως ακέραιες, για αυτό Ακέραιος Προγραμματισμός, αλλά υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες οι παράμετροι σχεδιασμού είναι διακριτές και άλλες συνεχείς.

## **4. Γεωμετρικός προγραμματισμός (Geometric Programming – GP)**

Αναφέρεται σε μία ειδική κατηγορία προβλημάτων όπου οι συναρτήσεις περιορισμών αλλά και η αντικειμενική συνάρτηση είναι πολυωνυμικής μορφής συναρτήσεις των παραμέτρων σχεδιασμού. Σε προβλήματα αυτού του είδους πρέπει να ισχύει πάντα η αυστηρή προϋπόθεση ότι οι παράμετροι σχεδιασμού λαμβάνουν πάντα θετικές τιμές.

## **5. Δυναμικός προγραμματισμός (Dynamic Programming – DP)**

Ο δυναμικός προγραμματισμός δεν αποτελεί μια ξεχωριστή τεχνική μαθηματικής βελτιστοποίησης αλλά μάλλον μια τεχνική διαμερισμού μεγάλων προβλημάτων βελτιστοποίησης. Κύριος στόχος αυτών των μεθόδων είναι να διασπάσει ένα σχετικά μεγάλο πρόβλημα σε μικρότερα τα οποία να αντιμετωπισθούν ως ξεχωριστά προβλήματα βελτιστοποίησης. Τα υποπροβλήματα περιέχουν μέρη από το καθολικό πρόβλημα ενώ η επίλυση τους πραγματοποιείται από τις προαναφερθείσες μεθοδολογίες.

### 6.4.3 Εξελικτικές ή Δαρβίνειες μέθοδοι

Οι Δαρβίνειες ή εξελικτικές μέθοδοι βελτιστοποίησης οφείλουν την ονομασία τους στο γεγονός ότι μιμούνται τη φύση στη διαδικασία της εξέλιξης των ειδών όπως την ερμήνευσε ο Δαρβίνος. Οι μέθοδοι αυτές βελτιστοποίησης σε αντίθεση με το μαθηματικό προγραμματισμό χρησιμοποιούν έναν πληθυσμό πιθανών λύσεων του προβλήματος. Οι λύσεις αυτές είναι ανεξάρτητες η μια από την άλλη. Στην αρχή ο πληθυσμός των πιθανών λύσεων επιλέγεται τυχαία και στη συνέχεια ακολουθούν οι κατάλληλοι γενετικοί μηχανισμοί όπως η Επιλογή (selection), ο Ανασυνδυασμός (recombination) και η Μετάλλαξη (mutation) ώστε ο πληθυσμός να εξελιχθεί και σύμφωνα με την αρχή της επικράτησης του ισχυρότερου (survival of the fittest) να επιτευχθεί η βέλτιστη λύση.

Συγκριτικά οι Δαρβίνειες μέθοδοι έχουν το πλεονέκτημα της τυχματικότητας της διερεύνησης του χώρου αναζήτησης έχοντας περισσότερες πιθανότητες για την εύρεση του απόλυτα βέλτιστου σχεδιασμού σε σχέση με τις μαθηματικές μεθόδους οι οποίες χρησιμοποιούν καθορισμένες σχέσεις. Το βασικό μειονέκτημα τους είναι η απαίτηση για μεγάλο πλήθος επαναλήψεων έως την επίτευξη του βέλτιστου σχεδιασμού.

Οι πιο σημαντικές μέθοδοι από αυτές αναφέρονται παρακάτω.

#### 1. Η μέθοδος των Γενετικών αλγορίθμων (Genetic Algorithms – GA)

Αναπτύχθηκε από τον J. Holland και τους συνεργάτες τους στο πανεπιστήμιο Michigan. Είναι από τις κυριότερες εξελικτικές μεθόδους ,λόγω της απλής δομής και της ευχρηστίας του έχει βρει εφαρμογή στη βελτιστοποίηση των κατασκευών. Οι Γ.Α βασίζονται στην τυχαία ανασυγκρότηση ενός πληθυσμού μέσω μιας συνάρτησης ποιότητας (quality function), που σε προβλήματα βελτιστοποίησης ισούται με το άθροισμα της αντικειμενικής συνάρτησης και των παραβιάσεων των συναρτήσεων περιορισμού. Τα μέλη του πληθυσμού των Γ.Α κωδικοποιούνται σε δυαδική (binary) μορφή, ώστε να προσομοιάζουν καλύτερα τα βιολογικά χρωμοσώματα (strings). Με τη χρήση των γενετικών τελεστών του συνδυασμού και της μετάλλαξης, οι Γ.Α επιλέγουν το καλύτερο μέλος του πληθυσμού, δηλαδή αυτό που δίνει την καλύτερη τιμή στη συνάρτηση ποιότητας.

#### 2. Η μέθοδος των Στρατηγικών Εξέλιξης (Evolution Strategies – ES)

Η μέθοδος των ΣΕ αναπτύχθηκε αρχικά από τον I. Rechenberg και εν συνεχεία από τον H.P. Schwefel και την ερευνητική του ομάδα.

#### 3. Η μέθοδος του Εξελικτικού Προγραμματισμού (Evolutionary Programming – EP)

Η μέθοδος του ΕΠ αναπτύχθηκε από τους L.J. Fogel et al. και βασίζεται αποκλειστικά στην αρχή της επιλογής του καλύτερου και όχι στη διαδικασία της αναπαραγωγής των ειδών. Για τον λόγο αυτό έχει μειωμένες δυνατότητες και περιορισμένη αποτελεσματικότητα.



#### **4. Η μέθοδος του Γενετικού Προγραμματισμού (Genetic Programming – GP)**

Η μέθοδος του ΓΠ, η οποία αναπτύχθηκε από τον J.R. Koza, διαφέρει κατά πολύ από τις προαναφερθείσες εξελικτικές μεθοδολογίες και απλά έχει ως στόχο την αυτόματη παραγωγή προγραμμάτων Η/Υ για την αντιμετώπιση συγκεκριμένων προβλημάτων (π.χ. Γεννήτρια τυχαίων αριθμών).

#### **5. Η μέθοδος της Προσομοίωσης Ανόπτωσης (Simulated Annealing)**

Μία επίσης τυχηματική αλλά διαφορετικής δομής τεχνική είναι η μέθοδος της Προσομοίωσης Ανόπτωσης. Η μέθοδος αυτή ακολουθεί τους τυχηματικούς νόμους που διέπουν την κίνηση των μορίων στο εσωτερικό ενός μεταλλικού σώματος κατά τη σταδιακή ψύξη αυτού. Τα μόρια κινούνται ώστε να εντοπιστεί η κατάσταση με την ελάχιστη δυνατή δυναμική ενέργεια για την τρέχουσα θερμοκρασία, ώστε τελικά στην χαμηλότερη θερμοκρασία να επιτευχθεί η ελάχιστη όλων των δυνατών ενεργειακών καταστάσεων.

#### **6. Η μέθοδος της Διαφορικής Εξέλιξης (Differential Evolution)**

#### **7. Η μέθοδος της Αναζήτησης Αρμονίας (Harmony Search)**

#### **8. Η μέθοδος του Σμήνους Σωματιδίων (Particle Swarm Optimization)**

#### **9. Η μέθοδος της Προσομοίωσης Μυρμηγκιών (Ant Colony Optimization)**

## 7. Αλγόριθμος αναζήτησης Cuckoo Search

### 7.1 Εισαγωγή

Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης Cuckoo Search είναι ένας μεταεβριστικός αλγόριθμος ο οποίος βασίζεται στη συμπεριφορά αναπαραγωγής ορισμένων ειδών κούκου σε συνδυασμό με τις Levy Flight. Αναπτύχθηκε από τους Yang και Deb και οι πρώτες μελέτες δείχνουν ότι είναι πολύ ελπιδοφόρα διαδικασία βελτιστοποίησης και θα μπορούσε να ξεπεράσει υπάρχοντες αλγόριθμους όπως οι GA και PSO. Είναι ένας αλγόριθμος βελτιστοποίησης ο οποίος μπορεί προσαρμοστεί σε ένα μεγάλο αριθμό προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών έχοντας μη γραμμική συμπεριφορά, τη συμμετοχή διάφορων μεταβλητών σχεδιασμού και σημαντικό αριθμό περιορισμών. Στους περιορισμούς αυτούς βρίσκονται απλά όρια, όπως σειρές των ιδιοτήτων των υλικών, μέγιστη εκτροπή, ελάχιστο φορτίο και γεωμετρική διαμόρφωση.

### 7.2 Περιγραφή αλγορίθμου

#### 7.2.1 Γενικά

Οι μεταεβριστικοί αλγόριθμοι οφείλουν την αποδοτικότητα τους στο γεγονός ότι μιμούνται τα καλύτερα χαρακτηριστικά της φύσης και ιδιαίτερα στην επιλογή του ισχυρότερου σε βιολογικά συστήματα που έχουν εξελιχθεί εντυπωσιακά στη διάρκεια εκατομμυρίων ετών. Από τα πιο σημαντικά χαρακτηριστικά των μεταεβριστικών αλγορίθμων είναι η εντατικοποίηση και η διαφοροποίηση. Εντατικοποίηση είναι η πρόθεση ο αλγόριθμος να ψάξει γύρω από τις τρέχουσες βέλτιστες λύσεις και να επιλέξει τη βέλτιστη λύση από αυτές. Διαφοροποίηση είναι η εξασφάλιση ότι ο αλγόριθμος μπορεί να εξερευνήσει το χώρο αναζήτησης πιο αποτελεσματικά χρησιμοποιώντας τυχαιοποίηση. Ο CS βασίζεται στη συμπεριφορά αναπαραγωγής ορισμένων ειδών κούκου σε συνδυασμό με τις Levy flight.

#### 7.2.2 Προέλευση αλγορίθμου

Για να γίνει πιο κατανοητή η συμπεριφορά του αλγορίθμου CS δίνεται η ενδιαφέρουσα συμπεριφορά ορισμένων ειδών κούκου. Οι κούκοι είναι συναρπαστικά πουλιά, όχι μόνο λόγω των ωραίων ήχων που μπορούν να βγάζουν, αλλά και λόγω της συμπεριφοράς

αναπαραγωγής τους. Ορισμένα είδη όπως οι aní και guira κούκοι γεννούν τα αυγά τους σε ομαδικές φωλιές και μπορεί ορισμένα από αυτά να αφαιρέσουν τα αυγά των άλλων ώστε να αυξήσουν τις πιθανότητες επώασης των δικών τους αυγών. Αρκετά είδη ασκούν υποχρεωτική παρασιτική συμπεριφορά στις φωλιές άλλων πουλιών. Υπάρχουν τρεις βασικοί τύποι παρασιτισμού γεννητόρων, η ενδοοικογενειακή παρασιτική συμπεριφορά, η συνεταιριστική αναπαραγωγή και η εξαγορά φωλιάς. Τα πουλιά ξενιστές μπορεί να έχουν άμεση σύγκρουση με τους απρόσκλητους κούκους. Αν ένα πουλί υποδοχής ανακαλύψει ότι τα αυγά δεν ανήκουν σε αυτό τότε θα ρίξει αυτά τα παρασιτικά αυγά από τη φωλιά του ή απλά θα την εγκαταλείψει για να οικοδομήσει άλλη.

Ορισμένα είδη, όπως το tapera έχουν εξελιχθεί με τέτοιο τρόπο ώστε τα θηλυκά παρασιτικά πουλιά είναι συχνά εξειδικευμένα στη μίμηση του χρώματος και του σχεδίου των αυγών του είδους του ξενιστή. Αυτό μειώνει την πιθανότητα τα αυγά τους να εγκαταλειφθούν και αυξάνουν την πιθανότητα επώασης τους. Επιπλέον τα αυγά του κούκου εκκολάπτονται πιο νωρίς από τα αυγά του ξενιστή και μόλις εκκολαφτεί ο πρώτος νεοσσός η πρώτη ενστικτώδης κίνηση του είναι να εκδιώξει τα υπόλοιπα αυγά του ξενιστή ώστε να αυξήσει το μερίδιο τροφίμων από το πουλί ξενιστή. Τέλος έχει παρατηρηθεί ότι οι νεοσσοί κούκοι μπορούν να μιμηθούν την έκκληση των πουλιών ξενιστών για να έχουν πρόσβαση σε περισσότερο ποσοστό σπόρων.

### 7.2.3 Levy flight

Στη φύση η διαδικασία αναζήτησης της τροφής των ζώων, όπως τα έντομα και τα πουλιά, γίνεται με ένα τυχαίο τρόπο. Γενικά η διαδρομή αναζήτησης της τροφής ενός πουλιού ή ενός εντόμου είναι ένας τυχαίος περίπατος γιατί η επόμενη κίνηση είναι συσχέτιση της τρέχουσας θέσης και της πιθανότητας κατάληψης της επόμενης θέσης. Η κατεύθυνση επιλέγεται με βάση τις πιθανότητες και μπορεί να μοντελοποιηθεί μαθηματικά. Από έρευνες έχει βρεθεί ότι η συμπεριφορά πτήσης των πουλιών και των εντόμων καταδεικνύουν τα στοιχεία των Levy flight. Συμπερασματικά έχει αποδειχθεί ότι όταν η συμπεριφορά αυτή εφαρμοστεί σε βελτιστοποίηση αναζήτησης τα αποτελέσματα δείχνουν σημαντική προσέγγιση.

$$x_i^{t+1} = x_i^t + a \cdot Levy(\lambda)$$

Όπου α είναι το μέγεθος του βήματος το οποίο εξαρτάται από την κλίμακα του προβλήματος. Συνήθως στα προβλήματα επιλέγεται α=1.

$$Levy \sim u = t^{-\lambda} \quad (1 < \lambda \leq 3)$$

Όπου ουσιαστικά παρέχει ένα τυχαίο περίπατο στον οποίο τα βήματα προκύπτουν από μια Levy κατανομή έχοντας άπειρη διακύμανση και άπειρη μέση τιμή. Στην περίπτωση του CS τα βήματα του κούκου αποτελούν τυχαία διαδικασία.

#### 7.2.4 Μοντελοποίηση αλγορίθμου

Για την απλότητα στην περιγραφή του αλγορίθμου χρησιμοποιούνται οι παρακάτω τρεις εξιδανικευμένοι κανόνες.

1. Κάθε κούκος γεννά ένα αυγό τη φορά.
2. Οι φωλιές υψηλής ποιότητας των αυγών θα περάσει στην επόμενη γενιά.
3. Ο αριθμός των φωλιών είναι σταθερός και η πιθανότητα το αυγό να ανακαλυφθεί από το πουλί ξενιστής είναι  $P_a \in [0, 1]$  στη κάθε φωλιά.

Στην τελευταία περίπτωση όταν το πουλί ξενιστής ανακαλύψει το παρασιτικό αυγό τότε γίνεται αντικατάσταση της φωλιάς από νέα φωλιά. Επίσης στην εφαρμογή του αλγορίθμου γίνεται η παραδοχή ότι κάθε αυγό σε μια φωλιά αποτελεί μια λύση, το οποίο σημαίνει ένα αυγό στη φωλιά στη προκείμενη περίπτωση. Είναι βέβαια φανερό ότι ανταποκρίνεται και σε περίπτωση όπου κάθε φωλιά περιλαμβάνει περισσότερα από ένα αυγό όπου το ένα αποτελεί και μια ξεχωριστή λύση.

#### 7.2.5 Πλεονεκτήματα Cuckoo search

Για την ευκολία της προσαρμογής της μεθόδου αυτής σε ευρείας γκάμας προβλήματα αναζήτησης βέλτιστου σχεδιασμού οφείλονται τα πλεονεκτήματα του τρόπου αυτού αναζήτησης. Αυτά τα πλεονεκτήματα παρουσιάζονται περισσότερο στον απλό τύπο των παραμέτρων που εφαρμόζονται σε όλη τη διαδικασία αναζήτησης όπου εκτός από το  $n$  παράμετρος είναι το  $p_a$ , και στην τυχειότητα που ακολουθεί για την εύρεση της διαδρομής. Επίσης στη διαδικασία της αναζήτησης όταν βρεθεί η ισχυρότερη φωλιά μεταφέρεται στην επανάληψη όποτε η φωλιά αυτή είναι διαθέσιμη. Παρακάτω επιλέγονται ορισμένα από τα πλεονεκτήματα.

1. Απλή εφαρμογή
2. Περιέχει λίγες παραμέτρους
3. Επιλογή του ισχυρότερου
4. Εφαρμόζεται σε μη γραμμικά προβλήματα
5. Εξασφάλιση τυχειότητας στη διαδρομή αναζήτησης
6. Δεν επηρεάζεται από την αλλαγή των παραμέτρων σχεδιασμού
7. Αποτελεσματική εύρεση ολικού ελάχιστου

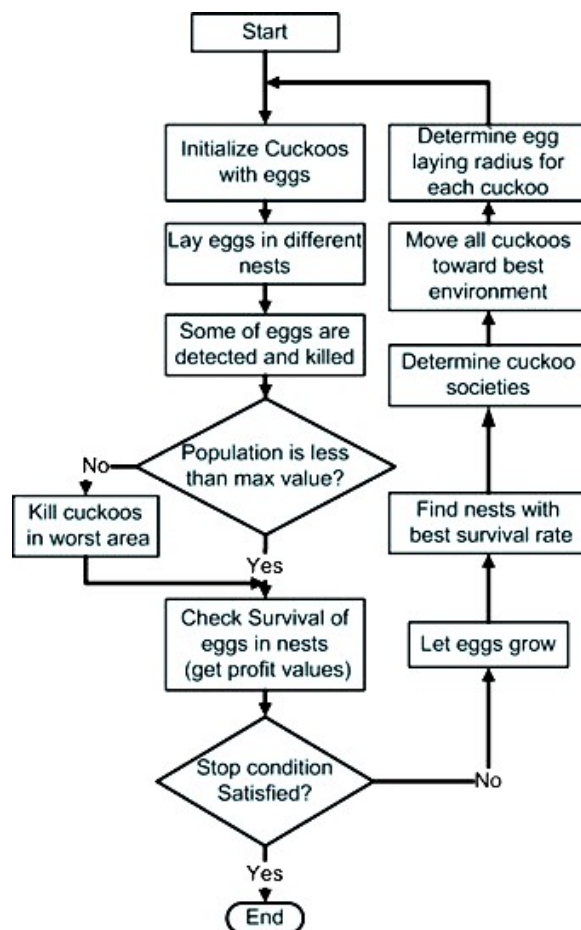
Στη συνέχεια δίνεται ένας ψευδοκώδικας και ένα διάγραμμα ροής της εφαρμογής του αλγορίθμου βελτιστοποίησης.

```

begin
Objective function  $f(x)$ ,  $x=(x_1, \dots, x_d)^T$ ;
Initial a population of n host nests  $x_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ );
while ( $t <$  Maximum Generation) or (stop criterion);
  Get a cuckoo (say  $i$ ) randomly
  and generate a new solution by Lévy flights;
  Evaluate its quality/fitness;  $F_i$ ;
  Choose a nest among n (say  $j$ ) randomly;
  if ( $F_i > F_j$ ),
    Replace  $j$  by the new solution;
  end
  Abandon a fraction ( $P_a$ ) of worse nests
  [and build new ones at new locations via Lévy flights];
  Keep the best solutions (or nests with quality solutions);
  Rank the solutions and find the current best;
end while
Post process results and visualization;
end

```

Σχήμα 7.1 Ψευδικώδικας αναζήτησης.



Σχήμα 7.2 Εντολές αλγορίθμου αναζήτησης.

## 7.3 Εφαρμογή αλγορίθμου στο θέμα της σεισμικής μόνωσης

### 7.3.1 Γενικά

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας αναπτύχθηκε ένα πρόγραμμα βέλτιστου σχεδιασμού της σεισμικής μόνωσης κατασκευής τυχούσας κάτοψης, στη φάση της προδιαστασιολόγησης. Το πρόγραμμα αυτό αναπτύχθηκε στο περιβάλλον του Matlab υπολογίζοντας όλες τις απαιτούμενες διαδικασίες ώστε να προσδιοριστεί η βέλτιστη τοποθέτηση των εφεδράνων. Στόχος του προγράμματος είναι να οριστούν τα εφέδρανα, σε αυτή την περίπτωση LRBs, τα οποία απαιτούνται σε κάθε θέση των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής έτσι ώστε η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο δυσκαμψίας και στο κέντρο βάρους να είναι η ελάχιστη σύμφωνα στα χαρακτηριστικά του προβλήματος.

Στο σημείο αυτό πρέπει να αναπτυχθεί η έννοια του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου βάρους της κατασκευής.

Κέντρο δυσκαμψίας είναι το σημείο στο σύστημα σεισμικής μόνωσης στο οποίο όταν ασκηθεί οριζόντια δύναμη σε οποιαδήποτε διεύθυνση η στροφή θα είναι μηδενική.

Κέντρο βάρους είναι το σημείο στο σύστημα σεισμικής μόνωσης στο οποίο ασκείται η συνισταμένη των αξονικών φορτίων των εφεδράνων.

Η βελτιστοποίηση αυτή πραγματοποιείται έτσι ώστε να μην υπεισέρχονται στροφικές παραμορφώσεις στη σεισμικά μονωμένη κατασκευή, δηλαδή δεν υπάρχει επιρροή στη δυναμική απόκριση της κατασκευής από ανώτερες ιδιομορφές οι οποίες είναι καμπτικές και αυξάνουν τις επιταχύνσεις και τις δυνάμεις στους ορόφους. Στην περίπτωση αυτή στο σύστημα επιτυγχάνεται αποσύζευξη ελαχιστοποιώντας έτσι την απόσταση μεταξύ κέντρου δυσκαμψίας και κέντρου βάρους. Επομένως η βελτιστοποίηση αυτή η οποία εφαρμόζεται στη σεισμική μόνωση αναβαθμίζει ακόμα περισσότερο τη δυναμική απόκριση της κατασκευής πέρα από αυτή της ίδιας της σεισμικής μόνωσης του συστήματος.

### 7.3.2 Εύρεση μαθηματικού μοντέλου βελτιστοποίησης

Σύμφωνα με αυτά που προαναφέρθηκαν παραπάνω για τη βέλτιστη διάταξη της σεισμικής μόνωσης της κατασκευής έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται η εκκεντρότητα της, αναπτύχθηκε πρόγραμμα στο περιβάλλον του Matlab. Το συνολικό αυτό πρόγραμμα αποτελείται από ένα συνδυασμό προγραμμάτων και συναρτήσεων συνδεδεμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιείται η δομή και η σύνταξη του Matlab.

Για να οριστεί ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης θα πρέπει να οριστούν η αντικειμενική συνάρτηση, οι μεταβλητές σχεδιασμού και οι συναρτήσεις περιορισμού του όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο του βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών.

Αντικειμενική συνάρτηση στην παρούσα εργασία ορίζεται η εκκεντρότητα  $e$ , δηλαδή η διαφορά του κέντρου δυσκαμψίας από το κέντρο βάρους του συστήματος.

$$f_{min} = e$$

$$f_{min} = \min e_{cm} - cr = \sqrt{(x^i_{cm} - x^i_{cr})^2 + (y^i_{cm} - y^i_{cr})^2}$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, n$$

$$g_k(s) \leq 0, k = 1, 2, \dots, m$$

$$t^i_{lb}, j \leq r^i, j \leq t_{ub}, j, j = 1, 2, \dots, n$$

$$s^i_{lb}, j \leq h^i, j \leq s_{ub}, j, j = 1, 2, \dots, n$$

Οι ανεξάρτητες μεταβλητές σχεδιασμού ορίζονται τα γεωμετρικά στοιχεία των εφεδράνων του συστήματος.

- i. Εξωτερική διάμετρος  $D_{ext}$
- ii. Διάμετρος πυρήνα μολύβδου  $D_{lead}$
- iii. Η τάση διαρροής του πυρήνα μολύβδου  $\sigma_{ylead}$
- iv. Ο αριθμός των στρώσεων του ελαστομερούς  $r$
- v. Το πάχος των στρώσεων του ελαστομερούς  $t$
- vi. Η επικάλυψη του ελαστομερούς
- vii. Το πάχος των φύλλων χάλυβα του ελαστομερούς  $s$

Οι συναρτήσεις περιορισμού ορίζονται έκτος τις περιπτώσεις ελέγχου αστοχίας των εφεδράνων του συστήματος και οι περιπτώσεις ελέγχου ώστε η σεισμική μόνωση να δίνει αποδοτικά αποτελέσματα.

- i. Ο λόγος του κρίσιμου φορτίου λυγισμού σε κάθε εφεδράνο προς το κατακόρυφο φορτίο στη θέση αυτή να είναι μεγαλύτερη του 1
- ii. Η διατμητική παραμόρφωση του κάθε εφεδράνου να είναι μικρότερη του 2
- iii. Η συνολική παραμόρφωση του κάθε εφεδράνου να είναι μικρότερη του 7/1,15
- iv. Το εύρος της απόστασης διακύμανσης των εφεδράνων να είναι μικρότερη από 0,50
- v. Ο λόγος της συνολικής απόσβεσης να είναι μικρότερη του 25 και μεγαλύτερη του 10

- vi. Η ενεργός ιδιοπερίοδος της κατασκευής να είναι μεγαλύτερη από 1,50 και μικρότερη από 3,50. Όστε η σεισμική μόνωση να είναι στο διάστημα των αποδεκτών αποτελεσμάτων όπου επιτυγχάνονται μικρότερες επιταχύνσεις από αυτές ενός συμβατικού ελαστοπλαστικού συστήματος συντελεστή συμπεριφοράς  $\eta$ .

Βρίσκοντας επομένως αυτές τις σχέσεις οι οποίες ορίζουν το πρόβλημα της βελτιστοποίησης ενδείκνυται η ανάπτυξη του προβλήματος σε πρόγραμμα στο περιβάλλον του Matlab.

### 7.3.3 Παρουσίαση του προγράμματος βελτιστοποίησης

Στο σημείο αυτό θα περιγραφεί η διαδικασία που ακολουθείται ώστε να πραγματοποιηθεί η βέλτιστη διάταξη σε συνδυασμό με την παρουσίαση του προγράμματος σε τελική μορφή και ο σκοπός και η λειτουργία της κάθε εφαρμογής που το αποτελεί.

Ξεκινώντας το πρόγραμμα το πρώτο πράγμα που εκτελεί είναι η φόρτωση των δεδομένων του προβλήματος, δηλαδή τις συντεταγμένες των θέσεων των κατακόρυφων στοιχείων ,τα εφέδρανα και τα κατακόρυφα φορτία. Στη συνέχεια υπολογίζονται τα στοιχεία εκείνα που επηρεάζονται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων και τα οποία αποθηκεύονται σε αντίστοιχους πίνακες ξεχωριστά. Φτάνοντας εδώ το πρόγραμμα εφαρμόζει την πρώτη συνάρτηση η οποία είναι το σημαντικότερο βήμα της βελτιστοποίησης, αφού σε αυτή πραγματοποιείται η σύγκριση των αποτελεσμάτων έως ότου βρεθεί η βέλτιστη διάταξη.

Εισάγονται παρακάτω ορισμένες απαραίτητες έννοιες ώστε να διασαφηνιστούν η λειτουργία άλλα και τα δεδομένα του αλγορίθμου cuckoo search.

- i. Ο αριθμός  $n$  είναι το πλήθος των φωλιών-συνθέσεων εφεδράνων οι οποίες αποτελούν διαφορετικές λύσεις για το πρόβλημα. Ο αριθμός των φωλιών-συνθέσεων εφεδράνων είναι σταθερός στη διάρκεια της διαδικασίας βελτιστοποίησης της κατασκευής. Για την κάθε φωλιά-σύνθεση εφεδράνων είναι δυνατόν να βρίσκεται ένα αυγό-εφέδρανα σε αυτήν το οποίο αντιπροσωπεύει τη λύση της. Για τα περισσότερα προβλήματα ο αριθμός των διαφορετικών φωλιών είναι  $n=25$  δίνονται γρήγορα αποτελέσματα στο βέλτιστο σχεδιασμό.
- ii. Το  $pa$  είναι η πιθανότητα το πουλί ξενιστής να βρει το παρασιτικό αυγό στη φωλιά του. Στην περίπτωση την οποία βρει το αυγό τότε συμβαίνουν δυο πράγματα ή το πουλί ξενιστής διώχνει το αυγό εκτός φωλιάς ή εγκαταλείπει τη φωλιά δηλαδή η φωλιά αυτή δεν αποτελεί λύση του προβλήματος αφού είναι άδεια έτσι είναι αναγκαίο να ψάξει διαφορετική φωλιά. Το  $pa$  είναι σταθερό στη διάρκεια της διαδικασίας ,επίσης η τιμή του είναι στο  $[0, 1]$ . Για τα περισσότερα προβλήματα είναι δυνατόν να χρησιμοποιείται ως  $pa=0,25$  στους υπολογισμούς.
- iii. Το  $ToI$  είναι η σύγκλιση ώστε να βελτιστοποιηθεί η αντικειμενική συνάρτηση.
- iv. Το  $Lb$  είναι το κατώτερο όριο στο οποίο η φωλιά είναι δυνατόν να εγκατασταθεί.
- v. Το  $Ub$  είναι το ανώτερο όριο στο οποίο η φωλιά είναι δυνατόν να εγκατασταθεί.



Στη συνέχεια παρουσιάζεται η φιλοσοφία της λειτουργίας του αλγορίθμου και τα βήματα που ακολουθεί έτσι ώστε να βρεθεί η βέλτιστη λύση.

1. Ορισμός του πίνακα `nest` ( $z \times n$ ) αποτελούμενος αρχικά από τυχαίους αριθμούς σε κάθε του θέση. Οι αριθμοί αυτοί είναι ακέραιοι στο διάστημα  $[1, B]$  από τους οποίους αντιπροσωπεύονται τα εφέδρανα.

$n$  αριθμός των φωλιών

$z$  αριθμός υποστυλωμάτων, τοιχείων

$B$  αριθμός εφεδράνων

2. Ορισμός του πίνακα `fitness` ( $1 \times n$ ) αρχικά δίνοντας του ένα τυχαίο μεγάλο αριθμό ανάλογα τις απαιτήσεις του προβλήματος.
3. Εφαρμογή της συνάρτησης `get_best_nest`. Η συνάρτηση αυτή έχει στόχο να εξάγει στο πρόγραμμα την καλύτερη τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης και τη φωλιά που δίνει τη τιμή αυτή. Αυτό πραγματοποιείται ελέγχοντας ξεχωριστά τις στήλες του πίνακα `nest`, που αποτελούν τις φωλιές του αλγορίθμου στην περίπτωση αυτή, εφαρμόζοντας τη συνάρτηση `isodynamianalysis` που είναι η ισοδύναμη ανάλυση όπως παρουσιάστηκε στο αντίστοιχο κεφάλαιο. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης τα οποία ελέγχονται με το περιεχόμενο του πίνακα `fitness` στην αντίστοιχη στήλη και όποιο είναι μικρότερο αντικαθιστά τη θέση του πίνακα `fitness` όποτε προσδιορίζεται η καλύτερη τιμή.
4. Εδώ ξεκινάει επαναλήψεις στις οποίες η αντικειμενική συνάρτηση συγκρίνεται από το όριο το οποίο τέθηκε. Το πρόγραμμα σταματάει όταν η συνθήκη είναι αληθής.
5. Εφαρμογή της συνάρτησης `get_cuckoos`. Στη συνάρτηση αυτή στόχος είναι να οριστεί το βήμα ώστε να προκύψει η νέα φωλιά εφαρμόζοντας το εργαλείο `Levy flight`. Δηλαδή ο αριθμός στις θέσεις των στοιχείων των φωλιών να αλλάζει από το βήμα το οποίο προκύπτει.
6. Εφαρμογή της συνάρτησης `simplebounds`. Στη συνάρτηση αυτή ελέγχεται το περιεχόμενο των θέσεων του πίνακα αν έχει ξεπεράσει το ανώτερο ή το κατώτερο όριο στο οποίο εγκαθίστανται οι φωλιές. Όταν το όριο δεν τηρείται διαφοροποιεί το περιεχόμενο του.
7. Εφαρμογή της συνάρτησης `get_best_nest` σαν το βήμα 3.
8. Εφαρμογή της συνάρτησης `empty_nests`. Στο σημείο αυτό εφαρμόζεται η πιθανότητα το πουλί ξενιστής να ανακαλύψει το παρασιτικό αυγό. Τότε η φωλιά δεν αποτελεί λύση του προβλήματος έτσι ορίζει διαφορετικό αριθμό στην αντίστοιχη φωλιά.
9. Εφαρμογή της συνάρτησης `get_best_nest` σαν το βήμα 3.
10. Έλεγχος αν η αντικειμενική συνάρτηση ελαχιστοποιήθηκε στο αντίστοιχο όριο. Όταν δεν είναι αληθής η συνθήκη επιστρέφει στο βήμα 4, στην περίπτωση όπου είναι αληθής το πρόγραμμα επιστρέφει αποτελέσματα.

## 8. Διάταξη του φορέα

### 8.1 Στοιχεία υφιστάμενου κτιρίου

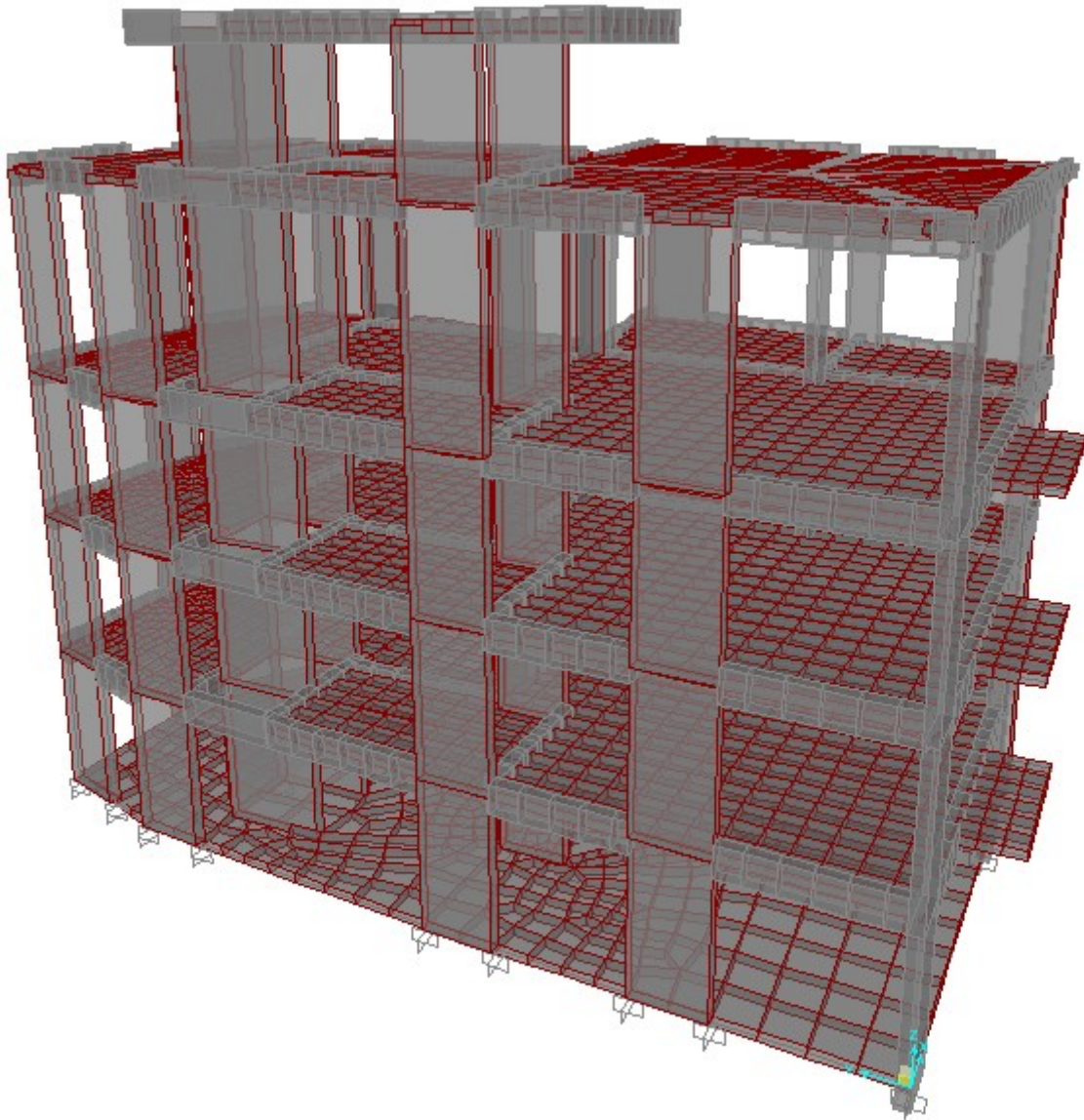
#### 8.1.1 Γενικά

Στην εργασία αυτή θα γίνει ο σχεδιασμός της σεισμικής μόνωσης βάσης ως μέσο ουσιαστικής ενίσχυσης υφισταμένης κατασκευής. Η υφιστάμενη αυτή κατασκευή είναι ένα τετραώροφο κτίριο το οποίο χρησιμοποιείται για τη στέγαση εργασιακών χώρων. Αποτελεί κατασκευή της οποίας ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πλήρωσης από τοιχοποιία. Το κτίριο έχει τέσσερις ορόφους ομοίους και το δώμα στην οροφή του. Τα ύψη των οροφών είναι 3,1 m εκτός από τον τέταρτο όροφο του οποίου το ύψος διαφέρει από τους άλλους ,είναι 4,05 m διατηρώντας την ίδια διάταξη των στοιχείων του. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από υποστυλώματα ,ειδικές διατάξεις τοιχωμάτων και τοιχώματα συμβατικά. Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα sap2000 v15.

Το κτίριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα το οποίο συνίσταται από την συμβολή κατακόρυφων και οριζόντιων γραμμικών στοιχείων αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη της οριζόντιας δύναμης. Δηλαδή θεωρώντας ότι αυτή αναλαμβάνεται από τα φέροντα στοιχεία , τα υποστυλώματα, τις δοκούς και τα τοιχώματα των στοιχείων. Αυτά τα στοιχεία προσομοιάζονται ως γραμμικά στοιχεία έξι βαθμών ελευθερίας. Στο σύστημα δεν δίνονται οι τοιχοποιίες ωστόσο η φόρτιση τους επιδρά στα φέροντα στοιχεία και λαμβάνεται υπόψιν με την εγκατάσταση του κατάλληλου γραμμικά κατανεμημένου φορτίου στις δοκούς τις οποίες φορτίζουν. Στη φόρτιση των δοκών αλλά και των άλλων φερόντων στοιχείων συμβάλουν και οι πλάκες της ανωδομής. Αυτές οι πλάκες δίνονται στο σύστημα ως επιφανειακά, πεπερασμένα στοιχεία συμβάλλοντας στη φόρτιση των δοκών από το κατανεμημένο φορτίο που ασκείται σε αυτές. Στις στηρίξεις των φερόντων στοιχείων δεσμεύονται όλοι οι βαθμοί ελευθερίας τους.

Επισημαίνεται ότι η διαφραγματική λειτουργία, δηλαδή η εξασφάλιση ότι σε κάθε όροφο οι μετακινήσεις των στοιχείων θα είναι ίδιες και ότι η δύναμη στα φέροντα στοιχεία είναι συνάρτηση της ακαμψίας τους, επιλέγεται σε όλα τα επίπεδα του. Στον ΕΑΚ 2000 στην 3.5.1.4 αναφέρεται ότι η συμπεριφορά αυτή διασφαλίζεται σε κτίρια στα οποία οι πλευρές δεν διαφέρουν στο τετραπλάσιο και τα διάκενα δεν υπερβαίνουν το 35 % της επιφάνειας. Έτσι είναι φανερό ότι εξασφαλίζεται στο υφιστάμενο.

Στην ανάλυση επιτρέπεται να αμεληθεί η γειννίαση στο χωροταξικό σύστημα.



Σχήμα 8.1 Μοντελοποίηση της απεικόνισης του φορέα.

### 8.1.2 Ορισμός των υλικών

Όπως γίνεται αντιληπτό το υφιστάμενο αυτό κτίριο είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα .Το σκυρόδεμα αυτό είναι αντοχής C 20 και το μέτρο ελαστικότητας του είναι  $E_C=29 \text{ GPa}$  .Το ειδικό του βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι  $25 \text{ kN/m}^3$ . Στους υπολογισμούς της ανάλυσης του υφιστάμενου κτιρίου χρησιμοποιείται η μέση αντοχή του σκυροδέματος έναντι της χαρακτηριστικής η οποία χρησιμοποιείται στις νέες όπως είναι στον EC 8. Έτσι η αντοχή του σκυροδέματος είναι η έξης.

$$f_{cm} = \frac{(f_{ck} + 8)}{1.1}$$

Όσον αφορά το χάλυβα το ελάχιστο όριο διαρροής του είναι το 413.685 MPa το ειδικό του βάρος είναι 76,97 kN/m<sup>3</sup> άλλα και το Es=199 GPa στο στοιχείο.

Στο sap 2000 οι ιδιότητες στα υλικά δίνονται ως εξής.

Define → Materials → Add new Material

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The left window is for a concrete material (C20) and the right window is for a rebar material (A615Gr60).

Property	Concrete (C20)	Rebar (A615Gr60)
Material Name and Display Color	C20	A615Gr60
Material Type	Concrete	Rebar
Weight per Unit Volume	25	76.9729
Mass per Unit Volume	0	7.849
Modulus of Elasticity, E	29000000	1.999E+08
Poisson's Ratio, U	0.2	0
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.000E-05	1.170E-05
Shear Modulus, G	12083333	0
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	27579.032	-
Minimum Yield Stress, Fy	-	413685.5
Minimum Tensile Stress, Fu	-	620528.2
Expected Yield Stress, Fye	-	455054
Expected Tensile Stress, Fue	-	682581

Σχήμα 8.2 Ορισμός υλικών,σκυρόδεμα και χάλυβας, των διατομών.

### 8.1.3 Ορισμός των διατομών

Οι διατομές των φερόντων στοιχείων δίνονται στο σύστημα ως εξής.

Define → Section properties → Frame section → Add new

Εναλλακτικά η δημιουργία διατομών γίνεται από το section designer όταν απαιτούνται ασύμβατα σχήματα σαν την ειδική διάταξη τοιχωμάτων στον ανελκυστήρα.

Στο σύστημα δίνονται ως εξής.

Define → Section properties → Frame section → Add new → Other → Section designer

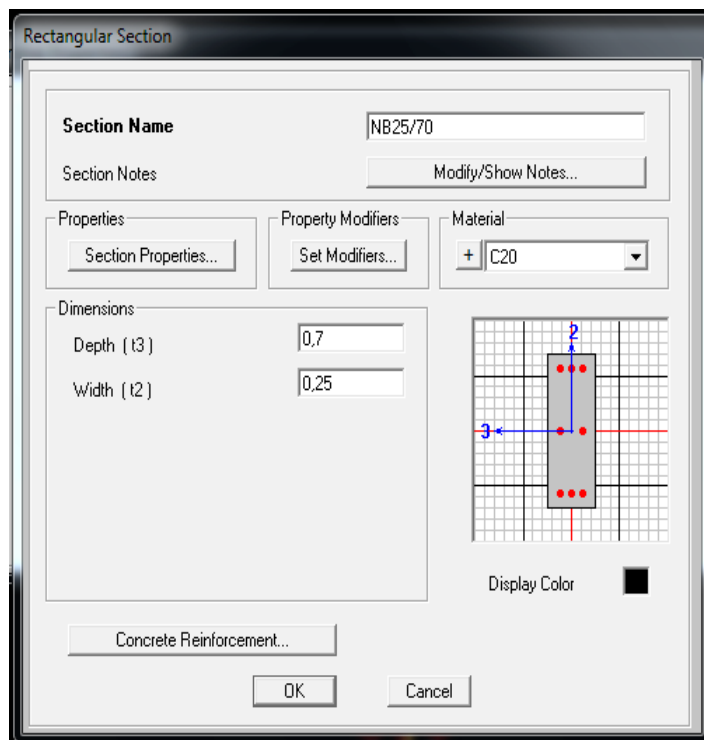
Οι διατομές των φερόντων στοιχείων στα υποστυλώματα και στις δοκούς του κτιρίου είναι αντίστοιχα.

### Στους Δοκούς

NB 20/40  
NB 20/50  
NB 20/60  
NB 25/40  
NB 25/50  
NB 25/60  
NB 25/70  
NB 50/25  
NB 80/25

### Στα υποστυλώματα

NC 50/25  
NC 70/25  
NC 75/25  
NC 80/30  
NC 110/25



Σχήμα 8.3 Δημιουργία διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων.

### 8.1.4 Ορισμός των φορτίσεων

Τα φορτία των στοιχείων με βάση το σχεδιασμό του κτιρίου είναι τα εξής.

#### Μόνιμα φορτία

Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25 kN/m <sup>3</sup>
Δρομική τοιχοποιία	2,10 kN/m <sup>2</sup>
Μπατική τοιχοποιία	3,60 kN/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη δωματίων	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη δώματος	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη εξωστών	1,50 kN/m <sup>2</sup>

#### Κινητά φορτία

Δωματίων	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Κλιμακοστασίων	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Δωμάτων	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Εξωστών	5,00 kN/m <sup>2</sup>

Στις τοιχοποιίες το φορτίο των δοκών είναι το κατανεμημένο φορτίο ανάλογα το είδος της τοιχοποιίας και το ύψος του ορόφου.

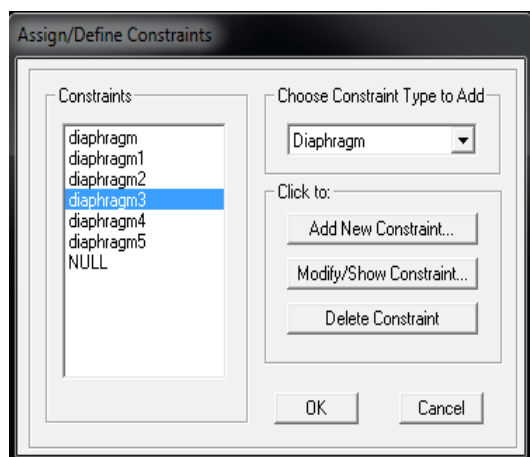
Φορτίο τοιχοποιίας ( ύψος ορόφου – ύψος δοκού ) στις αντίστοιχες θέσεις.

### 8.1.5 Ορισμός της διαφραγματικής λειτουργίας

Στο σύστημα του υφιστάμενου κτιρίου οι πλάκες συμπεριφέρονται ως διαφράγματα στα επίπεδα του. Έτσι η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία γίνεται ανάλογα την ακαμψία τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των φερόντων στοιχείων. Τα διαφράγματα είναι τελείως απαραμόρφωτα στο επίπεδο τους εξαιτίας της ακαμψίας αλλά και της αντοχής τους. Η συμπεριφορά τους στην οριζόντια σεισμική δύναμη δίνεται από τους τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο, τη στροφή και τις δύο μετακινήσεις.

Η διαφραγματική λειτουργία δίνεται στο sap 2000 επιλέγοντας τα στοιχεία του ορόφου και στη συνέχεια τα εξής.

Assign → joints → Constraints → Diaphragm

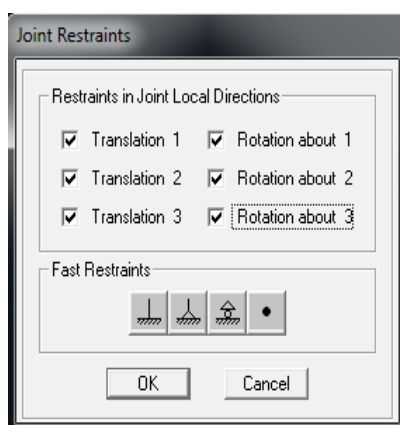


Σχήμα 8.4 Δημιουργία της στάθμης της διαφραγματικής λειτουργίας.

### 8.1.6 Ορισμός της στήριξης των στοιχείων

Οι στηρίξεις της ανωδομής στο έδαφος επιλέγονται να δεσμεύουν όλους τους βαθμούς ελευθερίας. Η διαδικασία στο sap 2000 επιβάλλει αρχικά να επιλέγονται όλα τα φέροντα στοιχεία της ανωδομής στο έδαφος και έπειτα τα να δεσμεύονται οι βαθμοί ελευθερίας στις θέσεις τους.

Assign → joint → Restraints



Σχήμα 8.5 Ορισμός της στήριξης.

### 8.1.7 Απομείωση της ακαμψίας των φερόντων στοιχείων

Τα φέροντα δομικά στοιχεία του κτιρίου αποτελούνται από τις δοκούς, τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα τα οποία στις υφιστάμενες κατασκευές δίνουν απομειωμένες τιμές ακαμψίας γιατί είναι στη ρηγματωμένη συμπεριφορά των στοιχείων. Στον ΕΑΚ 2000 στην 3.2.3.2 τα στοιχεία απομείωσης της ακαμψίας είναι τα εξής για τους δοκούς, τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα αντίστοιχα.

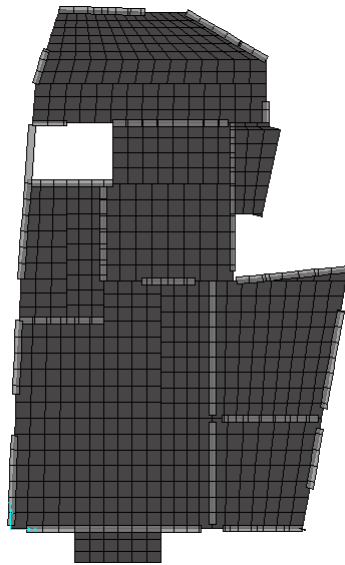
Δοκοί	0,80 Ec I
Τοιχώματα αρηγμάτιστα	0,70 Ec I
Τοιχώματα ρηγμάτωμένα	0,50 Ec I
Υποσύλωμα εσωτερικό	0,80 Ec I
Υποσύλωμα εσωτερικό	0,60 Ec I

Στα τοιχώματα η απομείωση δίνεται ως εξής.

Assign → Area → Area stiffness Modifiers

Στα φέροντα στοιχεία των δοκών άλλα και των υποστυλωμάτων ως εξής.

Assign → Frame → Property → Modifiers



Σχήμα 8.6 Κάτοψη ορόφου.



Σχήμα 8.7 Κάτοψη δώματος.



## 8.2 Διαδικασία ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου

### 8.2.1 Γενικά

Βασική συνθήκη στον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής είναι η επίλυση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας της. Η επίλυση αυτή γίνεται είτε με τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών είτε με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων .

Όταν υπολογίζεται η απόκριση μιας υφιστάμενης κατασκευής σε ένα δεδομένο σεισμικό γεγονός η χρήση των διαδικασιών υπολογισμού είναι σχετικά εύκολη γιατί είναι γνωστές οι αντοχές της ανωδομής άλλα και τα εξωτερικά φορτία στα οποία υπόκεινται. Αλλά δεν αντιμετωπίζονται οι διαδικασίες αυτές το ίδιο εύκολα όταν χρειάζεται να γίνει σχεδιασμός μιας νέας εγκατάστασης γιατί είναι φανερό ότι θα εμφανιστούν σεισμικά γεγονότα στη διάρκεια ζωής της με συνέπειες απρόβλεπτες στη φάση του σχεδιασμού, αγνοώντας από την αρχή τους αναμενόμενους σεισμούς επιρροής. Δεδομένης αυτής της αδυναμίας εντοπισμού των αναμενόμενων σεισμών, το ζήτημα της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών αντιμετωπίζεται θεωρώντας τους σεισμούς σχεδιασμού επιλέγοντας την αντίστοιχη περίοδο επαναφοράς τους.

Είναι φανερό δηλαδή ότι για την αντιμετώπιση των ζητημάτων αυτών στους αντισεισμικούς κανονισμούς ,στον ΕΑΚ 2000 άλλα και στον EC 8, έχουν θεσπιστεί απλοποιητικές μέθοδοι για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών ,οι όποιες δεν απαιτούν την πλήρη δυναμική ανάλυση της κατασκευής και δεν υπολογίζουν ευθέως τη επιρροή των μη γραμμικοτήτων της γεωμετρίας και των υλικών. Η διαδικασίες αυτών των αναλύσεων εντοπίζονται σε συμβατικές κατασκευές στις οποίες οι ιδιαιτερότητες των δυναμικών τους στοιχείων δεν είναι σημαντικές. Η ανάλυση αυτή ανταποκρίνεται στην ισοδύναμη στατική ελαστική ανάλυση αντί της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης των σεισμικών φορτίσεων.

Η ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών βασίζεται στη θεώρηση ότι η κατασκευές συμπεριφέρονται ως ένα ιδεατό ελαστικό στοιχείο στο οποίο η σεισμική φόρτιση υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απομειωμένο ανάλογα το συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου. Αυτό συμβαίνει γιατί η κατασκευή υπόκεινται σε μικρότερες φορτίσεις από εκείνες που αναμένεται να παραλάβει στο σεισμό εκμεταλλευόμενη την ικανότητα αυξημένης παραμορφωσιμότητας ,αρκετή σε σχέση της ελαστικής περιοχής, χωρίς να αστοχήσει. Φαίνεται δηλαδή ότι στο βαθμό του συντελεστή συμπεριφοράς στις κατασκευές ρόλος αποδίδεται στις ιξώδεις άλλα και υστερητικές αποσβέσεις, στις αναμενόμενες αρθρώσεις, στις υπερστατικότητες και στον συνδυασμό του φέροντος υλικού. Έκφραση του συντελεστή συμπεριφοράς αποτελεί η ικανότητα της κατασκευής να εξουδετερώνει την ενέργεια στην ανελαστική φάση χωρίς ωστόσο να χάνει δραστικά την αντοχή της.

## 8.2.2 Δυναμική φασματική ανάλυση

Η δυναμική φασματική ανάλυση είναι μια απλοποιημένη διαδικασία επαλληλίας των ιδιομορφών του συστήματος και υπολογισμού της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε φάση ταλάντωσης του. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στους αντισεισμικούς κανονισμούς. Στη διαδικασία ανάλυσης αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με την τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών των υπόψη μεγεθών. Όταν εφαρμόζεται αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δυο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού των διευθύνσεων στο επίπεδο του. Στην ανάλυση αυτή η απόκριση του συστήματος υπολογίζεται ως γραμμική ελαστική και χρησιμοποιεί το ελαστικό φάσμα. Στην διαφορετική αντιμετώπιση χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού.

Η δυναμική φασματική ανάλυση εστιάζει στα εξής.

- i. Στην ιδιομορφική απόκριση του συστήματος.

Δηλαδή στον υπολογισμό των ιδιομορφών ταλάντωσης των ιδιοπεριόδων και των ιδιοσυχνοτήτων του στοιχείου.

- ii. Στην ιδιομορφική απόκριση του συστήματος.

Δίνεται η ακραία απόκριση των μετακινήσεων και των εντάσεων οι οποίες αντιστοιχούν στις ιδιομόρφες ταλάντωσης των συνιστωσών των σεισμικών φορτίσεων σχετικά στο φάσμα σχεδιασμού.

- iii. Στην ιδιομορφική επαλληλία των αποτελεσμάτων.

Στη διαδικασία αυτή δημιουργείται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος φάσεως απόκρισης για κάθε συνιστώσα του σεισμικού επεισοδίου.

- iv. Στην χωρική επαλληλία των αποτελεσμάτων.

Βρίσκει την αναμενόμενη ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμικού φορτίου.

Η διαδικασία της ιδιομορφικής ανάλυσης ευθύνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών ταλάντωσης άλλα και των ιδιοσυχνοτήτων και ιδιοπεριόδων όλων των ιδιομορφών. Οι ιδιομορφές συμβάλουν στον υπολογισμό των στοιχείων και των φορτίσεων του σεισμικού επεισοδίου. Αρχικά στη διαδικασία της εύρεσης των ιδιομορφών υπολογίζονται οι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος σε όλα τα επίπεδα, στη συνέχεια κατασκευάζονται τα μητρώα μάζας και ακαμψίας των στοιχείων.

Έχοντας υπολογίσει τα στοιχεία της μάζας και της ακαμψίας είναι σε θέση να υλοποιήσει τη σχέση των ιδιοτιμών του συστήματος ,δηλαδή τα ιδιοδιανύσματα και τις ιδιομόρφες του. Η σχέση των ιδιοτιμών είναι συναρτήσεως των ιδιοσυχνοτήτων των αποκρίσεων του σεισμού. Για κάθε μια από τις ιδιομορφές ταλάντωσης υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά του σεισμού και στη συνέχεια γίνεται η επαλληλία τους σύμφωνα στις απαιτήσεις των αντισεισμικών κανονισμών ώστε να βρεθούν τα αναμενόμενα ακραία φορτία της διέγερσης.

$$[[K]-[M]\cdot\omega^2]\cdot\beta=0$$

Είναι η σχέση για τον υπολογισμό των ιδιοδυναυσμάτων και των ιδιομορφών της απόκρισης στο σεισμό. Η σχέση αυτή ανταποκρίνεται στο φυσικό νόημα και αποτελεί αποδέκτη αριθμητική εφαρμογή στα δεδομένα της απόκρισης όταν η σχέση της αφαίρεσης του συστήματος είναι μηδέν στη διαδικασία της ανάλυσης.

$$[[K]-[M]\cdot\omega^2]=0$$

Από τη σχέση αυτή υπολογίζεται η ιδιοσυχνότητα  $\omega$  για κάθε ιδιομορφή του συστήματος και στη συνέχεια αντικαθίσταται σε φθίνουσα θέση στη σχέση των ιδιοτιμών για να βρεθούν οι ιδιομορφές του.

Επισημαίνεται ότι

- $[K]$  το μητρώο ακαμψίας
- $[M]$  το μητρώο μάζας
- $N \times N$  οι διαστάσεις των  $[K], [M]$
- $\omega_1 \dots \omega_n$  οι ιδιοσυχνότητες
- $[\Phi]$  οι ιδιομορφές

Στο ιδιοδύνασμα  $\beta$  αντικαθίστανται τα αποτελέσματα από τον υπολογισμό της σχέσης των ιδιοτιμών για κάθε τιμή της ιδιοσυχνότητας. Στη συνέχεια διαιρούνται όλες οι τιμές των ιδιοδυναυσμάτων του  $\beta$  από την μέγιστη τιμή τους δημιουργώντας τις αντίστοιχες ιδιομορφές.

Στο σημείο αυτό είναι γνωστές οι ιδιομορφές απόκρισης στη σεισμική διέγερση και βρίσκεται στη συνέχεια η δυναμική συμπεριφορά τους για να είναι επαρκής η επαλληλία τους σύμφωνα στις διατάξεις των αντισεισμικών κανονισμών και να εντοπιστούν τα φόρτια της φασματικής συμπεριφοράς.

Η γενικευμένη μάζα των ιδιομορφών είναι η εξής.

$$m = [\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi]$$

Η συμβολή της εστιάζεται στην εκτίμηση των σημαντικών ιδιομορφών του συστήματος στην φασματική ανάλυση της δυναμικής συμπεριφοράς. Στον αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ 2000 αναφέρεται ότι ο αριθμός των ιδιομορφών των συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης εξαρτάται από το άθροισμα της συμμετοχής των ιδιομορφών.

Συντελεστής συμμετοχής των ιδιομορφών.

$$\Gamma = \frac{\{\Phi\}^T \cdot [M] \cdot \{r\}}{\{\Phi\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi\}}$$

Το διάνυσμα  $\{r\}$  είναι το στατικό διάνυσμα επιρροής και υπολογίζεται από το διάνυσμα των μετακινήσεων του φορέα στη μοναδιαία μετακίνηση του εδάφους στις συνιστώσες της διέγερσης.

Το διάνυσμα των μετακινήσεων.

$$\{U\} = \{\Phi\} \cdot \Gamma \cdot S D$$

Ο αριθμός  $S D$  είναι η φασματική μετακίνηση του συστήματος των ιδιομορφών στις ανάλογες ιδιοπεριόδους τους.

Το διάνυσμα της δύναμης.

$$\{F\} = [M] \{\Phi\} \cdot \Gamma \cdot S D$$

Η διαδικασία υπολογισμού των ακραίων μεγεθών του σεισμικού επεισοδίου για την επιβολή των φορτίσεων οι οποίες υπολογίστηκαν από την φασματική ανάλυση είναι σημαντικό να ανταποκρίνεται στις βάσεις του αντισεισμικού κανονισμού της επαλληλίας των ιδιομορφών και των αποτελεσμάτων.

Στην κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης υπολογίζονται οι τιμές της απόκρισης των ιδιομορφών τους. Οι τιμές αυτές συνδυάζονται στην επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του CQC, έτσι ώστε να βρεθούν οι ακραίες τιμές τους για τη σεισμική διέγερση των οριζόντιων διευθύνσεων τους. Είναι δηλαδή φανερό ότι η απόκριση της διέγερσης δεν συμπίπτει στην επαλληλία όλων των ακραίων αποκρίσεων των ιδιομορφών ταλάντωσης σε ένα σεισμό στις οριζόντιες συνιστώσες.

Οι ακραίες τιμές  $ex A$  ενός τυχόντος διανύσματος δύναμης  $A$  της απόκρισης βρίσκεται από την επαλληλία CQC ως εξής.

$$ex A = \pm \sqrt{(\{A\}^T \cdot \{\varepsilon\} \cdot \{A\})}$$

Το  $\{A\}$  είναι το διάνυσμα των ιδιομορφικών τιμών της δύναμης  $A$  της σεισμικής διέγερσης.

Τα στοιχεία του διανύσματος  $\varepsilon$ , συντελεστή συσχέτισης των αποτελεσμάτων, βρίσκονται από τη σχέση.

$$\varepsilon = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot (r^{(3/2)})}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{T_n}{T_{n+1}} \quad T_n \geq T_{n+1}$$

Η διαδικασία εντοπισμού των ταυτόχρονων ακραίων δράσεων  $ex A$  ενός τυχόντος διανύσματος των δυνάμεων  $A$  της διέγερσης υπολογίζονται από τη χωρική επαλληλία των ακραίων τιμών των συνιστωσών του σεισμού από την τετραγωνική ρίζα των τετραγώνων των ακραίων φορτίσεων στις διευθύνσεις.

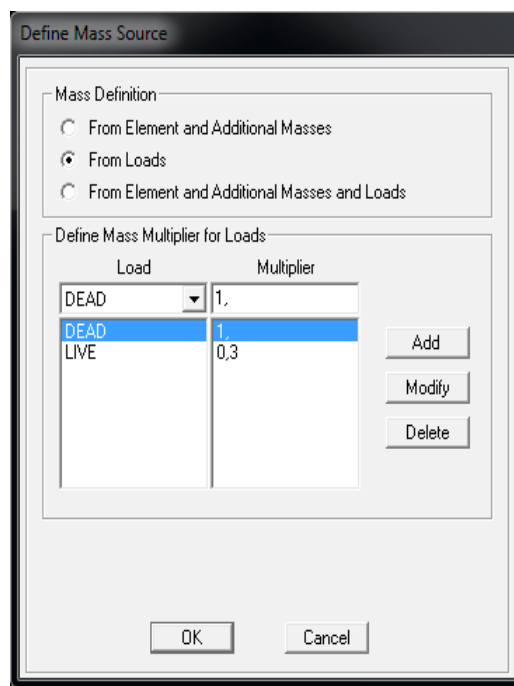
$$ex A = \pm \sqrt{((ex A, x)^2 + (ex A, y)^2)}$$

Η χωρική επαλληλία είναι γνωστή ως SRSS τετραγωνική συμβολή των φορτίσεων.

Τα ακραία φόρτια  $ex A, x$ ,  $ex A, y$  στην χωρική επαλληλία είναι τα ακραία φόρτια στις διευθύνσεις του σεισμού σε αντιστοιχία στους φορείς.

Στη συνέχεια ακολουθεί η διαδικασία της υλοποίησης της δυναμικής φασματική ανάλυσης της σεισμικής απόκρισης της υφιστάμενης εγκατάστασης στο  $\text{sap 2000}$  όσον αφορά την συμβατική της βάση αλλά και την ενισχυμένη, δηλαδή της τοποθέτησης των εφεδράνων στις στηρίξεις της στην απλή διάταξη τους και στη βελτιστοποιημένη διάταξη τους. Η συμβατική αναλύεται έτσι ώστε να βρεθούν τα φόρτια της στις στηρίξεις ως αντιδράσεις στο σεισμικό συνδυασμό. Τα αποτελέσματα αυτά συμβάλλουν στον εντοπισμό των γεωμετρικών τύπων των εφεδράνων της ενίσχυσης τους.

Στη διαδικασία της ανάλυσης τα φόρτια του σχεδιασμού της υφισταμένης κατασκευής στα στοιχεία, δηλαδή τα μόνιμα και τα κινητά φόρτια της, είναι κατανομημένα γραμμικά στα επιφανειακά αλλά και στα γραμμικά στοιχεία της. Αυτά τα φορτία δίνουν, αν οριστούν σωστά οι συντελεστές τους, την ταλαντούμενη μάζα της απόκρισης του σχηματισμού των στοιχείων.



Σχήμα 8.8 Επιρροή της ταλαντούμενης μάζας.

### 8.2.3 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Οι δυναμική φασματική ανάλυση έγινε βασισμένη στα φάσματα σχεδιασμού της συμπεριφοράς των αποκρίσεων του EC 8. Στις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης το ελαστικό φάσμα απόκρισης  $S_e(T)$  ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις.

$$0 \leq T \leq TB \quad Se(T) = a g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{TB} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$TB \leq T \leq TC \quad Se(T) = a g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$TC \leq T \leq TD \quad Se(T) = a g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{TC}{T} \right)$$

$$TD \leq T \leq 4,0 \quad Se(T) = a g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{TC \cdot TD}{T^2} \right)$$

Όταν  $TB \leq T \leq TC$  σταθερή φασματική επιτάχυνση

Όταν  $TC \leq T \leq TD$  σταθερή φασματική ταχύτητα

Όταν  $TD \leq T \leq 4,0$  σταθερή φασματική μετακίνηση

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$ag$	Τύπος σπουδαιότητα	$\gamma_i$
I	0,16g	I	0,80
II	0,24g	II	1,00
III	0,36g	III	1,20
		IV	1,40

Πίνακας 8.1 Σεισμική επικινδυνότητα και σπουδαιότητα.

Έδαφος	S	TB	TC	TD
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

Πίνακας 8.2 Έδαφος και ιδιοπερίοδοι.

Είναι σημαντικό να τονιστεί ότι η σεισμική συνιστώσα του άξονα των κατακόρυφων φορτίσεων της διέγερσης αγνοείται στην φασματική ανάλυση τόσο στην συμβατική όσο και στην ενισχυμένη φάση .

Στην ανάλυση όταν δεν απαιτείται η ελαστική συμπεριφορά στην σεισμική διέγερση επιβάλλεται το ανελαστικό φάσμα απόκρισης της φόρτισης. Στον EC 8 επιτρέπεται να φορτίζεται από ένα μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση το ελαστικό φάσμα της διέγερσης η κατασκευή η οποία σχεδιάζεται να συμπεριφερθεί ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, βάση της απορρόφησης ενεργείας από τα φέροντα στοιχεία. Η απομείωση της φόρτισης αυτή οφείλεται στο συντελεστή συμπεριφοράς της ανελαστική φάσης. Οι τιμές του συντελεστή εξαρτώνται από το υλικό και τον τύπο της στατικής διαμόρφωσης του κτιρίου και εντάσσεται στη διέγερση του κτιρίου. Στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος οι τιμές του συντελεστή τίθενται ανάλογα το στατικό σύστημα και την γνώστη πλαστικής ικανότητα των υφιστάμενων άλλα και νέων κατασκευών. Οι δράσεις της σεισμικής διέγερσης είναι συναρτήσει του συντελεστή συμπεριφοράς στην ανελαστική ανάλυση. Η διαδικασία της φασματικής ανάλυσης στηρίζεται στην ανάλογη διάταξη.

Στις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης το ανελαστικό φάσμα απόκρισης ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις.

$$0 \leq T \leq T_B \quad S(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S(T) = a_g \cdot S \cdot \left( \frac{2,5}{q} \right)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S(T) = a_g \cdot S \cdot \left( \frac{2,5}{q} \right) \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \leq 4,0 \quad S(T) = a_g \cdot S \cdot \left( \frac{2,5}{q} \right) \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Είναι οι εξής συντελεστές στο φάσμα.

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$$

$S$  τύπος εδάφους

Το  $\eta$  είναι ανάλογα την απόσβεσης . Στο  $\xi=5\%$  είναι  $\eta = 1$  ,σε απόσβεση  $\xi$  στο  $\eta > 0,55$ , βρίσκεται ως εξής.

$$\eta = \sqrt{\left( \frac{10}{5 + \xi} \right)}$$



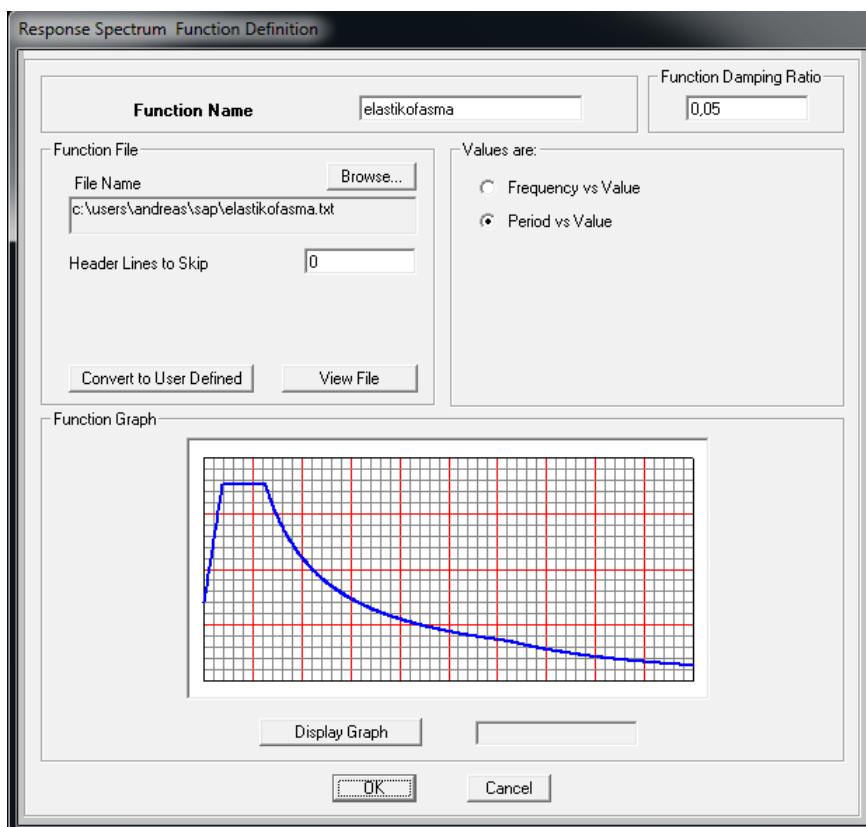
Στη συνέχεια δίνονται τα στοιχεία του φάσματος.

Στο φάσμα του υφιστάμενου κτιρίου δίνονται οι έξης συντελεστές.

Ζώνη σεισμική επικινδυνότητας	II
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους	0,24 g
Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_i = 1,00$
Κατηγορία εδάφους	B
Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων	TB= 0,15 sec TC=0,50 sec TD=2,50 sec
Συντελεστής ποσοστού απόσβεσης	$\xi = 5\%$
Συντελεστής απόσβεσης	$\eta = 1$

Η διαδικασία του ορισμού στο φάσμα δίνεται από την εντολή.

Define → Functions → Response spectrum → Add new



Σχήμα 8.9 Ελαστικό φάσμα απόκρισης .

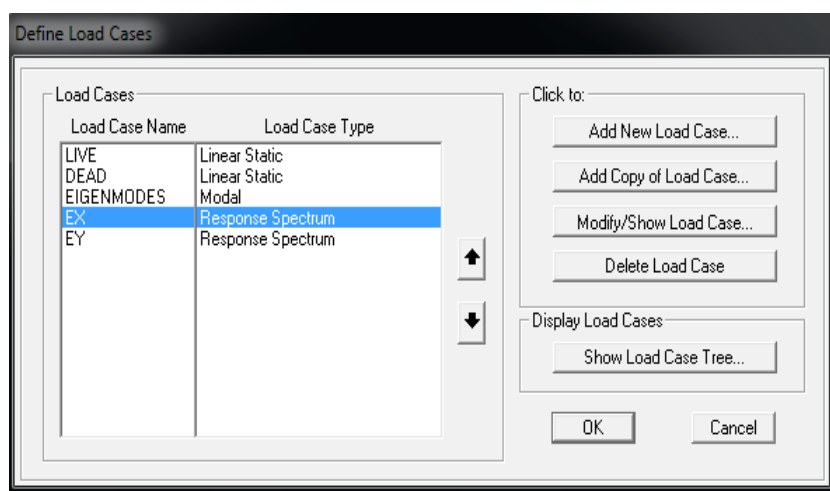
## 8.2.4 Συνδυασμοί φόρτισης

Ο αντισεισμικός κανονισμός EC 8 για το συνδυασμό της οριζόντιας δράσης της σεισμικής απόκρισης θεωρεί ότι η δράση των οριζόντιων συνιστωσών είναι σύγχρονη, η απόκριση προς κάθε συνιστώσα θα αποτιμάται ξεχωριστά και θα γίνεται επαλληλία για τις ιδιομορφικές απόκρισης, η ακραία τιμή κάθε μεγέθους στον φορέα από τις δυο συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης θα υπολογίζεται από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των οριζόντιων συνιστωσών, οι σχέσεις του υπολογισμού των συνιστωσών δίνουν τα αποτελέσματα της ανάλυση και ότι τα αποτελέσματα της απόκρισης είναι οι οριζόντιες φορτίσεις.

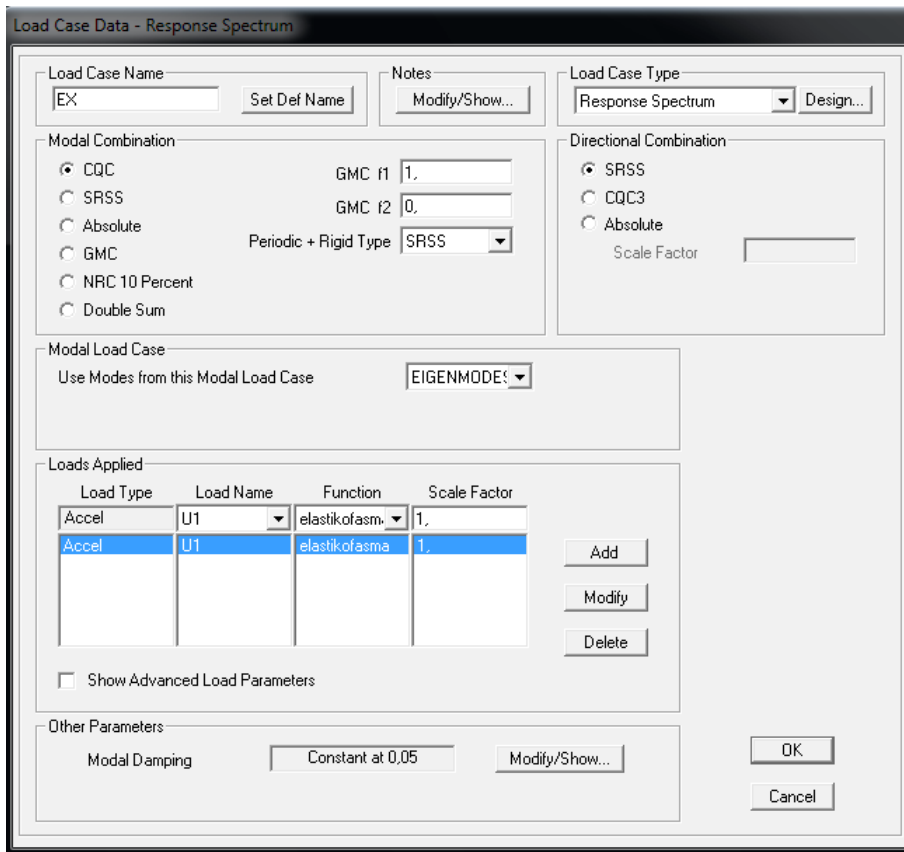
Η ανάλυση των φασματικών δράσεων της σεισμικής διέγερσης είναι η εξής.

Βρίσκονται οι απαιτούμενες σεισμικές και στατικές φορτίσεις στην υφιστάμενη κατασκευή. Δηλαδή εντοπίζονται τα φόρτια δράσης της σεισμικής διέγερσης. Στην ανάλυση η εντολή των φορτίσεων είναι η εξής.

Define → Load cases → Add new



Σχήμα 8.10 Δημιουργία της σεισμικής φόρτισης.



Σχήμα 8.11 Σεισμική δράση της διεύθυνσης X.

Στη συνέχεια δημιουργούνται οι συνδυασμοί της σεισμικής διέγερσης σύμφωνα στις απαιτήσεις του αντισεισμικού κανονισμού. Στην ανάλυση αυτή οι συνδυασμοί είναι στη συνέχεια.

Συνδυασμοί	
Συνδυασμός 1	G+0,30Q+EX+0,3EY
Συνδυασμός 2	G+0,30Q+EX-0,3EY
Συνδυασμός 3	G+0,30Q-EX+0,3EY
Συνδυασμός 4	G+0,30Q-EX-0,3EY
Συνδυασμός 5	G+0,30Q+0,30EX+EY
Συνδυασμός 6	G+0,30Q-0,30EX+EY
Συνδυασμός 7	G+0,30Q+0,30EX-EY
Συνδυασμός 8	G+0,30Q-0,30EX-EY

Πίνακας 8.3 Συνδυασμοί διέγερσης.

## 9. Ανάλυσης των κατασκευών

### 9.1 Εισαγωγή

Τα στοιχεία των ακόλουθων αναλύσεων είναι αρκετά σημαντικά ώστε να εντοπιστεί αν η απόκριση των ενισχύσεων είναι αποδοτική. Στη διαδικασία αυτή αναλύσεων της, δυναμικής φασματικής ανάλυσης των κατασκευών, χρησιμοποιείται το πρόγραμμα sap2000 v15. Όλες οι αναλύσεις θα γίνουν βασιζόμενοι στο θεωρητικό υπόβαθρο της φασματικής ανάλυσης όπως αυτή διατυπώθηκε στην αντίστοιχη ενότητα της εργασίας.

Οι αναλύσεις αυτές αφορούν τις εξής διαφορετικές συνθήκες αντιμετώπισης της στήριξης του υφιστάμενου κτιρίου στη διέγερση.

- i. Ανάλυση του κτιρίου στηριζόμενο από πακτώσεις.
- ii. Ανάλυση του κτιρίου για απλή διάταξη των εφεδράνων.
- iii. Ανάλυση του κτιρίου για βέλτιστη διάταξη των εφεδράνων.

Είναι δηλαδή φανερό ότι η διαδικασία των αναλύσεων εστιάζει στην αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας της αντοχής της υφιστάμενης κατασκευής και στη συνέχεια στην αναβάθμιση της σεισμικής της συμπεριφοράς διατάσσοντας τα στοιχεία της στρατηγικής του αντισεισμικού σχεδιασμού σε απλή άλλα και σε βέλτιστη διάταξη.

### 9.2 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

Στη δυναμική φασματική ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου για τη θεώρηση της πάκτωσης των στηρίξεων της ανωδομής στο έδαφος η διαδικασία θα γίνει σύμφωνα στις απλοποιημένες διαδικασίες της επαλληλίας των ιδομορφών. Το φάσμα της ανάλυσης θα είναι το ανελαστικό φάσμα για την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς αυτή των πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα του αντισεισμικού κανονισμού EC 8. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς είναι  $q=3,50$ . Τα ενισχυμένα κτίρια εξαρτώνται από την απόκριση του ώστε να οριστούν τα στοιχεία τους.

#### 9.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Στο σημείο της ανάλυσης των ιδιομορφών δίνονται τα αποτελέσματα της απόκρισης του κτιρίου η οποία αποδίδει τις ιδιομορφές, τις ιδιοπεριόδους άλλα και τη συμπεριφορά του κτιρίου στη μεταφορική και στη στροφική διεύθυνση. Για τις δυο συνιστώσες της σεισμικής απόκρισης του υφιστάμενου κτιρίου η επαλληλία ακολουθεί τις διατάξεις της αντισεισμικής

ενίσχυσης. Οι σημαντικές ιδιομορφες οι οποίες θα ληφθούν υπόψιν στην φασματική ανάλυση δίνονται από τη συνθήκη ότι για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνονται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών φθάσει στο 90 % της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Στην ανάλυση αυτή οι σημαντικές ιδιομορφές των συνιστωσών του σεισμού είναι 25 όσες δίνονται δηλαδή στην ανάλυση.

mode	period	frequency
	sec	1/sec
1	0,541	1,849
2	0,440	2,271
3	0,325	3,075
4	0,168	5,953
5	0,165	6,053
6	0,155	6,452
7	0,140	7,125
8	0,139	7,208
9	0,134	7,489
10	0,130	7,688
11	0,121	8,281
12	0,118	8,443
13	0,112	8,962
14	0,109	9,211
15	0,106	9,425
16	0,102	9,792
17	0,098	10,202
18	0,097	10,311
19	0,096	10,460
20	0,095	10,573
21	0,095	10,580
22	0,093	10,793
23	0,092	10,861
24	0,091	10,987
25	0,086	11,671

Πίνακας 9.1 Οι ιδιοπερίοδοι της ανάλυσης.

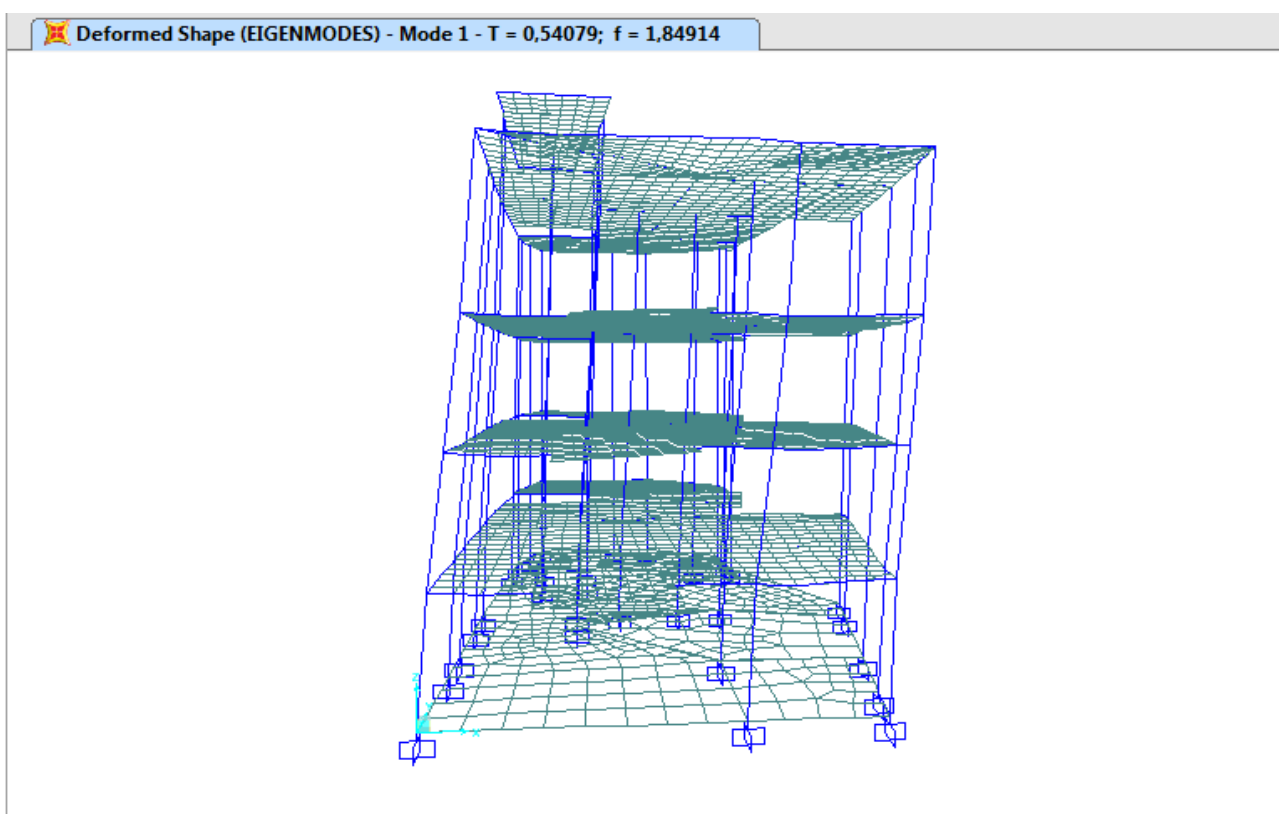
Στη συνέχεια φαίνεται ότι οι σημαντικότερες ιδιομόρφες για τις διευθύνσεις του σεισμού είναι η 1η και η 2η ιδιομορφή. Στην δεύτερη ιδιομορφή εντοπίζεται και στροφική και μεταφορική κίνηση στην διεύθυνση y, δηλαδή το υφιστάμενο κτίριο συμπεριφέρεται στρεπτικά. Αυτό εξηγείται από τη διάταξη των τοιχωμάτων στην βόρεια διεύθυνση του

κτιρίου, αν θεωρηθεί ως βόρεια η διεύθυνση των θετικών  $y$  και νότια η διεύθυνση των αρνητικών  $y$ , δημιουργώντας τις διατάξεις των κλιμακοστασίων και των ανεγκυστήρων των ορόφων του φορέα. Αυτό δίνει ανισοκατανομή των στοιχείων της ελαστικής στροφής στη διαδικασία του σεισμού.

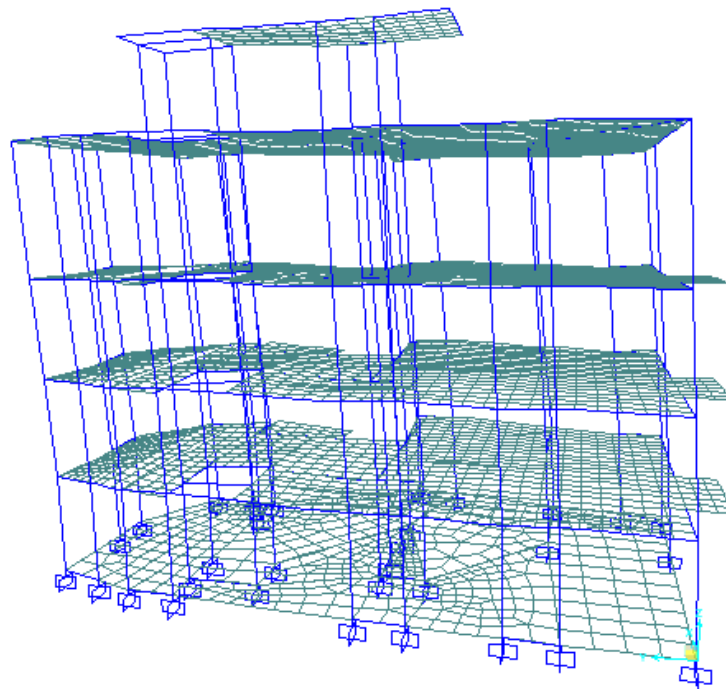
mode	period	Ux	Uy	Uz
	sec			
1	0,540	0,50724	0,0215	0,000002396
2	0,440	0,10534	0,56275	0,000007613
3	0,320	0,13507	0,14128	0,00017

Πίνακας 9.2 Οι θεμελιώδης ιδιοπερίοδοι της ανάλυσης.

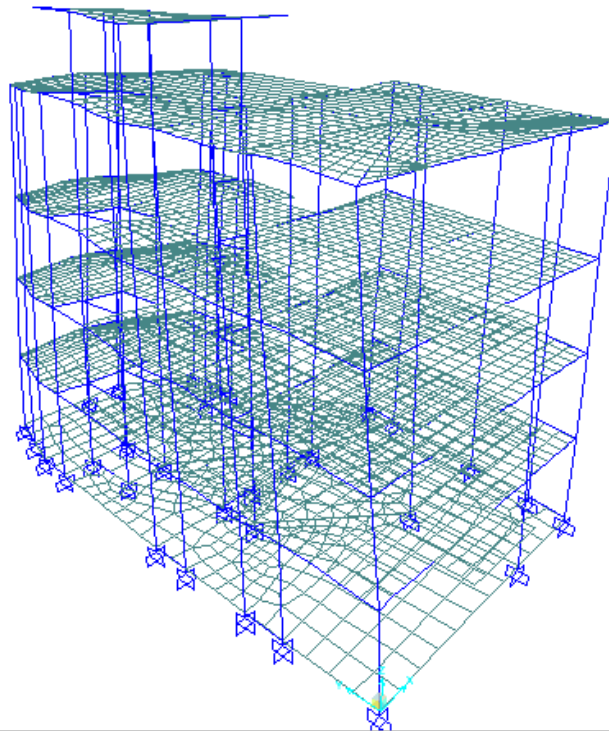
Έπειτα από αυτά η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του υφιστάμενου κτιρίου είναι η σημαντική ιδιοπερίοδος της απόκρισης  $T=0,54$  sec.



Σχήμα 9.1 Η θεμελιώδης πρώτη ιδιόμορφη στον άξονα  $x$  του υφιστάμενου κτιρίου.



Σχήμα 9.2 Η δεύτερη ιδιόμορφη στον άξονα y του υφιστάμενου κτιρίου.



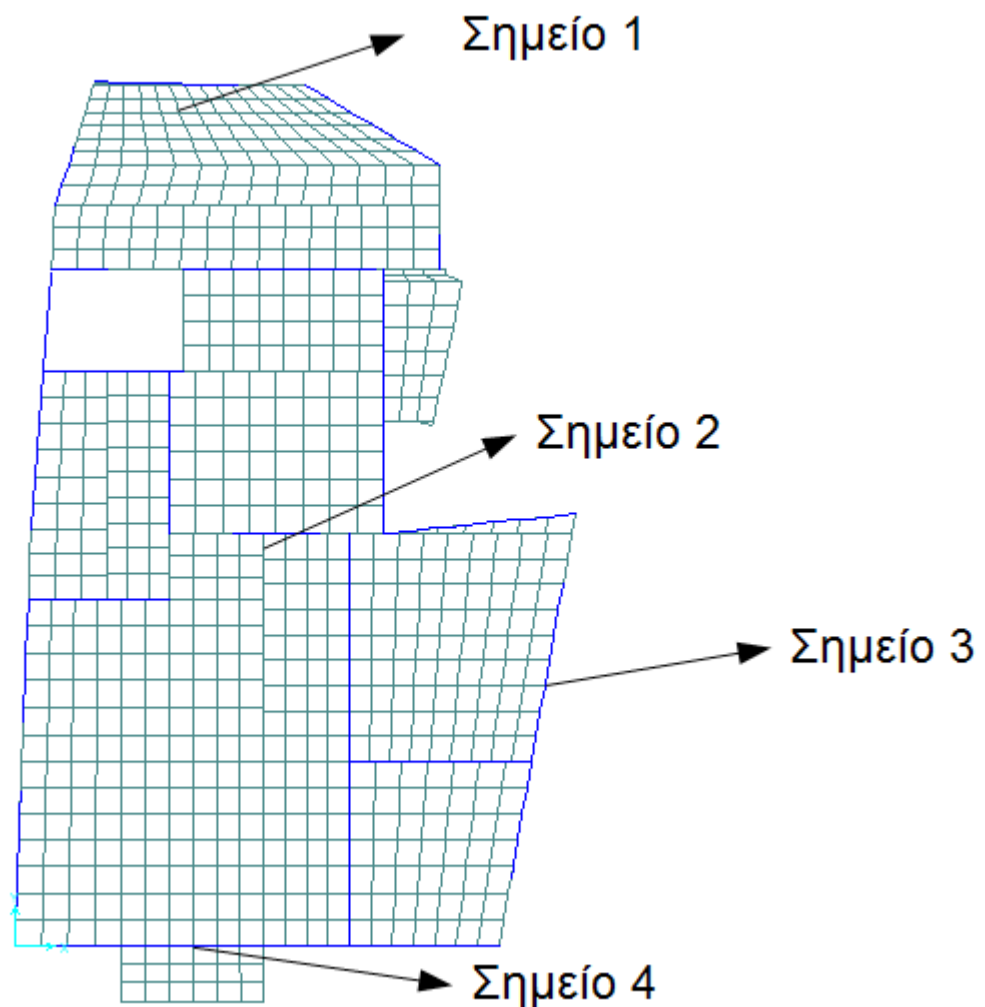
Σχήμα 9.3 Η τρίτη στροφική ιδιόμορφη του υφιστάμενου κτιρίου.

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι αντιδράσεις των υποστυλωμάτων και των τοιχείων στις στηρίξεις από το σεισμικό συνδυασμό  $G+0,3Q$  έτσι ώστε να σχεδιαστεί το σύστημα σεισμικής μόνωσης του κτιρίου από το εργαλείο της διαστασιολόγησης τους.

Στο σημείο αυτό επισημαίνεται ότι η φασματική ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου έγινε από τους συνδυασμούς φόρτισης της σεισμικής απόκρισης των αντισεισμικών διατάξεων άλλα και της επαλληλίας των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Ακολούθως εντοπίζονται τα δυναμικά στοιχεία των συνδυασμών του σεισμού.

Βρίσκονται στο σημείο αυτό οι μετακινήσεις των συνδυασμών για τις διάφορες θέσεις των ορόφων του υφιστάμενου κτιρίου της ανωδομής. Τα σημεία αυτά είναι ένα στο ΚΒ των ορόφων ενώ τα άλλα είναι στις ακραίες θέσεις των διευθύνσεων.



Σχήμα 9.4 Τα σημεία υπολογισμού των μετακινήσεων στην κάτωψη.



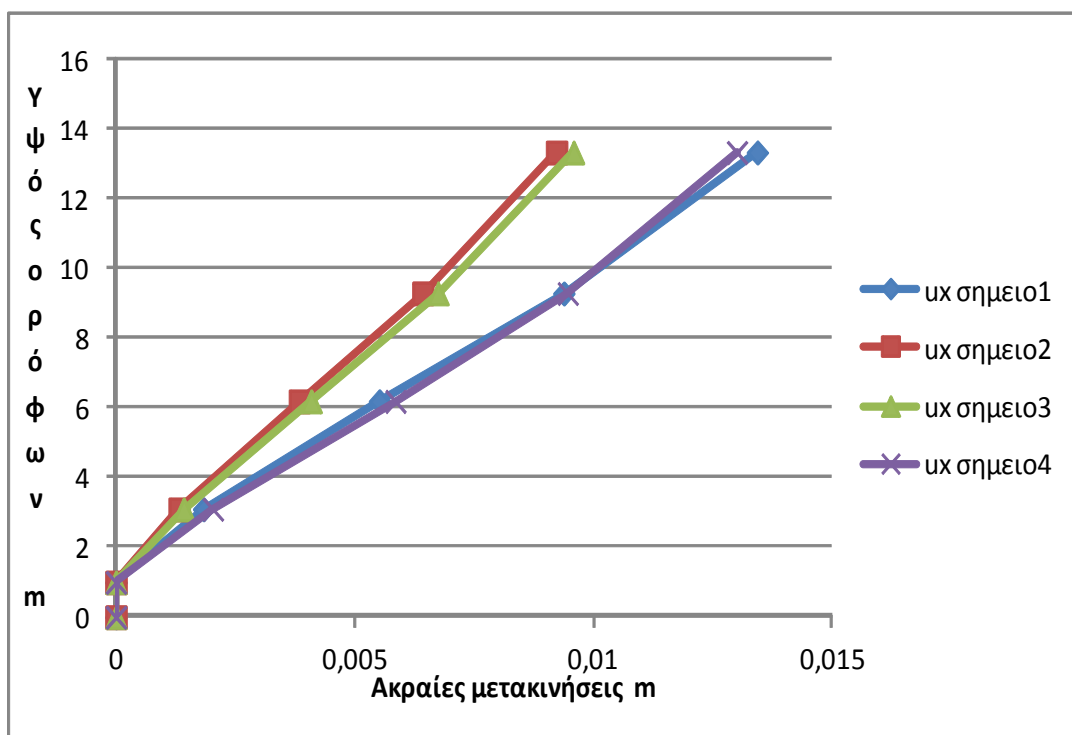
Στο σημείο αυτό δίνονται στους συνδυασμούς της φασματικής ανάλυσης, στους δυο ενδεικτικούς της συμπεριφοράς του κτιρίου, οι θέσεις και οι μετακινήσεις της διέγερσης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY						
Όροφος	joint	Σημείο1		joint	Σημείο2	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1080	0,01343	0,012959	752	0,009224	0,0136
3ος	1468	0,00938	0,008586	310	0,006425	0,009001
2ος	2306	0,00551	0,004934	2918	0,003837	0,005338
1ος	3144	0,00184	0,001594	312	0,001319	0,001684
Ισόγειο	10506	0	0	10703	0	0
Βάση		0	0		0	0

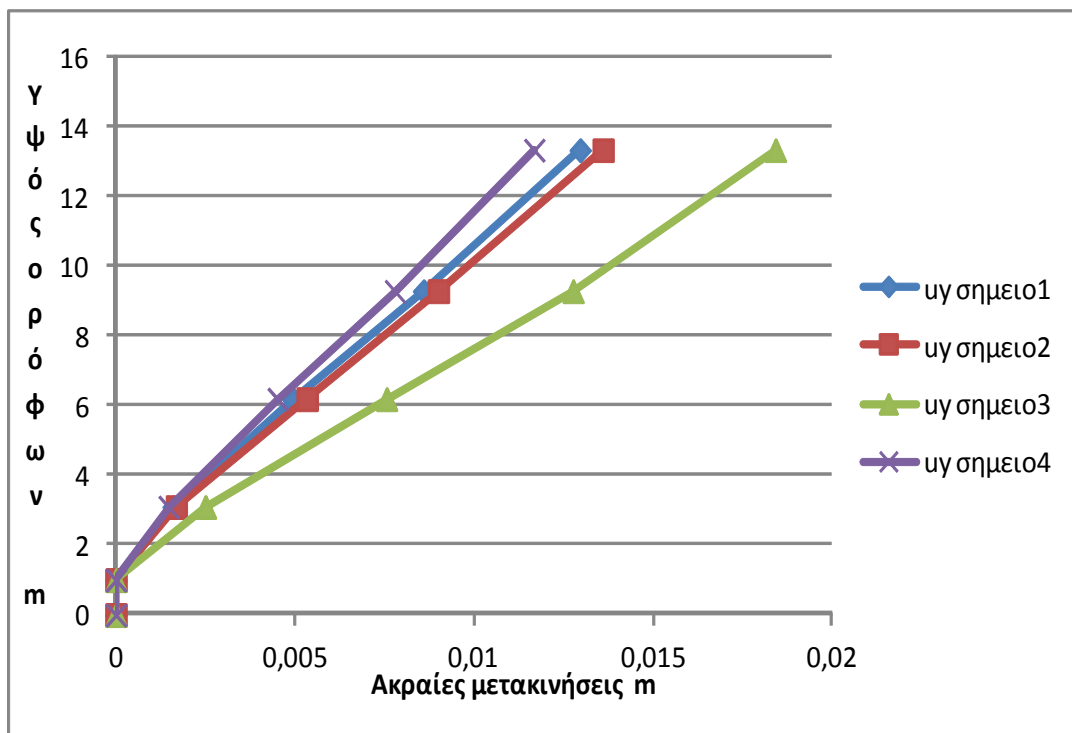
Πίνακας 9.3 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 1,2 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY						
Όροφος	joint	Σημείο3		joint	Σημείο4	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1272	0,009579	0,018408	1205	0,013001	0,011679
3ος	1634	0,006742	0,012761	2150	0,009457	0,007788
2ος	2472	0,004086	0,007554	2936	0,005851	0,004516
1ος	3310	0,001418	0,002497	3807	0,002032	0,001471
Ισόγειο	10786	0	0	10848	0	0
Βάση		0	0		0	0

Πίνακας 9.4 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 3,4 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



Σχήμα 9.5 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



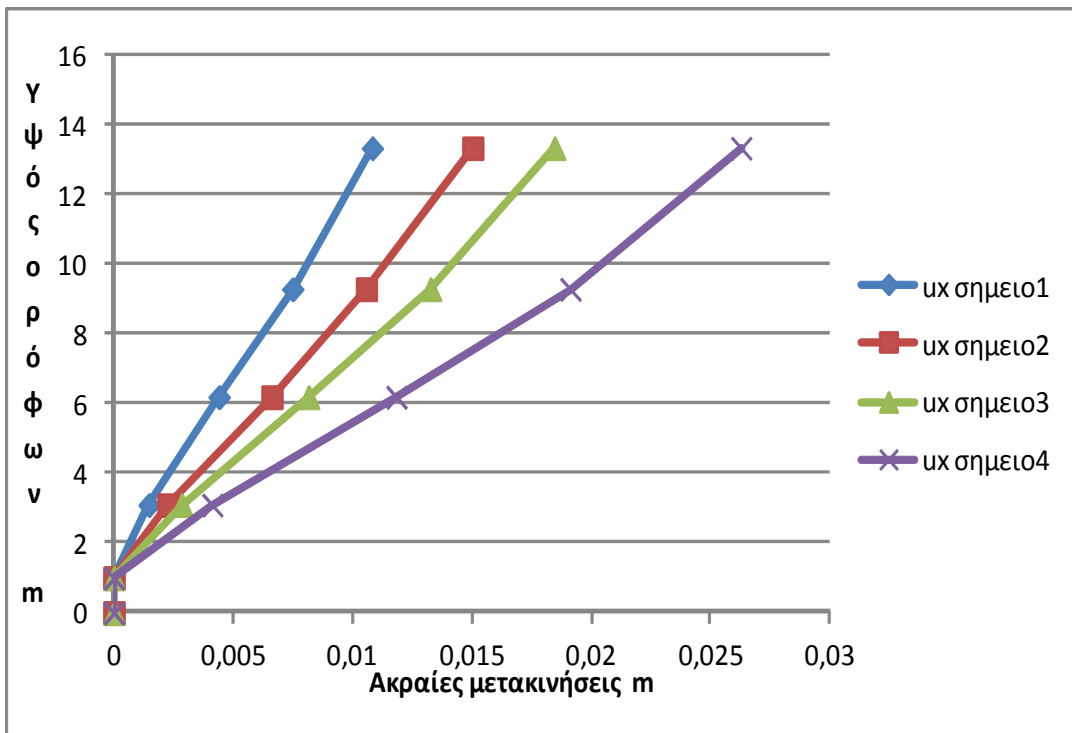
Σχήμα 9.6 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q-EX+0,3EY						
Όροφος	joint	Σημείο1		joint	Σημείο2	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1080	0,01082	0,008597	752	0,015025	0,009233
3ος	1468	0,007486	0,005664	310	0,010573	0,006066
2ος	2306	0,004401	0,003245	2918	0,006617	0,003691
1ος	3144	0,001469	0,001045	312	0,002265	0,00114
Ισόγειο	10506	0	0	10703	0	0
Βάση		0	0		0	0

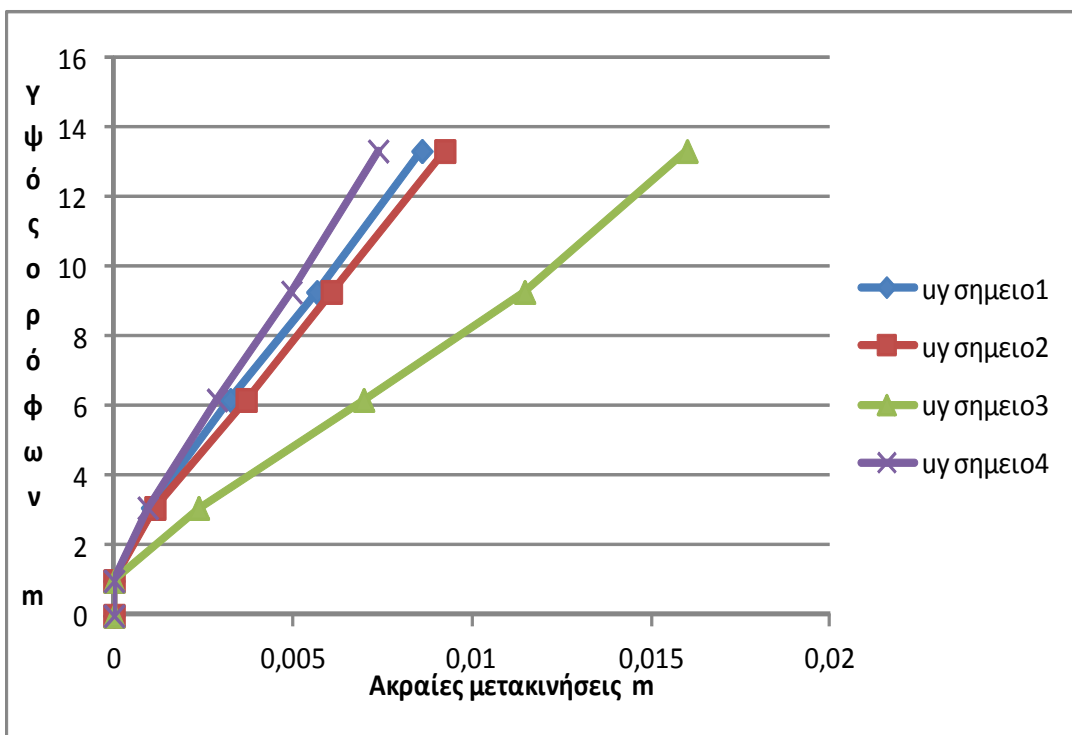
Πίνακας 9.5 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 1,2 στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q-EX+0,3EY						
Όροφος	joint	Σημείο3		joint	Σημείο4	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1272	0,018451	0,015995	1205	0,026268	0,007375
3ος	1634	0,013257	0,011462	2150	0,019118	0,004953
2ος	2472	0,008153	0,00697	2936	0,01183	0,002877
1ος	3310	0,002843	0,002359	3807	0,004119	0,000939
Ισόγειο	10786	0	0	10848	0	0
Βάση		0	0		0	0

Πίνακας 9.6 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 3,4 στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.



Σχήμα 9.7 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.



Σχήμα 9.8 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.

## 9.3 Ανάλυση στην απλή διάταξη του συστήματος

### 9.3.1 Γενικά

Στο σημείο αυτό θα γίνει η ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου για την ενίσχυση της σεισμικής συμπεριφοράς του χρησιμοποιώντας την στρατηγική της σεισμικής μόνωσης βάσης. Για να βρεθούν τα αντίστοιχα συστήματα σεισμικής μόνωσης έχει γραφτεί ένα πρόγραμμα αρχικής διαστασιολόγησης των εφεδράνων στο χώρο του matlab έτσι ώστε να δίνεται η διάταξη τους. Αυτό το πρόγραμμα γράφτηκε ώστε να δίνει τη διάταξη των συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε τυχούσας κάτοψης ανωδομή. Το εργαλείο αυτό αρχικής διαστασιολόγησης αποτελεί ένα σύστημα εκτίμησης των διαστάσεων των εφεδράνων, τα οποία αντιστοιχούν σε κάθε θέση της κάτοψης της ανωδομής, και στηρίζεται στην αντιμετώπιση της διαδικασίας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Στη θεώρηση αυτή η ανωδομή συμπεριφέρεται σαν άκαμπτο σύστημα και η ευκαμψία είναι εστιασμένη στη στάθμη της σεισμικής μόνωσης αποτελούμενη από το άθροισμα της ξεχωριστής ακαμψίας των αντίστοιχων εφεδράνων στις διευθύνσεις της ενίσχυσης.

Βασική απαίτηση της διαδικασίας του σχεδιασμού αυτού είναι η διάταξη των συστημάτων της σεισμικής μόνωσης στη στάθμη της ενίσχυσης και ο σωστός συνδυασμός τους.

Το εργαλείο αυτό έχει γραφτεί με τέτοιο τρόπο ώστε η διαστασιολόγηση των συστημάτων της ενίσχυσης να γίνεται είτε για υφιστάμενες κατασκευές οι οποίες είναι σχεδιασμένες να αναλαμβάνουν δράσεις οι οποίες δεν είναι αποδέκτες και απαιτείται η αναβάθμιση τους είτε για τον σχεδιασμό της κατασκευής χρησιμοποιώντας το σύστημα σαν βάση των φερόντων στοιχείων.

Στο σύστημα αυτό η αρχική διαστασιολόγηση γίνεται για απλή διάταξη των εφεδράνων και ο μονός περιορισμός αφορά την ικανοποίηση των απαιτούμενων συνθηκών όπως αναφέρονται στην ενότητα των σύγχρονων κανονισμών, και σχετίζονται με την ευστάθεια, τις γωνιακές παραμορφώσεις και τις βυθίσεις των εφεδράνων αυτών.

Στη διαδικασία του υπολογισμού του αρχικού σχεδιασμού δίνονται στο πρόγραμμα τα απαιτούμενα στοιχεία των εφεδράνων, δηλαδή τα γεωμετρικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους, οι θέσεις της εγκατάστασης τους στα υποστυλώματα και στα τοιχεία, τα φορτία της ανωδομής και τα στοιχεία του φάσματος. Στη συνέχεια γίνονται οι υπολογισμοί του διγραμμικού νόμου της ανάλυσης των εφεδράνων, της ακαμψίας του συστήματος και της απόσβεσης του για να βρεθεί η μετακίνηση του συστήματος, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ισοδύναμης ανάλυσης και να συγκριθεί η σύγκλιση για να σταματήσει ο σχεδιασμός.

Στη συνέχεια θα γίνει η διαδικασία της αρχικής διαστασιολόγησης του συστήματος.

### 9.3.2 Αρχική διάταξη των συστημάτων

Αυτή η διαδικασία έχει ως στόχο τη διάταξη των εφεδράνων στις αντίστοιχες θέσεις της ανωδομής και θα γίνει από το εργαλείο της αρχικής διαστασιολόγησης. Για το σχεδιασμό αυτό τα εφέδρανα που χρησιμοποιούνται είναι τα εφέδρανα LRBs για τη διάταξη του συστήματος. Το πρόγραμμα είναι γραμμένο για τις σχέσεις αυτών των εφεδράνων αλλά θα είναι σε θέση να διαστασιολογήσει και άλλα εφέδρανα, HDRBs, FPS, sliders αντικαθιστώντας τις αντίστοιχες εκφράσεις τους.

Σημαντικό στοιχείο για να βρεθούν τα συστήματα είναι ο ορισμός των γεωμετρικών και μηχανικών τους χαρακτηριστικών. Δηλαδή των στοιχείων της εξωτερικής διαμέτρου του ελαστομέρους, της διαμέτρου του πυρήνα μολύβδου, τον αριθμό των στρώσεων του ελαστομέρους και των χαλύβδινων φύλλων, το πάχος των στρώσεων, το μέτρο διάτμησης του ελαστομέρους, την τάση διαρροής του πυρήνα μολύβδου αλλά και το ύψος του εφεδράνου. Στο σχεδιασμό ορίζονται τα στοιχεία του φάσματος, η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, η κατηγορία σπουδαιότητας, η κατηγορία εδάφους αλλά και ο συντελεστής συμπεριφοράς. Τα φόρτια του σχεδιασμού των συστημάτων είναι αυτά των αντιδράσεων του κτιρίου για πακτώσεις για το συνδυασμό  $G+0,3Q$  στα φέροντα στοιχεία.

Επισημαίνεται ότι τα εφέδρανα της διάταξης του συστήματος επαρκούν στις απαιτήσεις των σύγχρονων σχεδιασμών.

Στο σημείο αυτό αναφέρεται ότι στα φόρτια σχεδιασμού των στοιχείων αθροίζεται το βάρος του σκυροδέματος στήριξης των εφεδράνων.

Στη συνέχεια θα αναφερθούν τα αποτελέσματα για την απλή διάταξη των εφεδράνων όπως αυτά βρίσκονται από το πρόγραμμα της αντίστοιχης θεώρησης.

Τα αποτελέσματα είναι τα εξής.

Ιδιοπερίοδος ισοδύναμου συστήματος  $T_{eff} = 2,01 \text{ sec}$

Απόσβεση ισοδύναμου συστήματος  $J_{eff} = 22,08 \%$

Εκκεντρότητα  $f = 1,07 \text{ m}$

Ακραία μετακίνηση  $d_{cd} = 19,02 \text{ cm}$

Επιτάχυνση στη στάθμη ενίσχυσης  $S_b = 1,07 \text{ m/sec}^2$

### 9.3.3 Φασματική ανάλυση των συστημάτων

Στη διαδικασία ανάλυσης στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκαν τα εφέδρανα της διάταξης του συστήματος όπως αυτά υπολογίστηκαν στην ανάλυση του ισοδύναμου συστήματος στην αρχική διαστασιολόγηση των εφεδράνων. Από την ανάλυση αυτή βρέθηκαν οι διαστάσεις των εφεδράνων τα οποία αντιστοιχούν σε κάθε θέση στα φέροντα στοιχεία της ανωδομής και τα οποία επαρκούν στους ελέγχους του σχεδιασμού, βρέθηκαν ακόμη τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος της ενίσχυσης. Στη φασματική ανάλυση γίνεται αποτίμηση της συμπεριφοράς της διάταξης των εφεδράνων στην σεισμική απόκριση του κτιρίου άλλα των δυναμικών τους χαρακτηριστικών. Το σύστημα των εφεδράνων εγκαθίστανται στη βάση της ανωδομής.

Στο σημείο αυτό αναφέρεται ότι το φάσμα απόκρισης των σεισμικά μονωμένων κτίριο είναι διαφορετικό της ανελαστικής συμπεριφοράς. Για την ανάλυση το φάσμα του αντισεισμικού κανονισμού το οποίο χρησιμοποιείται είναι το φάσμα για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1$  του EC 8 στις οριζόντιες διεύθυνσης της σεισμικής διέγερσης. Στο φάσμα η θεωρούμενη απόσβεση του συστήματος είναι όση υπολογίστηκε στην διαδικασία της απλής ισοδύναμης ανάλυσης στα εφέδρανα.

Τα στοιχεία των εφεδράνων της διάταξης της θεώρησης θα οριστούν στο sap2000 από τα NNLINK στοιχεία της της φασματικής ανάλυσης. Τα στοιχεία αυτά θα εγκατασταθούν στη στάθμη του ισογείου στα φέροντα της ανάλυσης. Τα απαιτούμενα στοιχεία της διαδικασίας ορισμού τους είναι αυτά της αρχικής ανάλυσης. Στις οριζόντιες διευθύνσεις τους θα οριστούν η ενεργός δυσκαμψία και η ενεργός απόσβεση τους αν είναι γραμμική ανάλυση ενώ θα οριστούν ακόμη η ελαστική δυσκαμψία, η δύναμη διαρροής και ο συντελεστής συσχέτισης αν είναι μη γραμμική ανάλυση για τα εφέδρανα ξεχωριστά. Τα στοιχεία ενημερώνονται στις τροποποιήσεις των αναλύσεων.

Ακολουθούν τα αποτελέσματα.

mode	period
	sec
1	2,140
2	2,010
3	1,810

Πίνακας 9.7 Οι θεμελιώδης ιδιοπερίοδοι της ανάλυσης.

Τα στοιχεία της διέγερσης είναι διαφορετικά στην ανάλυση αυτή. Είναι φανερό ότι είναι η  $T = 2,14$  sec η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στο φορέα .

Τα αποτελέσματα των μετακινήσεων για τους σεισμικούς συνδυασμούς της απόκρισης είναι τα ακόλουθα.

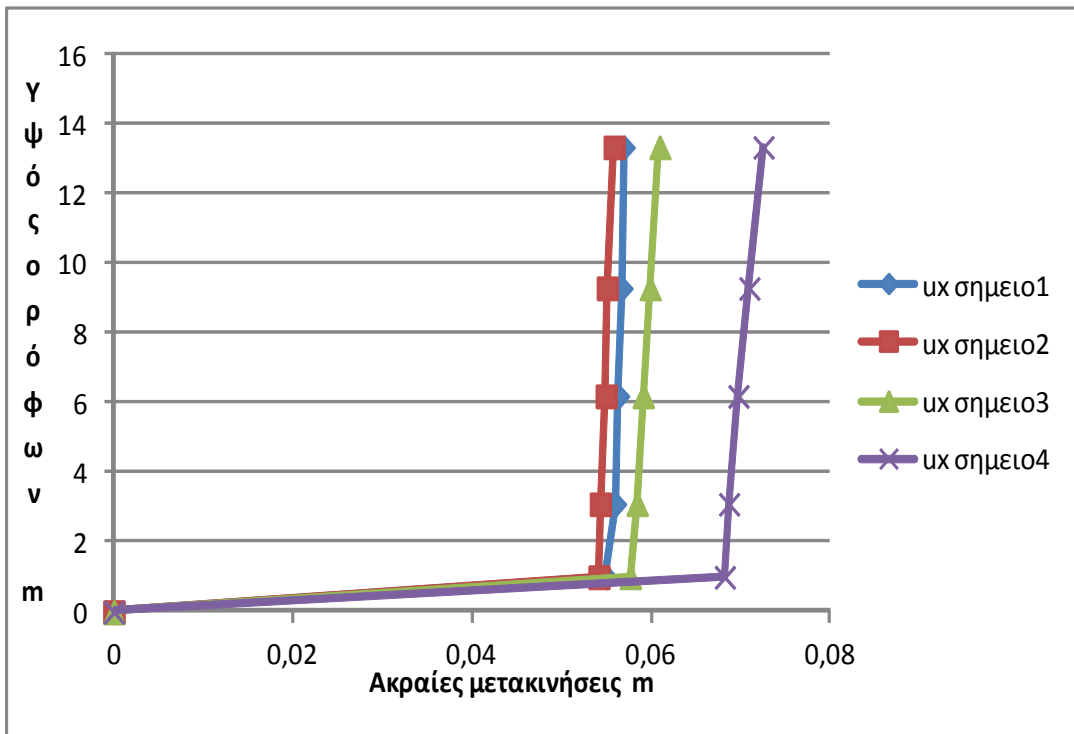
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY						
Όροφος	joint	Σημείο1		joint	Σημείο2	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1080	0,05696	0,183409	752	0,055862	0,18311
3ος	1468	0,056729	0,182478	310	0,055075	0,181391
2ος	2306	0,056326	0,181561	2918	0,054959	0,181185
1ος	3144	0,055998	0,18081	312	0,054317	0,179673
Ισόγειο	10506	0,054986	0,17937	10703	0,054164	0,179514
Βάση		0	0		0	0

Πίνακας 9.8 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 1,2 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

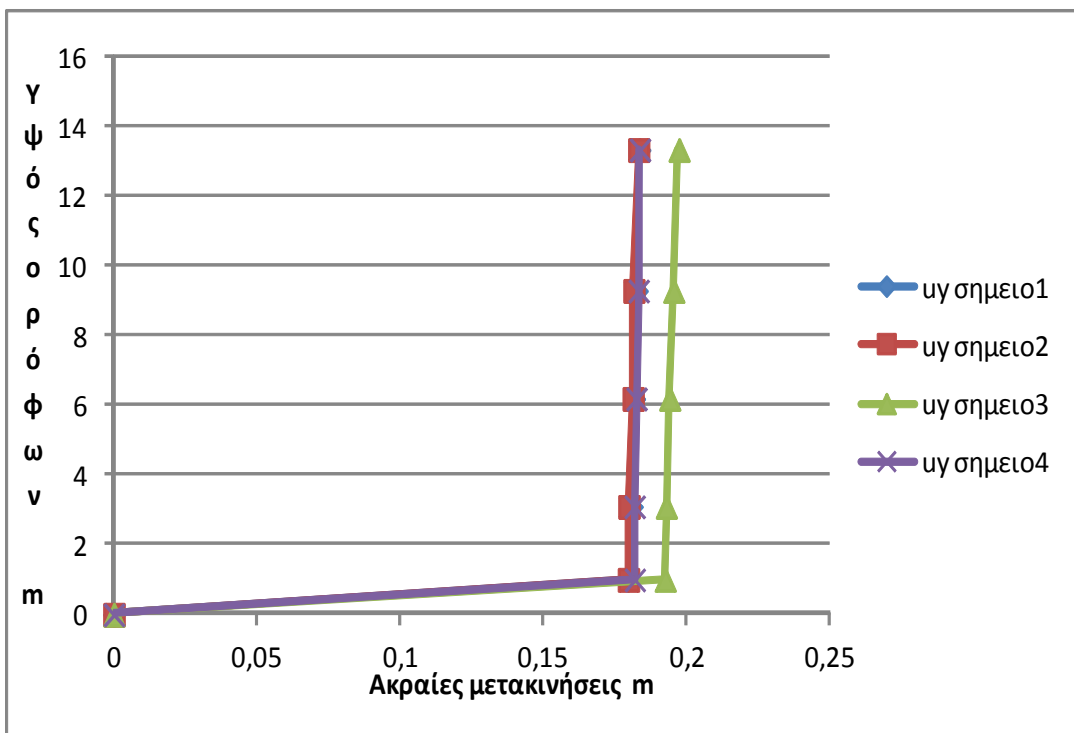
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY						
Όροφος	joint	Σημείο3		joint	Σημείο4	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1272	0,060949	0,197166	1205	0,072523	0,18357
3ος	1634	0,059876	0,19533	2150	0,070947	0,183127
2ος	2472	0,059094	0,19392	2936	0,069727	0,182335
1ος	3310	0,058419	0,192733	3807	0,068683	0,18167
Ισόγειο	10786	0,057659	0,192321	10848	0,068215	0,181752
Βάση		0	0		0	0

Πίνακας 9.9 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 3,4 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.





Σχήμα 9.9 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση  $x$  στο συνδυασμό  $G+0,3Q+0,3EX-EY$  της φόρτισης.



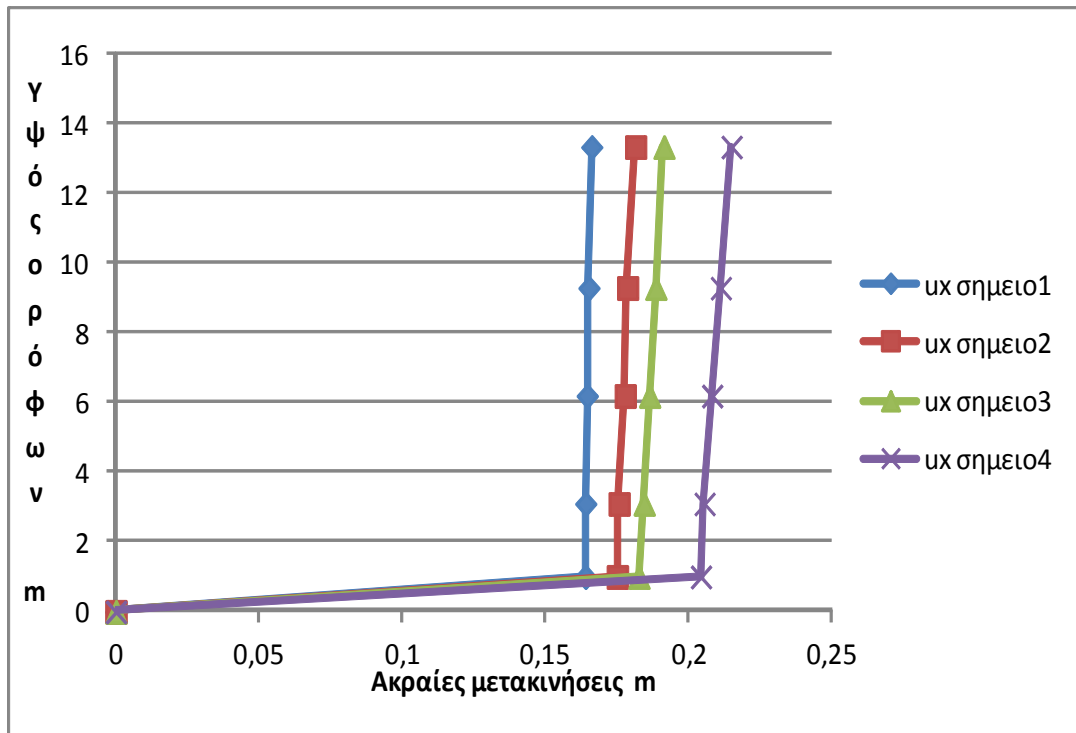
Σχήμα 9.10 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση  $y$  στο συνδυασμό  $G+0,3Q+0,3EX-EY$  της φόρτισης

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q-EX+0,3EY						
Όροφος	joint	Σημείο1		joint	Σημείο2	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1080	0,166014	0,059886	752	0,18131	0,057425
3ος	1468	0,165037	0,060699	310	0,178508	0,055938
2ος	2306	0,164426	0,060388	2918	0,177677	0,057761
1ος	3144	0,163911	0,060136	312	0,17555	0,055518
Ισόγειο	10506	0,163838	0,055725	10703	0,174952	0,055903
Βάση		0	0		0	0

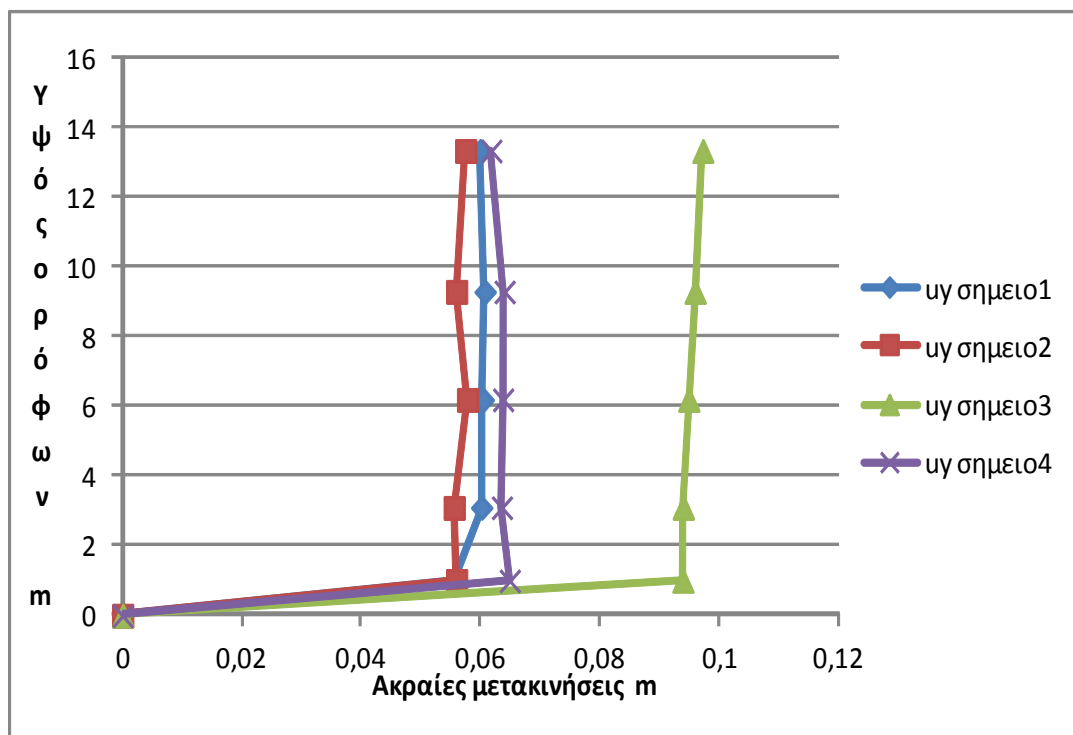
Πίνακας 9.10 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 1,2 στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q-EX+0,3EY						
Όροφος	joint	Σημείο3		joint	Σημείο4	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1272	0,191193	0,097166	1205	0,214829	0,061759
3ος	1634	0,188376	0,09587	2150	0,211075	0,063964
2ος	2472	0,186227	0,094818	2936	0,208055	0,063726
1ος	3310	0,184317	0,09	3807	0,205372	0,063514
Ισόγειο	10786	0,182515	0,093833	10848	0,204137	0,064853
Βάση		0	0		0	0

Πίνακας 9.11 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 3,4 στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.



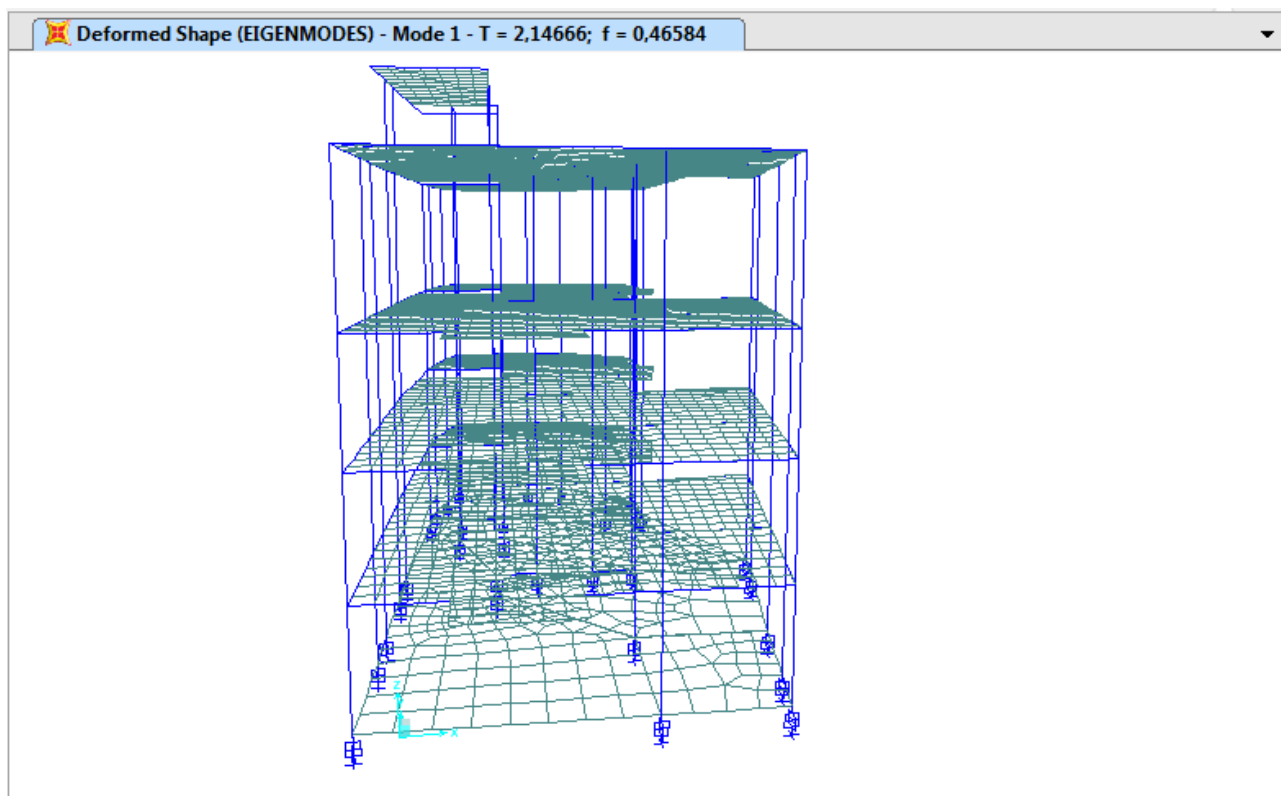
Σχήμα 9.11 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης.



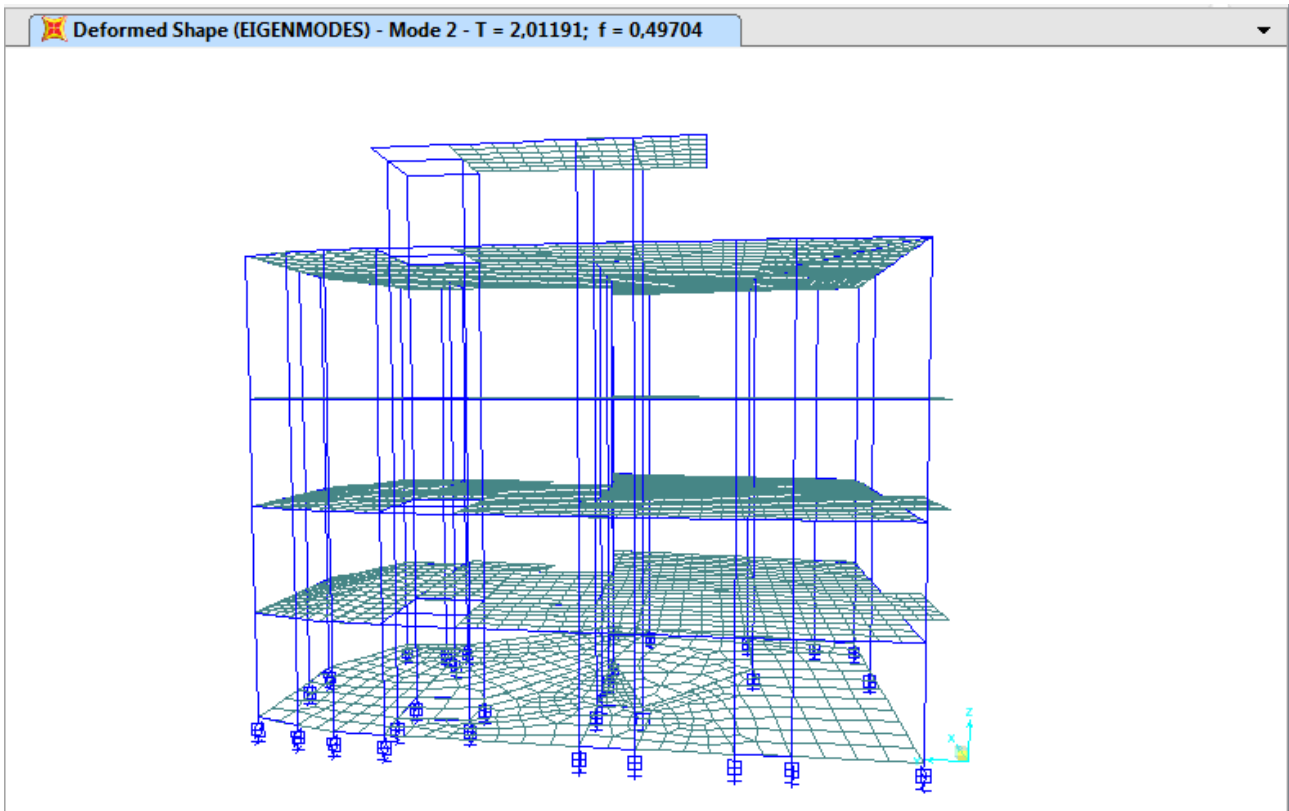
Σχήμα 9.12 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης.

Να τονιστεί στο σημείο αυτό ότι η ιδιοπερίοδος  $T=2,01$  sec στην ισοδύναμη απλή ανάλυση αλλά και η  $T=2,14$  sec στη φασματική ανάλυση επιτυγχάνουν την απαίτηση να είναι μεγαλύτερες από την ιδιοπερίοδο  $T=0,54$  sec του συστήματος στις στηρίξεις από πακτώσεις για τιμές 3 έως 3,50 φορές αλλά και να βρίσκονται στις τιμές 1,50 sec έως 3,50 sec αποδοτικής συμπεριφοράς της ενίσχυσης. Στην αποδοτική φάση είναι η απόσβεση της ισοδύναμης ανάλυσης αφού η ενεργοποίηση των ανώτερων ταλαντώσεων της διέγερσης είναι στο 25 % του φορέα .

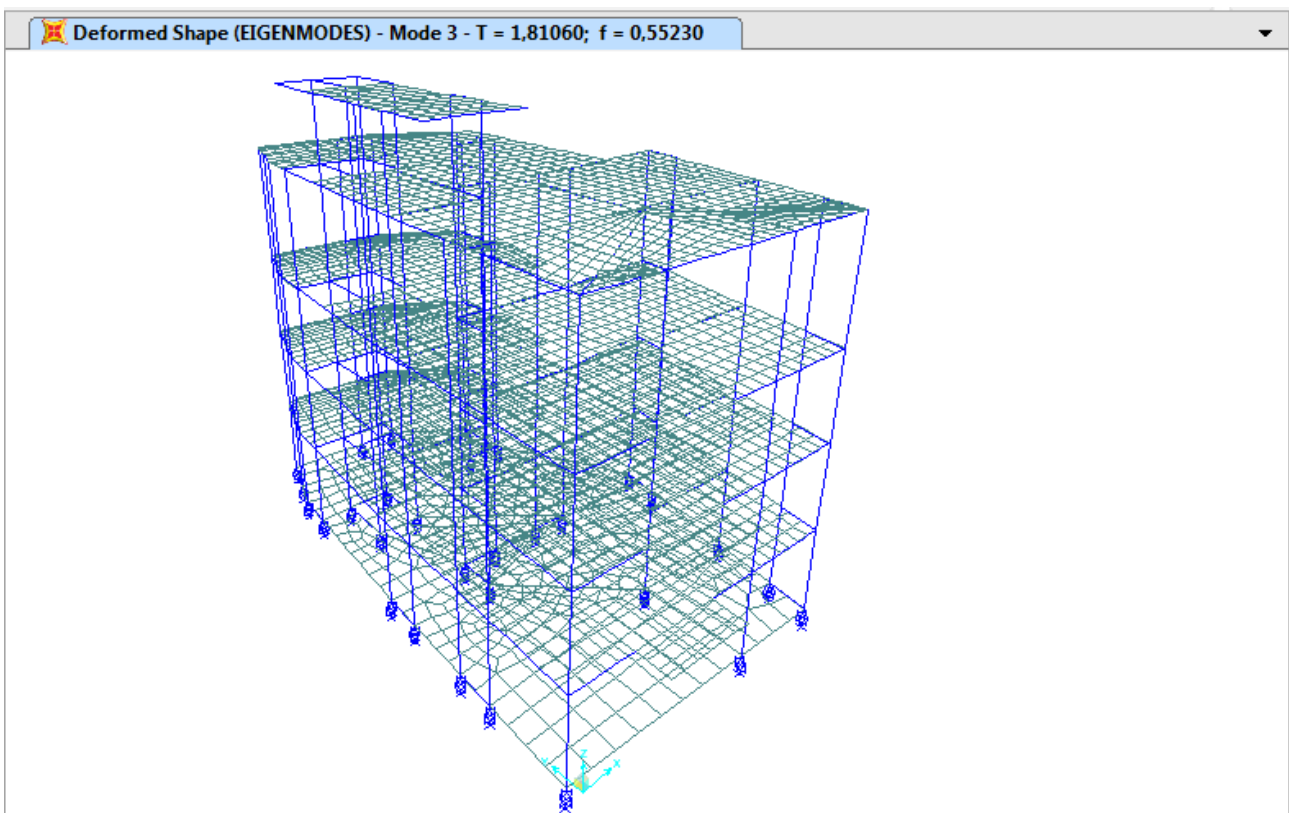
Στις αναλύσεις οι θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους αλλά και οι ακραίες μετακινήσεις στους συνδυασμούς φόρτισης είναι διαφορετικές. Στα αποτελέσματα αυτά σημαντικό θεωρείται ότι στο sap 2000 υπεισέρχεται η ακαμψία της ανωδομής και η εκκεντρότητα του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας της, ενώ στην ισοδύναμη ανάλυση εξαφανίζεται στους υπολογισμούς η ακαμψία της ανωδομής, θεωρείται ότι η ευκαμψία οφείλεται στο σύστημα της ενίσχυσης, και η εκκεντρότητα ξεχωρίζεται από τα δυναμικά στοιχεία.



Σχήμα 9.13 Η θεμελιώδης πρώτη ιδιόμορφη στον άξονα x του υφιστάμενου κτιρίου στην απλή διάταξη των εφεδράνων.



Σχήμα 9.14 Η δεύτερη ιδιόμορφη στον άξονα y του υφιστάμενου κτιρίου στην απλή διάταξη των εφεδράνων.



Σχήμα 9.15 Η τρίτη στροφική ιδιόμορφη του υφιστάμενου κτιρίου στην απλή διάταξη των εφεδράνων.

## 9.4 Ανάλυση στη βέλτιστη διάταξη του συστήματος

### 9.4.1 Γενικά

Βασικός στόχος στην ανάλυση αυτή είναι η βέλτιστη διάταξη των συστημάτων της στρατηγικής ενίσχυσης ως ουσιαστική αναβάθμιση της σεισμικής συμπεριφοράς. Χαρακτηριστικό είναι ότι ο αντισεισμικός κανονισμός EC 8 αναφέρει στην 10.5.2 ότι για να ελαχιστοποιηθεί η επιρροή της στρέψης στη συμπεριφορά του συστήματος, το κέντρο βάρους και το κέντρο δυσκαμψίας στη στάθμη της ενίσχυσης θα έχουν την ελάχιστη απόσταση ανάλογα το σύστημα. Βελτιώνοντας στο σημείο αυτό τη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος.

### 9.4.2 Βέλτιστη διάταξη των συστημάτων

Στη διαδικασία αυτή της βέλτιστης διάταξης των εφεδράνων στόχος είναι να βρεθούν στις θέσεις των φερόντων στοιχείων της στάθμης της ενίσχυσης, οι διαφορετικοί τύποι συνδυασμού των εφεδράνων ώστε να επαρκούν στις απαιτήσεις του σχεδιασμού. Στο σύστημα σχεδιάζονται τα εφέδρανα να επαρκούν στις δράσεις σχεδιασμού άλλα ταυτόχρονα να είναι ελάχιστη η απόσταση του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου βάρους στη στάθμη της ενίσχυσης. Στην ανάλυση η ανωδομή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά σαν άκαμπτο στοιχείο χρησιμοποιώντας την ακαμψία των εφεδράνων για να βρεθούν τα δυναμικά στοιχεία της. Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι η βέλτιστη διάταξη των εφεδράνων ώστε να γίνει ελάχιστη η απόσταση ανάμεσα στα κέντρο βάρους και δυσκαμψίας γίνεται από τη χωρική βελτιστοποίηση των θέσεων τους χρησιμοποιώντας τον αλγόριθμο Cuckoo search. Ο αλγόριθμός αυτός αναφέρθηκε αναλυτικά στο κεφάλαιο των θεωρητικών του στοιχείων στην οποία αναφέρθηκε ακόμη η διαδικασία ένταξης στη βελτιστοποίηση των συστημάτων σεισμική μόνωσης βάσης. Να τονιστεί ότι η βελτιστοποίηση του σχεδιασμού των εφεδράνων συντελείται στο χώρο υπολογισμού του matlab. Στο σχεδιασμό τα εφέδρανα είναι LRBs, οι μεταβλητές σχεδιασμού είναι τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων, η αντικειμενική συνάρτηση είναι η απόσταση του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας, οι συναρτήσεις περιορισμού αφορούν τους ελέγχους των εφεδράνων του σχεδιασμού άλλα και τα χαρακτηριστικά της απόκρισης του συστήματος. Το ζητούμενο του σχεδιασμού αφορά τη συμπεριφορά τους.

Στη συνέχεια αναφέρονται τα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης.

Τα αποτελέσματα είναι τα εξής.

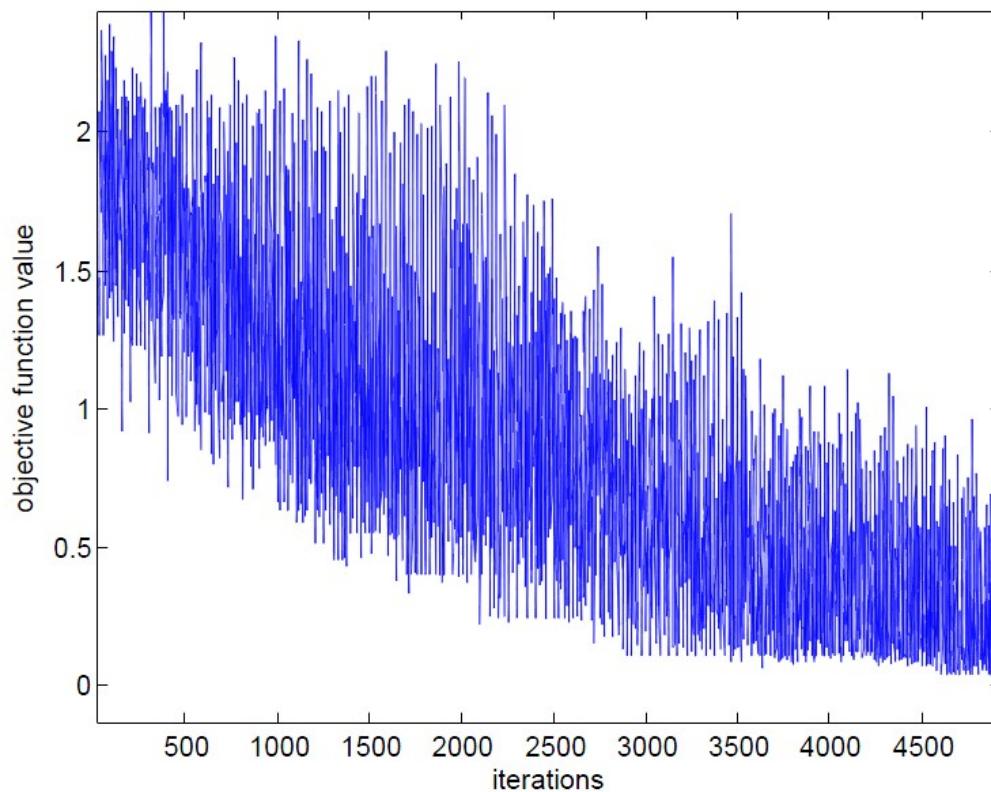
Ιδιοπερίοδος ισοδύναμου συστήματος  $T_{eff} = 1,81 \text{ sec}$

Απόσβεση ισοδύναμου συστήματος  $J_{eff} = 24,70 \%$

Εκκεντρότητα  $f = 0,007 \text{ m}$

Ακραία μετακίνηση  $d_{cd} = 14,26 \text{ cm}$

Επιτάχυνση στη στάθμη ενίσχυσης  $S_b = 1,14 \text{ m/sec}^2$



Σχήμα 9.16 Συμπεριφορά του αλγορίθμου βελτιστοποίησης των εφεδράνων.

### 9.4.3 Φασματική ανάλυση των συστημάτων

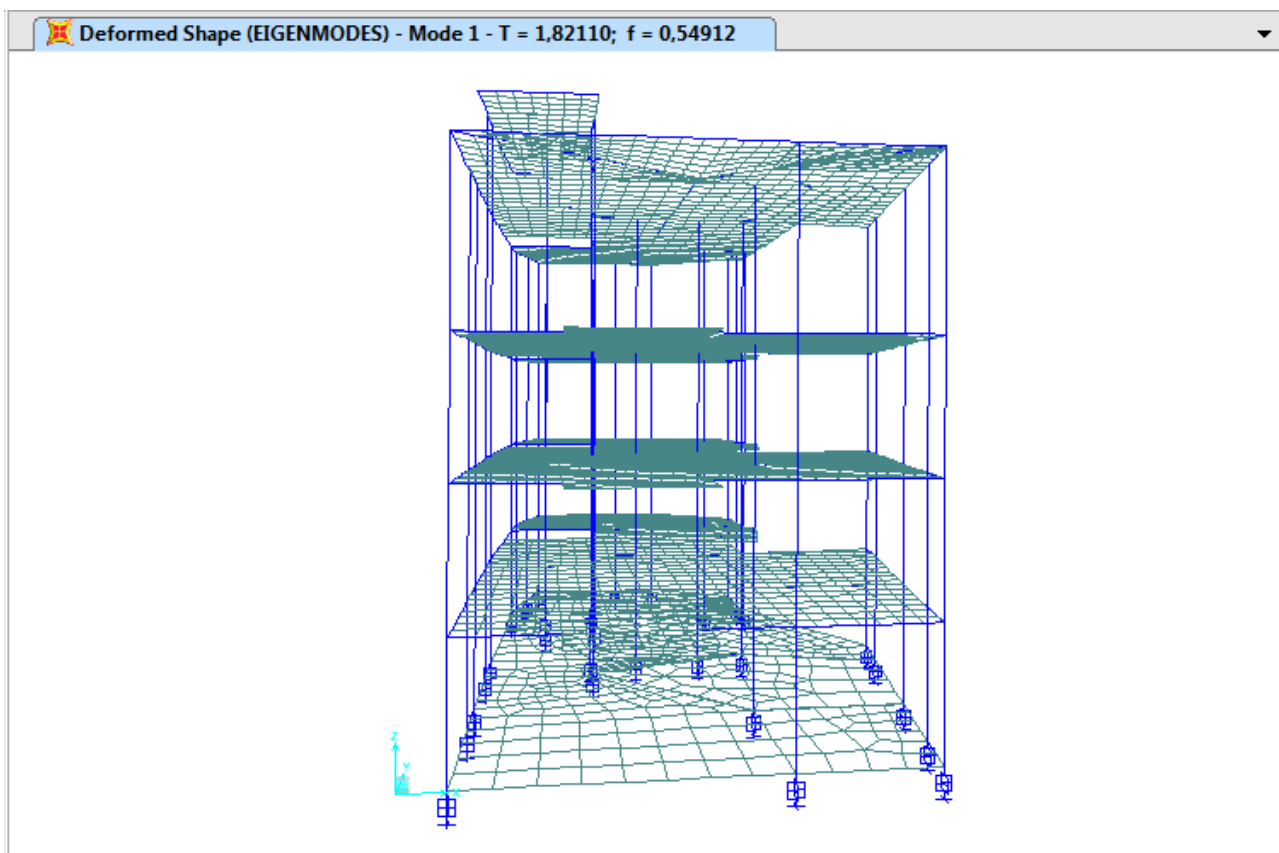
Στη συνέχεια θα γίνει η ανάλυση του βέλτιστου σχεδιασμού στη δυναμική φασματική ανάλυση της συμπεριφοράς τους. Στην ανάλυση ο συντελεστής συμπεριφοράς θεωρείται στο  $q=1$  στο φάσμα στις οριζόντιες διευθύνσεις. Να τονιστεί ότι η απόσβεση του φάσματός για τη διέγερση είναι όση βρέθηκε.

Ακολουθούν τα αποτελέσματα.

mode	period
	sec
1	1,820
2	1,810
3	1,680

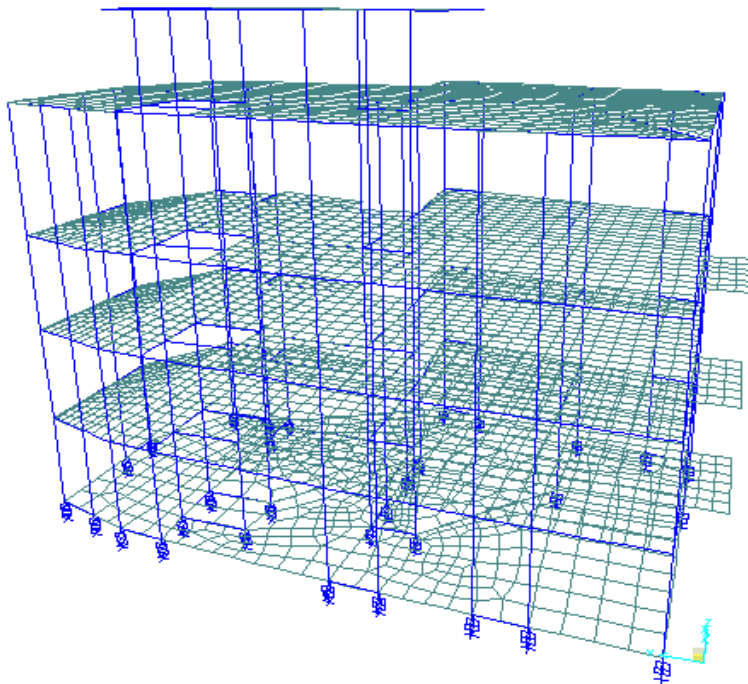
Πίνακας 9.12 Οι θεμελιώδης ιδιοπερίοδοι της ανάλυσης.

Φαίνεται ότι η  $T=1,82$  sec θα είναι θεμελιώδης ιδιοπερίοδος. Στη συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις ακραίες μετακινήσεις στους σεισμικού συνδυασμούς.

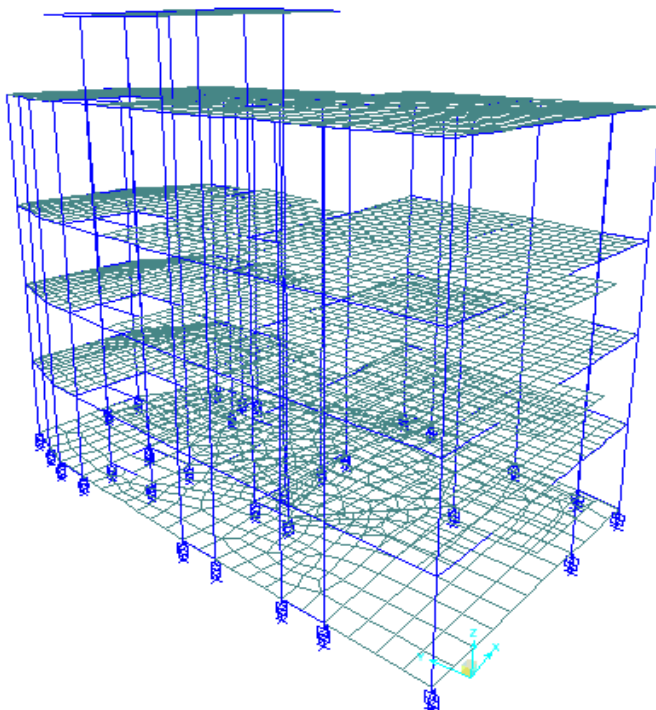


Σχήμα 9.17 Η θεμελιώδης πρώτη ιδιόμορφη στον άξονα x του υφιστάμενου κτιρίου στη βέλτιστη διάταξη των εφεδράνων.





Σχήμα 9.18 Η δεύτερη ιδιόμορφη στον άξονα y του υφιστάμενου κτιρίου στη βέλτιστη διάταξη των εφεδράνων.



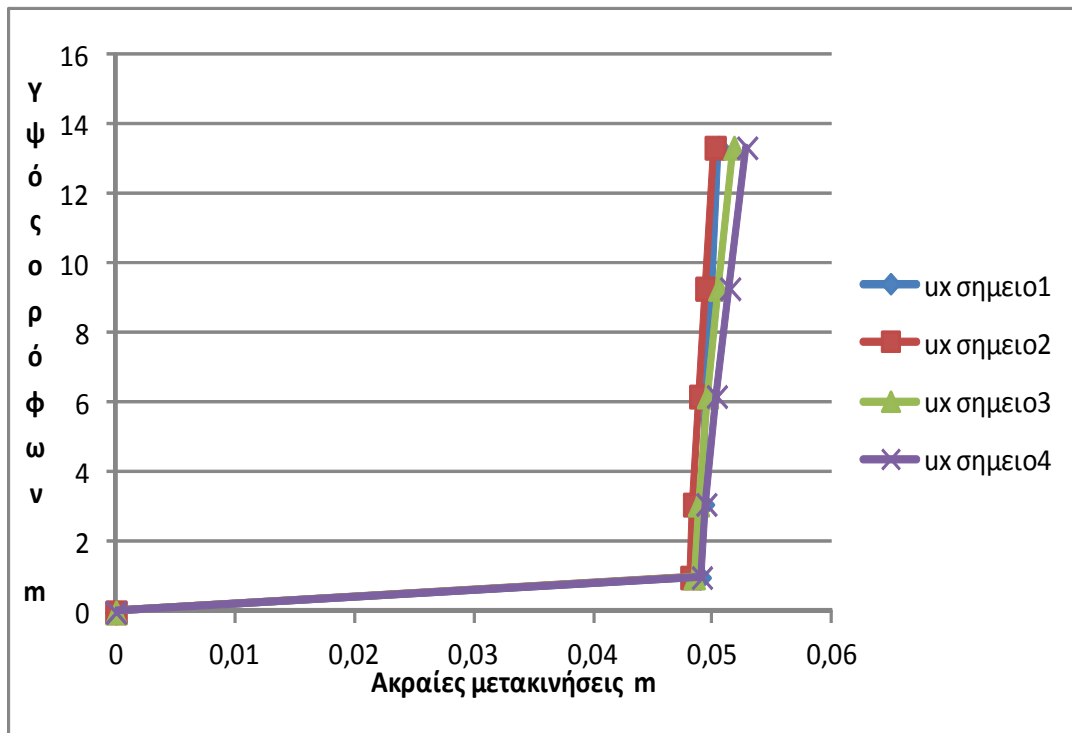
Σχήμα 9.19 Η τρίτη στροφική ιδιόμορφη του υφιστάμενου κτιρίου στη βέλτιστη διάταξη των εφεδράνων.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY						
Όροφος	joint	Σημείο1		joint	Σημείο2	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1080	0,050486	0,164195	752	0,050176	0,16446
3ος	1468	0,049876	0,16283	310	0,049399	0,162924
2ος	2306	0,049461	0,161812	2918	0,048886	0,16193
1ος	3144	0,049194	0,160979	312	0,048362	0,160987
Ισόγειο	10506	0,048921	0,160592	10703	0,048147	0,160629
Βάση		0	0		0	0

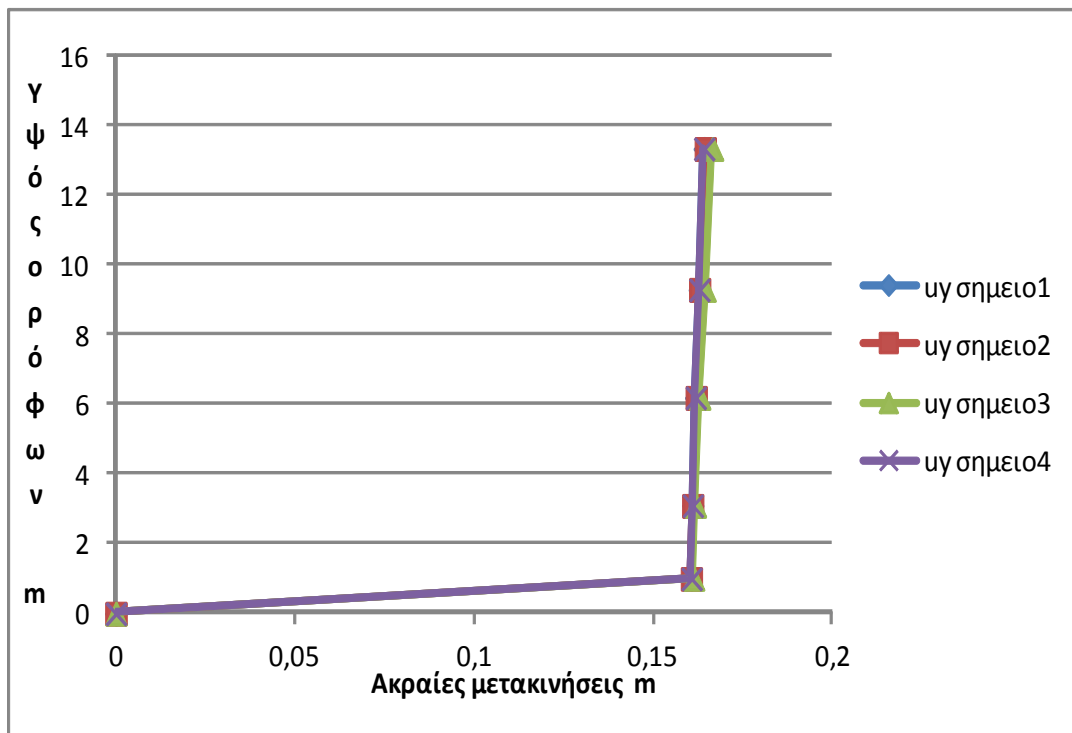
Πίνακας 9.13 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 1,2 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY						
Όροφος	joint	Σημείο3		joint	Σημείο4	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1272	0,051753	0,166572	1205	0,052859	0,164215
3ος	1634	0,050481	0,164479	2150	0,051425	0,162866
2ος	2472	0,049534	0,162941	2936	0,050323	0,161855
1ος	3310	0,048773	0,161739	3807	0,049435	0,161033
Ισόγειο	10786	0,04842	0,161252	10848	0,049066	0,160704
Βάση		0	0		0	0

Πίνακας 9.14 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 3,4 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



Σχήμα 9.20 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



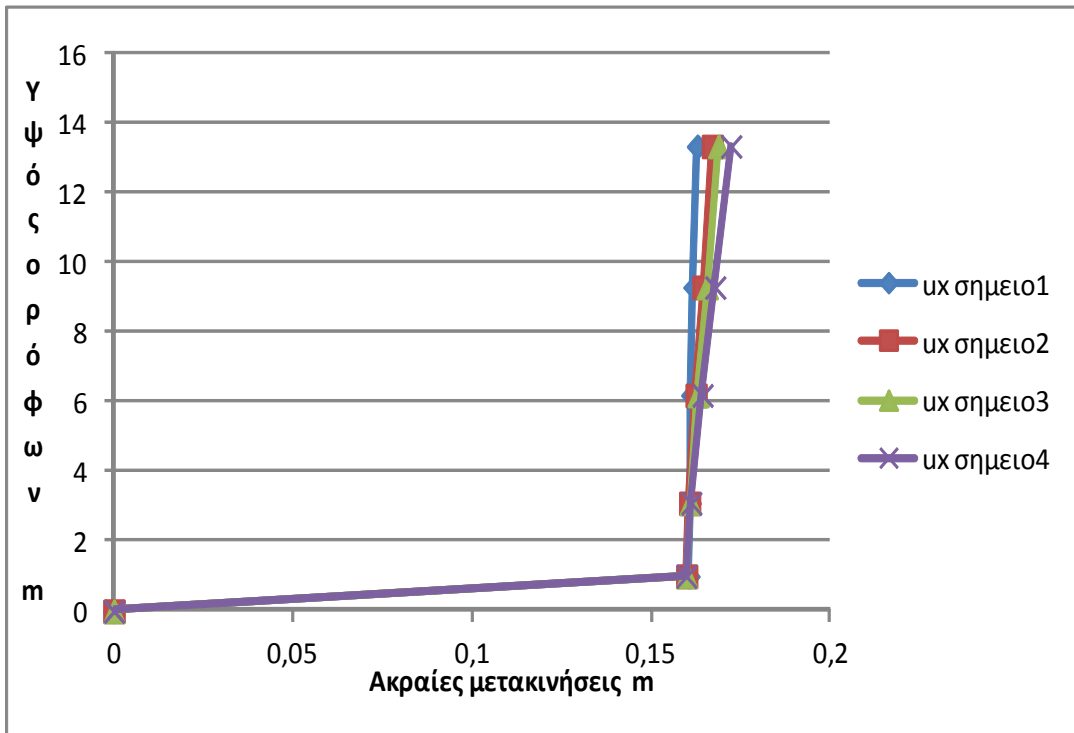
Σχήμα 9.21 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q-EX+0,3EY						
Όροφος	joint	Σημείο1		joint	Σημείο2	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1080	0,162851	0,04951	752	0,167021	0,049695
3ος	1468	0,161868	0,049127	310	0,16441	0,049032
2ος	2306	0,1613	0,048771	2918	0,162497	0,048902
1ος	3144	0,160846	0,048487	312	0,160685	0,048468
Ισόγειο	10506	0,160509	0,048308	10703	0,159863	0,04844
Βάση		0	0		0	0

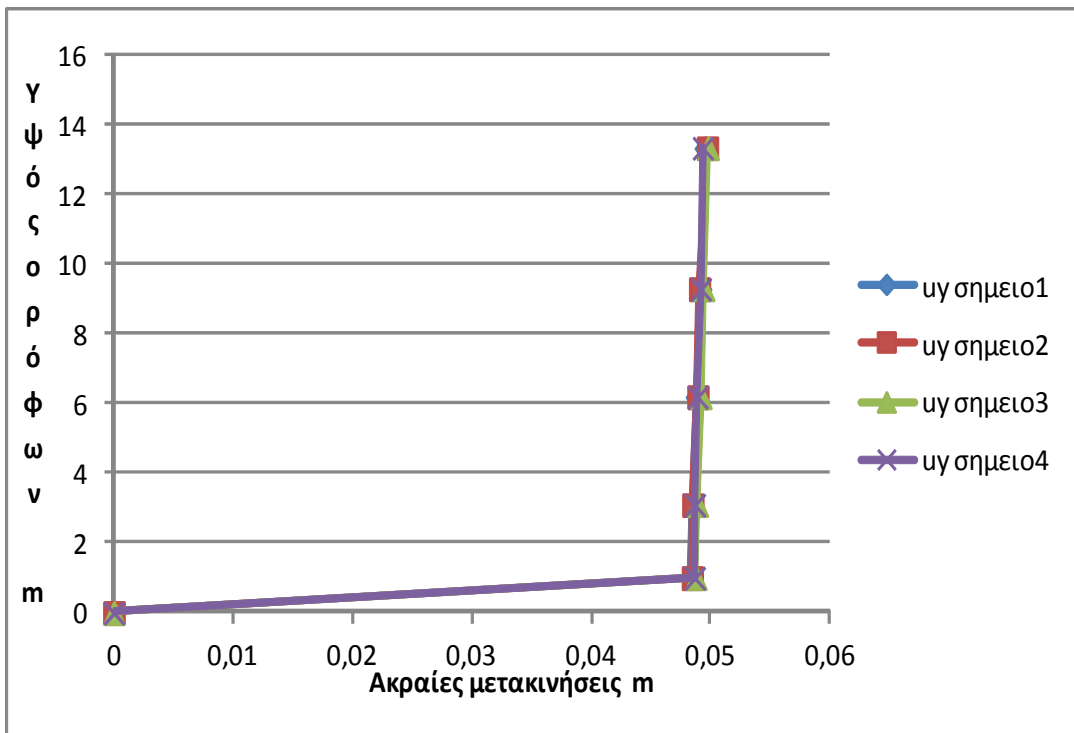
Πίνακας 9.15 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 1,2 στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q-EX+0,3EY						
Όροφος	joint	Σημείο3		joint	Σημείο4	
		Ux (m)	Uy (m)		Ux (m)	Uy (m)
4ος	1272	0,168796	0,049768	1205	0,172283	0,049313
3ος	1634	0,165613	0,049396	2150	0,167849	0,049148
2ος	2472	0,163082	0,049157	2936	0,164303	0,04887
1ος	3310	0,160848	0,048862	3807	0,161185	0,048651
Ισόγειο	10786	0,159822	0,048741	10848	0,159761	0,048646
Βάση		0	0		0	0

Πίνακας 9.16 Οι τιμές των μετακινήσεων των σημείων 3,4 στο συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY της φόρτισης.



Σχήμα 9.22 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης.



Σχήμα 9.23 Οι τιμές των σημείων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης.

Να επισημανθεί εδώ ότι η διαφορά στις ιδιοπεριόδους της ισοδύναμης ανάλυσης  $T=1,81\text{sec}$  και της φασματικής  $T=1,82\text{ sec}$  είναι ασήμαντη και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η εκκεντρότητα ανάμεσα στο κέντρο βάρους και στο κέντρο δυσκαμψίας είναι ελάχιστη. Η διάφορα η οποία βρίσκεται στις αναλύσεις οφείλεται από την επιρροή της ακαμψίας της ανωδομής στους υπολογισμούς της φασματικής ανάλυσης. Ακόμη είναι φανερό ότι επιτυγχάνεται η απαίτηση να είναι η ιδιοπερίοδος του αρχικού υφιστάμενου κτιρίου τρεις φορές την ιδιοπερίοδο του ενισχυμένου στοιχείου άλλα και οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι και η απόσβεση είναι και στις δυο αναλύσεις στις τιμές των αποδοτικών ενισχύσεων,  $T$  στο 1,50 έως 3,50, απόσβεση έως το 25 % του σχεδιασμού.

Θα αναφερθεί στο σημείο αυτό η διαφορά ανάμεσα στις τιμές της απόσβεσης και των ιδιοπεριόδων της απλής διάταξης του σχεδιασμού των εφεδράνων και της βέλτιστης διάταξης. Στη βέλτιστη διάταξη των συστημάτων σεισμική μόνωση η εκκεντρότητα του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας είναι μειωμένη 99%. Να τονιστεί ότι η διαφορά των τιμών οφείλεται στις απαιτήσεις του στόχου της στρατηγικής. Στην ανάλυση του απλού σχεδιασμού η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι μεγαλύτερη από αυτή του βέλτιστου σχεδιασμού γιατί οι απαιτήσεις στον απλό σχεδιασμό είναι να επαρκούν τα εφέδρανα για τις σεισμικές δράσεις και τις αναμενόμενες μετακινήσεις της απόκρισης ενώ στο βέλτιστο να επαρκούν σε αυτά και να βρεθεί η βέλτιστη τιμή της εκκεντρότητας. Αυτό έχει ως συνέπεια στον απλό σχεδιασμό να εγκατασταθούν στο επίπεδο της ενίσχυσης αυτά τα οποία απλά επαρκούν ενώ στο βέλτιστο θα εγκατασταθούν αυτά τα οποία επαρκούν και η εκκεντρότητα είναι βέλτιστη. Άρα στον απλό σχεδιασμό η συνολική ακαμψία στο επίπεδο της ενίσχυσης θα είναι πιο μικρή από ότι στο βέλτιστο γιατί στα εφέδρανα αν αυξηθούν τα γεωμετρικά στοιχεία τους αυξάνεται η ακαμψία τους, δηλαδή από τη σχέση της ιδιοπεριόδου αν αυξηθεί η ακαμψία η ιδιοπερίοδος θα μειωθεί ενώ αν μειωθεί η ακαμψία η ιδιοπερίοδος θα αυξηθεί σημαντικά.



## **10. Διερεύνηση των αβεβαιοτήτων στον σχεδιασμό των συστημάτων σεισμικής μόνωσης**

### **10.1 Εισαγωγή**

Ένα σημαντικός τρόπος εκτίμησης των συνθηκών αξιοπιστίας και αστοχίας ενός συστήματος είναι η πιθανοτική ανάλυση της συμπεριφοράς του. Σε αντίθεση με την συμβατική ανάλυση και το συνήθη υπολογισμό, στον οποίο επιλέγεται μια συγκεκριμένη τιμή και ενός συγκεκριμένου συντελεστής ασφαλείας, υπολογίζεται η πιθανότητα αστοχίας από τις στατιστικές κατανομές για τις παραμέτρους οι οποίες παρουσιάζουν αβεβαιότητα στην ανάλυση. Έτσι οι αβεβαιότητες μπορούν να προσομοιωθούν με ένα αποδοτικότερο τρόπο. Στην συμβατική θεώρηση στην οποία υπολογίζονται οι συγκεκριμένες τιμές χρησιμοποιούνται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις συνθήκες συμπεριφοράς της κατασκευής, οι οποίοι επιλέγονται ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της ασφάλειας, της λειτουργικότητας άλλα και οι οικονομικές απαιτήσεις και έτσι συμβάλουν στον τελικό έλεγχο των διατάξεων.

### **10.2 Κατηγορίες αβεβαιοτήτων**

Στην ανάλυση των αβεβαιοτήτων δίνεται η δυνατότητα στον μηχανικό να ελέγξει την ασφάλεια μιας κατασκευής όταν ορισμένες παράμετροι σχεδιασμού εμφανίζουν κάποιου είδους αβεβαιότητα όσον αφορά τις ιδιότητες τους. Η ανάλυση αφορά την συμπεριφορά της κατασκευής κατά ένα συγκεκριμένο τρόπο όταν μια ή περισσότερες από τις γεωμετρικές παραμέτρους, τις ιδιότητες των υλικών και τις συνθήκες φόρτισης είναι αβέβαιοι και αποτελεί μια επέκταση της συμβατικής ανάλυσης των κατασκευών στην οποία η συμπεριφορά των κατασκευών είναι συναρτήσει των συγκεκριμένων τιμών όλων των γεωμετρικών παραμέτρων, των ιδιοτήτων των υλικών και των συνθηκών φόρτισης. Αυτού του είδους ή ανάλυση εξετάζει την επίδραση των αβεβαιοτήτων ορισμένων παραμέτρων της κατασκευής στην αξιοπιστία της και στην αστοχία αφού τόσο οι δράσεις όσο και οι αντιστάσεις της κατασκευής είναι μεγέθη αβέβαια.

Οι αβεβαιότητες των κατασκευών οφείλονται στα χαρακτηριστικά στοιχεία τους, στην ποιότητα της κατασκευής, στην εξειδίκευση των συνεργείων, στις κλιματολογικές συνθήκες, στην εγκατάσταση της κατασκευής και στην συντήρηση.



Οι κατηγορίες των αβεβαιοτήτων οι οποίες υπεισέρχονται στον υπολογισμό της ανάλυσης μιας κατασκευής είναι οι ακόλουθες.

1. Αβεβαιότητες στην αντίσταση της κατασκευής.

Οι αβεβαιότητες αυτές είναι στις διαστάσεις των διατομών, στις ιδιότητες των υλικών, στα μηχανικά χαρακτηριστικά των στοιχείων της κατασκευής.

2. Αβεβαιότητες στις δράσεις της κατασκευής.

Οι αβεβαιότητες αυτές είναι στις δράσεις των φορτιών της κατασκευής από το φάσμα.

3. Αβεβαιότητες στις αναλύσεις της κατασκευής.

Οι αβεβαιότητες αυτές είναι για την αξιοπιστία των αναλύσεων και της διαδικασίας τους.

## 10.3 Διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου

### 10.3.1 Γενικά

Η θεωρία για την ανάλυση των αβεβαιοτήτων στην αξιοπιστία των κατασκευών είναι ένα αντικείμενο το οποίο απασχολεί ιδιαίτερα τους μηχανικούς. Αυτή η διερεύνηση βασίζεται στην αναγκαιότητα για την επίτευξη ακριβέστερων ποσοτικοποιήσεων όσον αφορά τις αβεβαιότητες των επιβαλλόμενων δράσεων των κατασκευών αλλά και των αντοχών που επιτυγχάνονται. Δηλαδή διερευνάται η αξιοπιστία της κατασκευής ώστε να ικανοποιεί επιτυχώς τις απαιτήσεις για τις οποίες σχεδιάστηκε. Η γνώση των αβεβαιοτήτων είναι σημαντική στις κατασκευές γιατί έχουν επιρροή στον σχεδιασμό των νέων κατασκευών και στη βελτίωση της συμπεριφοράς των υφισταμένων.

Είναι φανερό ότι οι τιμές των παραμέτρων οι οποίες αφορούν το σχεδιασμό μιας κατασκευής, όπως είναι οι ιδιότητες των υλικών, οι γεωμετρικές διαστάσεις και οι συνθήκες φόρτισης, εξ ορισμού διέπονται από πιθανοτικές εκφράσεις. Δηλαδή το βασικό ζήτημα της αξιοπιστίας αφορά την εύρεση της επιρροής τους στην πιθανότητα αστοχίας των κατασκευών.

Στη διαδικασία την απλή όπου η αντίσταση της κατασκευής είναι η τυχαία μεταβλητή  $R$  και η δράση στην κατασκευή είναι η τυχαία μεταβλητή  $S$  η πιθανότητα αστοχίας της είναι η ακόλουθη.

$$p_f = p[R \leq S]$$

Όταν η αντίσταση και οι δράσεις των κατασκευών έχουν περισσότερες από μία τυχαίες μεταβλητές τότε η πιθανότητα αστοχίας είναι η ακόλουθη.

$$p_f = p[R \leq S] = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} F_S(x) f_R(x) dx$$

Όπου

$R$	είναι η μεταβλητή της αντίστασης
$S$	είναι η μεταβλητή της δράσης
$f_R(x)$	συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της αντίστασης
$f_S(x)$	συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της δράσης
$F_R(s) = p(R < x)$	αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της αντίστασης
$F_S(s) = p(S < x)$	αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της δράσης

Όταν οι R,S είναι ανεξάρτητες μεταβλητές τότε η εξίσωση της πιθανότητας αστοχίας εκφράζεται από μια συνάρτηση αστοχίας (performance failure function)  $G(R,S)$  εκφρασμένη στο χώρο των R,S των αντιστάσεων και των δράσεων.

$$p_f = p[G(R, S) \leq 0] = \int_{G \leq 0} f_R(r) f_S(x) dr dx$$

$$G(R, S) = R - S$$

Σε εφαρμογές όταν η συνάρτηση είναι γνωστή δίνονται αναλυτικές μέθοδοι εκτίμησης της πιθανότητας της εξίσωσης και όταν δεν είναι γνωστή δίνονται προσεγγιστικές μέθοδοι εκτίμησης.

### 10.3.2 Μέθοδος Monte Carlo

Η μέθοδος της τεχνικής προσομοίωσης Monte Carlo είναι μια διαδικασία η οποία χρησιμοποιείται στην ανάλυση της επίδρασης των αβεβαιοτήτων στην αξιοπιστία των κατασκευών προκειμένου να εκτιμηθεί το ολοκλήρωμα της εξίσωσης της πιθανότητας αστοχίας όταν είναι αδύνατη η αναλυτική ή η προσεγγιστική ολοκλήρωση της. Η εφαρμογή της μεθόδου αυτής είναι κατά κανόνα για προβλήματα τα οποία είναι περίπλοκα και έχουν μεγάλο αριθμό βασικών μεταβλητών αλλά και μεγάλο αριθμό συνδυασμών γεγονότων τα οποία οδηγούν στην αστοχία και βασίζεται στην κοινή κατανομή πιθανότητας όλων των βασικών μεταβλητών οι οποίες περιγράφουν τις αβεβαιότητες οι οποίες υπεισέρχονται στην κατασκευή. Στην ουσία η μέθοδος Monte Carlo βασίζεται στην αναπαράσταση της λύσης ενός προβλήματος ως μια παράμετρο ενός υποθετικού πληθυσμού και δημιουργεί ένα πληθυσμιακό δείγμα τυχαίων αριθμών από το οποίο εκτιμώνται οι στατιστικές εκφράσεις της παραμέτρου. Έτσι τα αποτελέσματα ενός προβλήματος με την Monte Carlo μπορεί να είναι είτε ένα σύνολο αριθμών, είτε ένας πραγματικός αριθμός, είτε μια απόφαση και η εκτίμηση τους είναι εξαρτημένη από τον διαδικασία με την οποία παρήχθησαν και χρησιμοποιήθηκαν οι τυχαίοι αριθμοί.

Στην μέθοδο της Monte Carlo η μαθηματική διατύπωση του ζητούμενου της εφαρμογής είναι σχετικά απλή και έχει τη δυνατότητα να επεξεργάζεται μεγάλης δυσκολίας εφαρμογές. Το μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι απαιτείται σημαντική υπολογιστική δυνατότητα για την επίλυση μεγάλου αριθμού μεταβλητών και για αυτό χρησιμοποιούνται τεχνικές μείωσης της διασποράς για να βελτιώσουν την εφαρμογή της.

Στην υπόθεση ότι το διάνυσμα των βασικών τυχαίων μεταβλητών είναι το  $X=[X_1, X_2, \dots, X_n]^T$  και η συνάρτηση αστοχίας είναι η  $G(X)$  τότε στην ανάλυση της επίδρασης των αβεβαιοτήτων στην αξιοπιστία των κατασκευών το ολοκλήρωμα το οποίο θα υπολογιστεί αφορά την αστοχία της κατασκευής.

$$p_f = \int_{G(X) \leq 0} f_x(X) dX$$

Όπου

$f_x(X)$  είναι η αθροιστική πιθανότητα

$G(X)$  είναι ένα μη κανονικό πεδίο με μη γραμμικό σύνορο

Το ολοκλήρωμα έχει εκτιμήτρια σύμφωνα με τη θεωρία.

$$\bar{p}_f = \frac{1}{N} \cdot \sum_{j=1}^N I(X_j)$$

$$I(X_j) = \begin{cases} 1 & \text{αν } G(X_j) \leq 0 \\ 0 & \text{αν } G(X_j) > 0 \end{cases}$$

Σύμφωνα με την εκτιμήτρια, τα  $N$  ανεξάρτητα τυχαία δείγματα μιας συγκεκριμένης συνάρτησης πιθανότητας του διανύσματος  $X$  εκτιμώνται και βρίσκεται η συνάρτηση αστοχίας για κάθε ένα δείγμα  $X_i$ . Όταν  $G(X_i) \leq 0$  τότε η εφαρμογή είναι επιτυχής.

Στην μέθοδο της Monte Carlo ανάλυσης η εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας δίνεται σε όρους μέσης τιμής του δείγματος.

$$\bar{p}_f = \frac{N_H}{N}$$

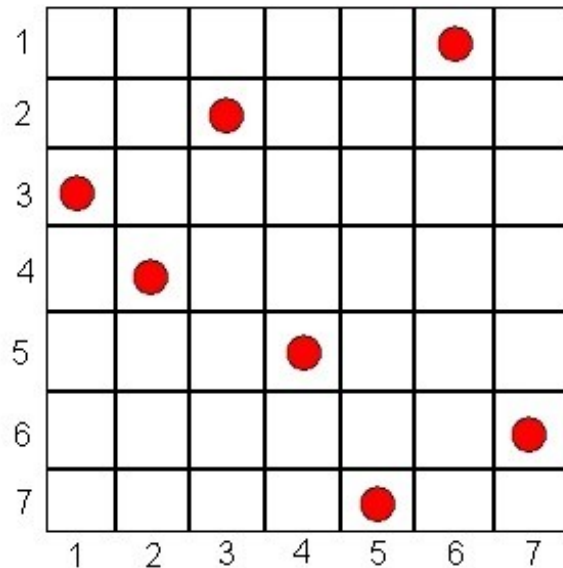
Όπου

$N_H$  είναι ο αριθμός των επιτυχημένων προσομοιώσεων της μεθόδου

$N$  είναι ο συνολικός αριθμός προσομοιώσεων της μεθόδου

### 10.3.3 Μέθοδος Λατινικού υπερκύβου

Είναι μια μέθοδος η οποία στοχεύει στη μείωση του υπολογιστικού φόρτου στη μεθοδολογία της τυχαίας επιλογής δειγμάτων και έγινε από McKay et al (1979) ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση του φόρτου. Η μέθοδος βασίζεται στον καταμερισμό του πιθανοτικού χώρου και στη λήψη ίσου πλήθους δειγμάτων ανά υποχωρίο στοχεύοντας και στη μείωση του υπολογιστικού φόρτου. Ο υπερκύβος στο δισδιάστατο χώρο είναι ένα τετράγωνο πλέγμα το οποίο αποτελείται από θέσεις-δείγματα και σε κάθε γραμμή και σε κάθε στήλη έχει μόνο ένα δείγμα.



Σχήμα 10.1 Μέθοδος του λατινικού υπερκύβου.

Όταν εφαρμόζεται στο χώρο των  $M$ -διαστάσεων το κάθε του δείγμα είναι μοναδικό σε κάθε άξονα-ευθυγραμμισμένο υπερεπίπεδο το οποίο το περιέχει. Τα δείγματα δημιουργούνται από τη διαίρεση  $M$  μεταβλητών σε  $N$  μη επικαλυπτόμενα τμήματα ίσης πιθανότητας. Έτσι ένας χώρος διαστάσεων  $M$  παραμέτρων χωρίζεται σε  $N^M$  συνολικά δείγματα. Για κάθε μεταβλητή επιλέγεται τυχαία μόνο μια τιμή από κάθε δείγμα παράγοντας ένα σύνολο  $N$  τιμών. Οι τιμές της κάθε τυχαίας μεταβλητής ομαδοποιούνται μεταξύ τους για τη δημιουργία  $N$  δειγμάτων. Ο αριθμός  $N$  θα πρέπει να είναι ίδιος για όλες τις μεταβλητές. Το βασικό πλεονέκτημα είναι ότι το πλήθος των δειγμάτων είναι ανεξάρτητο από το πλήθος των μεταβλητών.

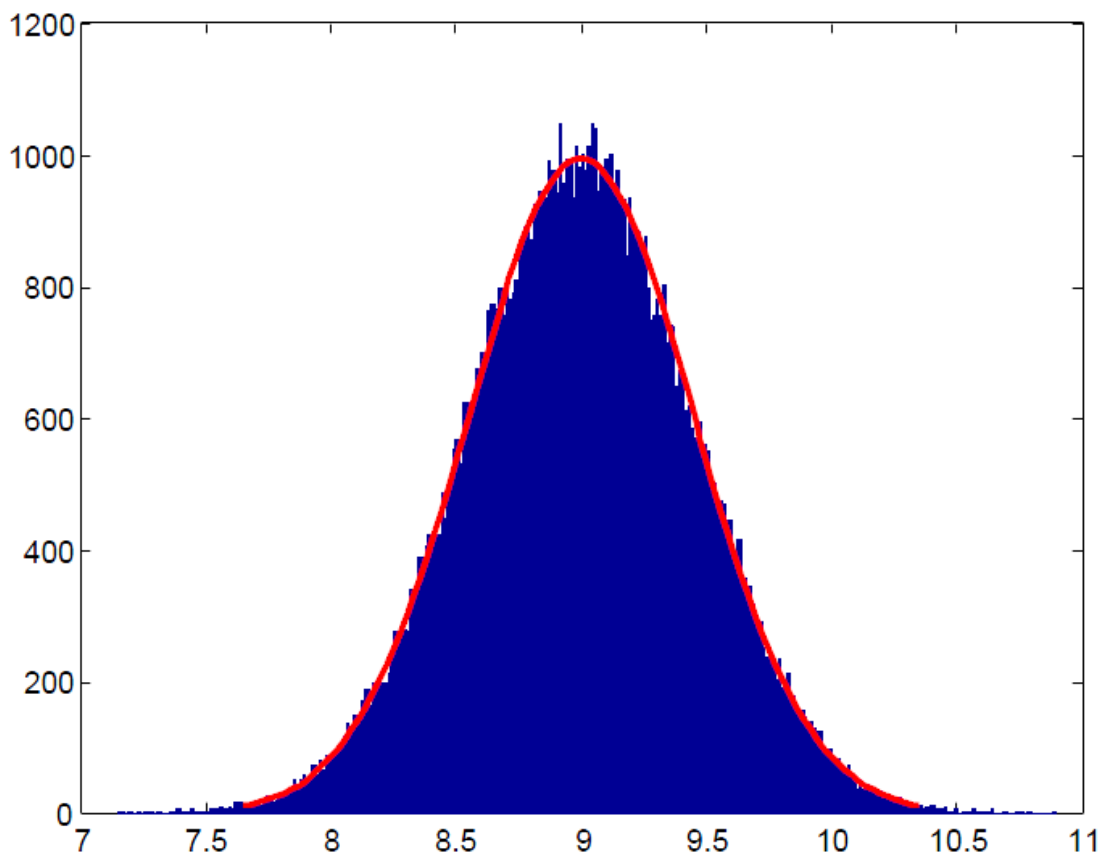
## 10.4 Διαδικασία της ανάλυσης

Στην εργασία αυτή θα γίνει διερεύνηση της επίδρασης των αβεβαιοτήτων στις τιμές των χαρακτηριστικών των εφεδράνων στο σχεδιασμό του συστήματος. Οι αβεβαιότητες αυτές των τυχαίων μεταβλητών των ιδιοτήτων του συστήματος είναι στην κατηγορία των αβεβαιοτήτων στην αντίσταση του συστήματος. Αρχικά επιλέγονται οι τιμές των χαρακτηριστικών των ιδιοτήτων των εφεδράνων για τις οποίες θα γίνει η διερεύνηση. Οι τυχαίες μεταβλητές είναι η τάση διαρροής του πυρήνα μολύβδου  $\sigma_y$  και το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς  $G$  των εφεδράνων. Βρίσκουμε την κατανομή την οποία ακολουθεί κάθε μια από αυτές της μεταβλητές και την μέση τιμή και την τυπική απόκλιση τους. Οι αβεβαιότητες υπεισέρχονται στην ανάλυση χρησιμοποιώντας την μέθοδο του λατινικού υπερκύβου δίνοντας τις τιμές των μεταβλητών των εφεδράνων.

ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ	ΤΥΠΙΚΗ ΑΠΟΚΛΙΣΗ
ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ $\sigma_y$	ΛΟΓΑΡΙΘΜΟΚΑΝΟΝΙΚΗ	9	0,45
ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ G	ΛΟΓΑΡΙΘΜΟΚΑΝΟΝΙΚΗ	0,80	0,08

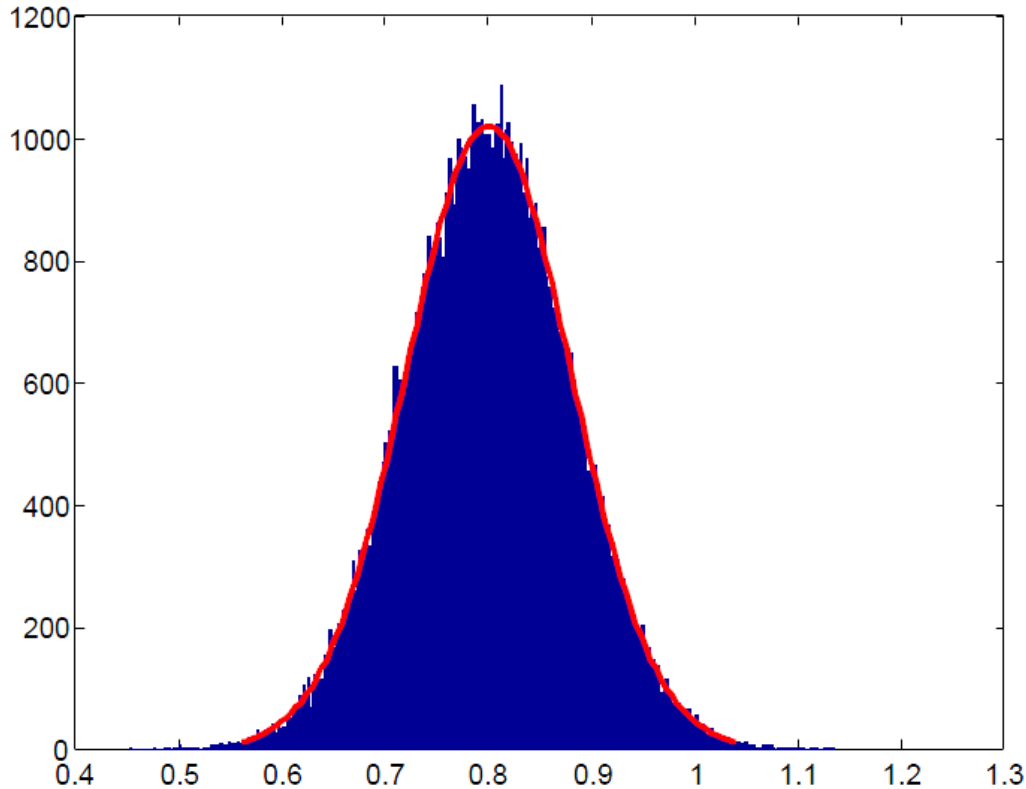
Πίνακας 10.1 Οι κατανομές των μεταβλητών.

Έτσι θεωρείται ότι η τάση διαρροής του πυρήνα μολύβδου  $\sigma_y$  ακολουθεί την λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή  $x = 9$  MPa και τυπική απόκλιση  $s = 0,45$  MPa και  $s/x = 5\%$ .



Σχήμα 10.2 Ιστογράμματα και συνάρτηση λογαριθμοκανονικής κατανομής για την τάση διαρροής του πυρήνα μολύβδου  $\sigma_y$  όταν μέση τιμή είναι  $x=9$  MPa τυπική απόκλιση  $s=0,45$  MPa και το  $s/x=5\%$ .

Δίνεται ότι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς  $G$  ακολουθεί την λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή  $\mu=0,8$  MPa και τυπική απόκλιση  $\sigma=0,08$  MPa και  $\sigma/\mu=10\%$ .



Σχήμα 10.3 Ιστογράμματα και συνάρτηση λογαριθμοκανονικής κατανομής για το μέτρο διάτμηση  $G$  όταν μέση τιμή είναι  $\mu=0,8$  MPa τυπική απόκλιση  $\sigma=0,08$  MPa και το  $\sigma/\mu=10\%$ .

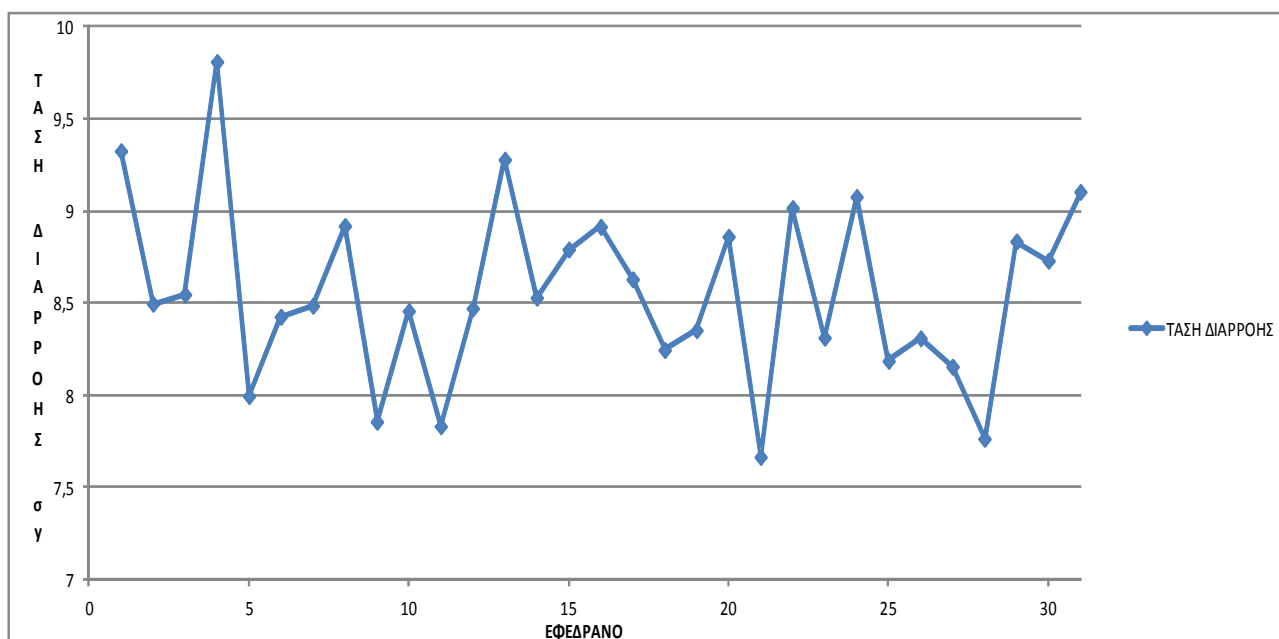
Έτσι όταν εφαρμοστεί η μέθοδος του λατινικού υπερκύβου στις κατανομές των μεταβλητών του συστήματος των εφεδράνων θα διερευνηθεί η επίδραση των αβεβαιοτήτων επιλέγοντας τις μεταβλητές για κάθε ένα από τα 31 εφέδρανα του συστήματος σε 20 επαναλήψεις.

Επιλέγεται μια διαδικασία 20 επιλύσεων για κάθε μια από τις μεταβλητές των 31 εφεδράνων ώστε να γίνει η διερεύνηση της επιρροής τους στο σύστημα.

Θα δοθεί ακολούθως το αποτέλεσμα από την μέθοδο για μια ενδεικτική επανάληψη των τυχαίων τιμών των μεταβλητών της τάσης διαρροής  $\sigma_y$  και του μέτρου διάτμησης  $G$  των εφεδράνων.

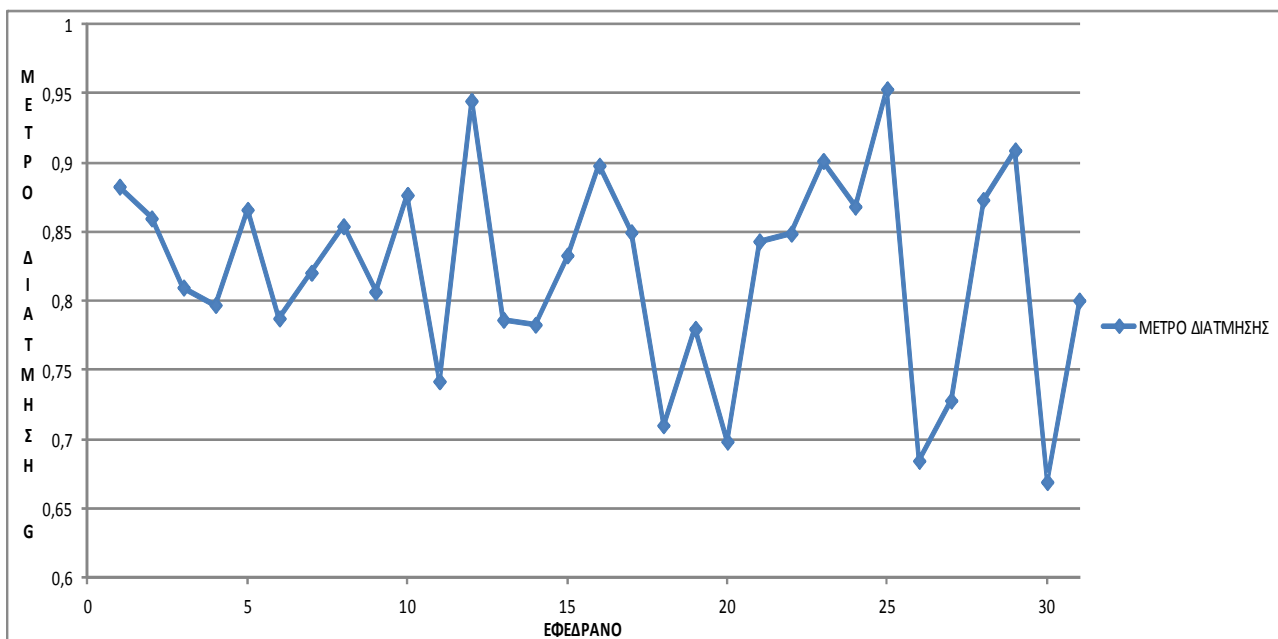
α/α	Τάση διαρροής MPa	Μέτρο διάτμησης MPa	α/α	Τάση διαρροής MPa	Μέτρο διάτμησης MPa
1	9,3252480	0,8827750	17	8,6297030	0,8497920
2	8,4969180	0,8598460	18	8,2462140	0,7103800
3	8,5471940	0,8099240	19	8,3535930	0,7799970
4	9,8086040	0,7972180	20	8,8607670	0,6984730
5	7,9959420	0,8660850	21	7,6661460	0,8432700
6	8,4269480	0,7875250	22	9,0162980	0,8488240
7	8,4869470	0,8205640	23	8,3134030	0,9013220
8	8,9184050	0,8541580	24	9,0766560	0,8683230
9	7,8571090	0,8068150	25	8,1874280	0,9532080
10	8,4575920	0,8767520	26	8,3094570	0,6846100
11	7,8325960	0,7421500	27	8,1558610	0,7281920
12	8,4717440	0,9447090	28	7,7647890	0,8731880
13	9,2784290	0,7865220	29	8,8352050	0,9089850
14	8,5300410	0,7829590	30	8,7304070	0,6693370
15	8,7920230	0,8330890	31	9,1038480	0,8005070
16	8,9139400	0,8979750			

Πίνακας 10.2 Οι τιμές των μεταβλητών.



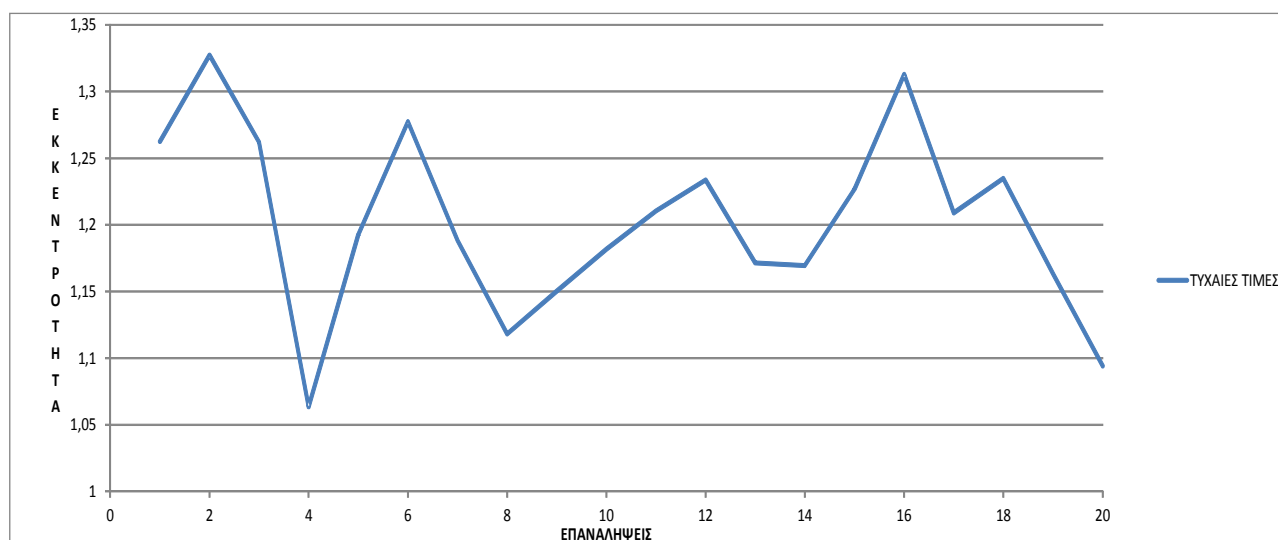
Σχήμα 10.4 Οι τιμές της τάσης διαρροής σy για μία από τις επαναλήψεις.





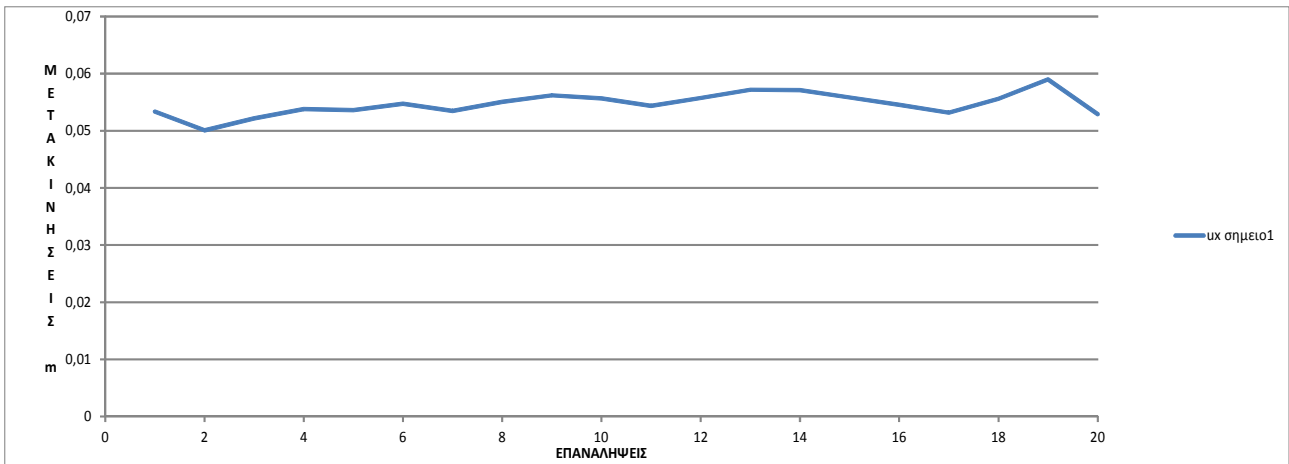
Σχήμα 10.5 Οι τιμές του μέτρο διάτμησης G για μία από τις επαναλήψεις.

Έτσι όταν έχουν υπολογιστεί οι τιμές των μεταβλητών για κάθε εφέδρανο για τις 20 επαναλήψεις θα γίνει η διερεύνηση της επίδρασης τους στην εκκεντρότητα του συστήματος και στις φορτίσεις και τις μετακινήσεις της κατασκευής.

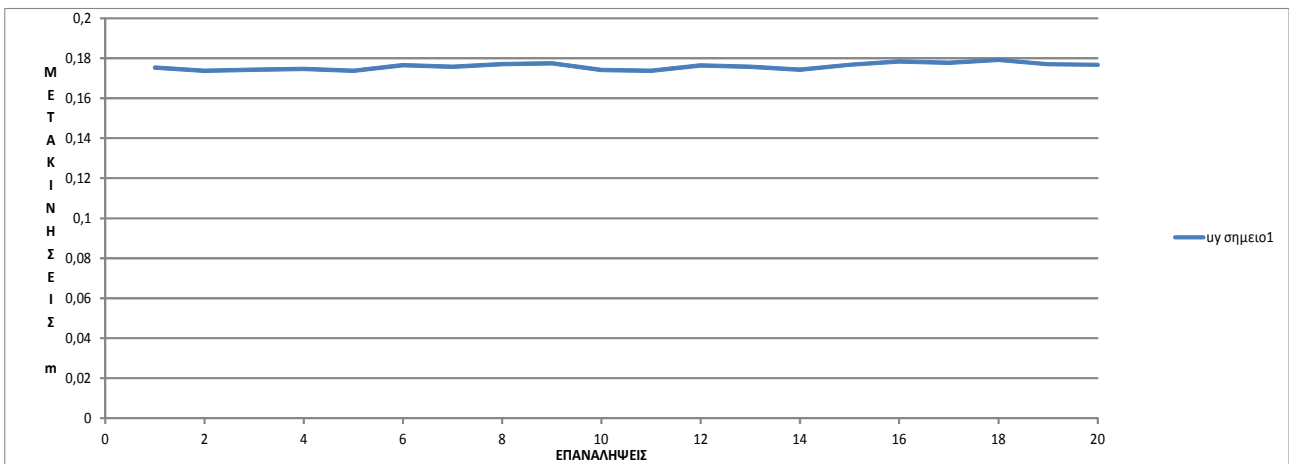


Σχήμα 10.6 Οι τιμές της εκκεντρότητας του συστήματος των επαναλήψεων.

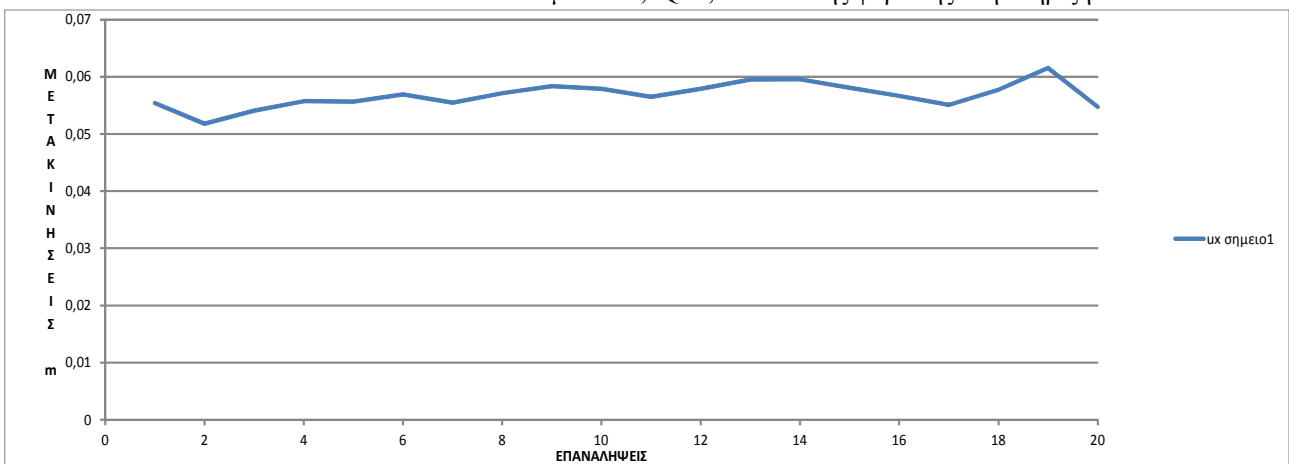
Στη συνέχεια έγιναν αναλύσεις στο sap 2000 για να διερευνηθεί η επίδραση στο υφιστάμενο κτίριο. Ακολουθούν οι φορτίσεις ενός υποστυλώματος και οι μετακινήσεις στη στήριξη και στην οροφή στο σημείο 1 του κτιρίου για τις αναλύσεις.



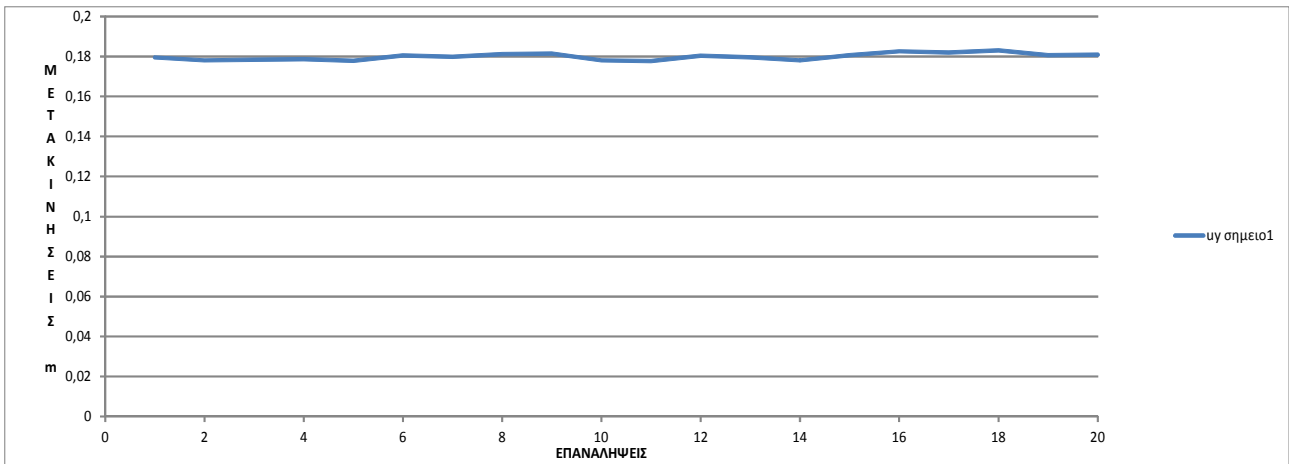
Σχήμα 10.7 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση x στον συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης στη στήριξη.



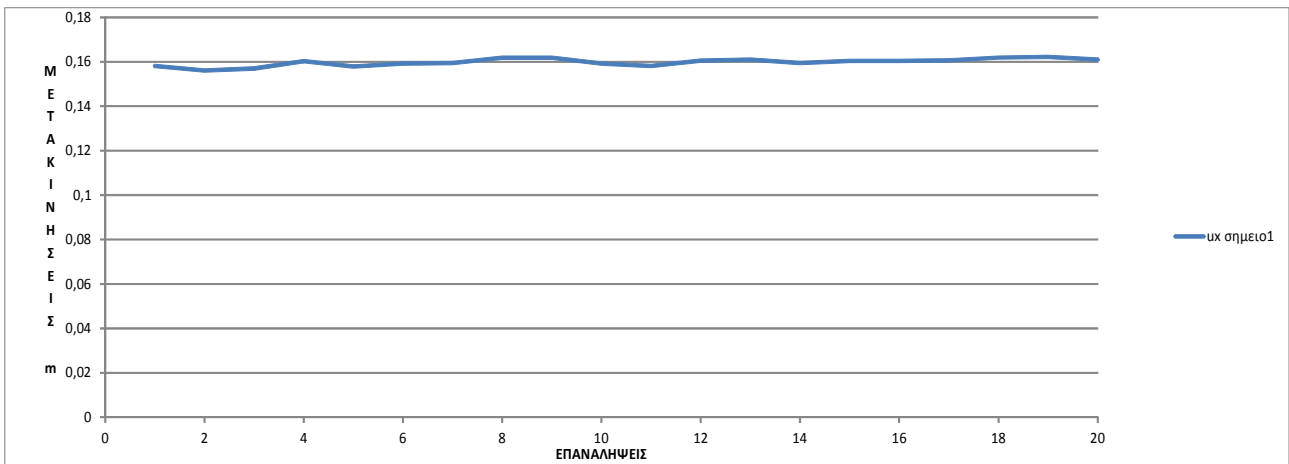
Σχήμα 10.8 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση y στον συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης στη στήριξη.



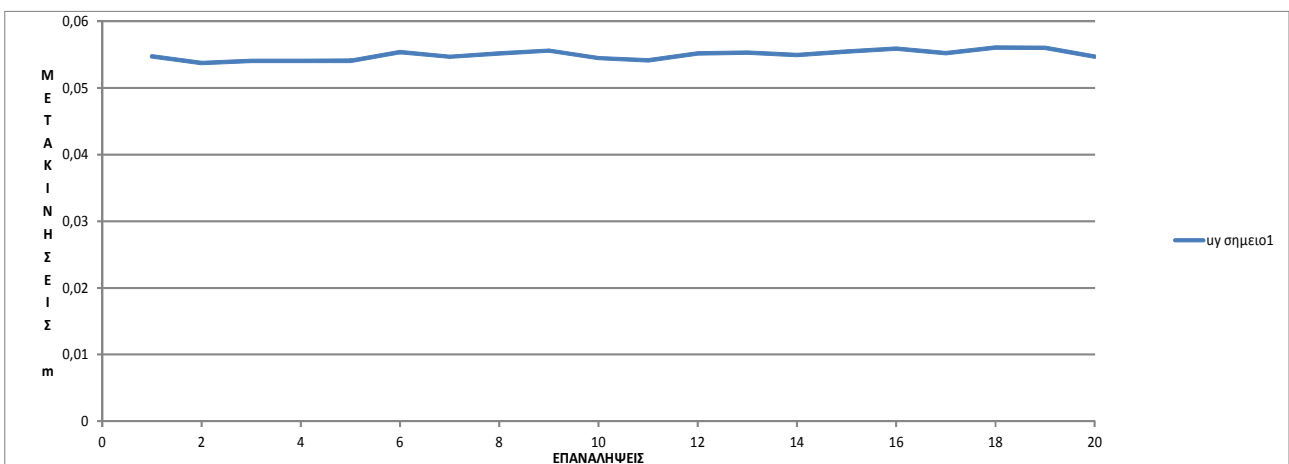
Σχήμα 10.9 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση x στον συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης στην οροφή.



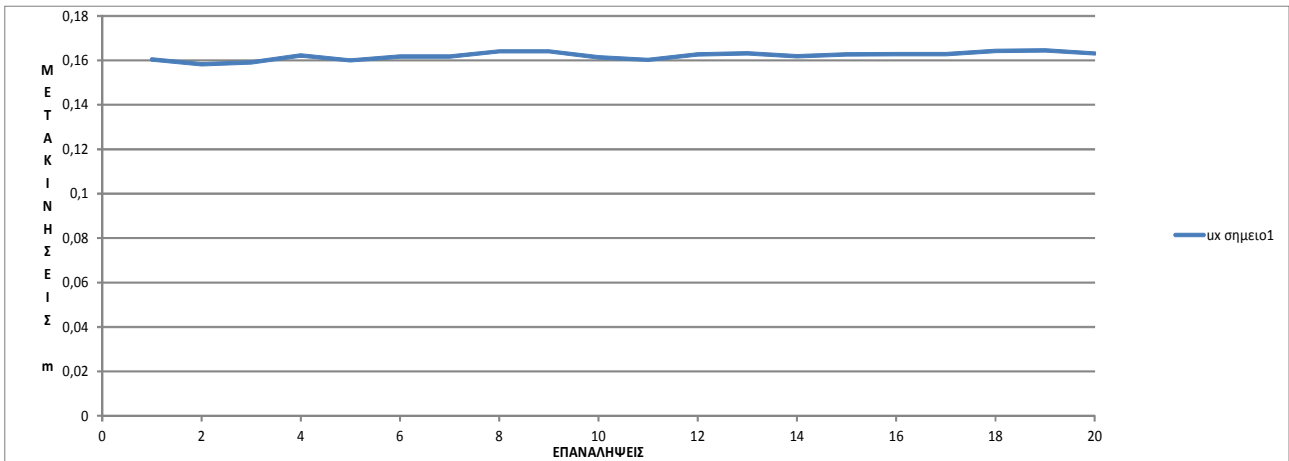
Σχήμα 10.10 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση y στον συνδυασμό  $G+0,3Q+0,3EX-EY$  της φόρτισης στην οροφή.



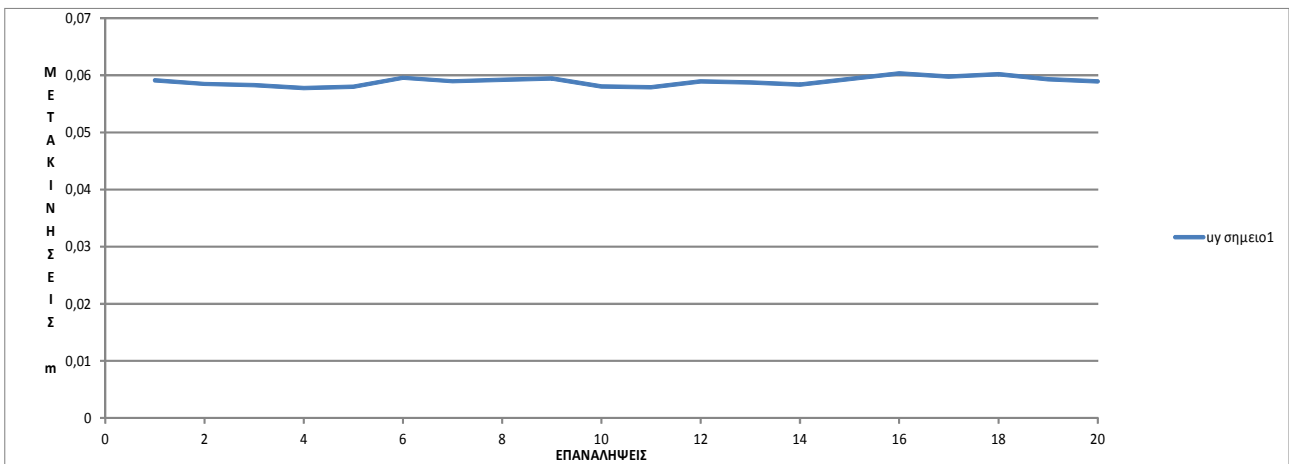
Σχήμα 10.10 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση x στον συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης στη στήριξη.



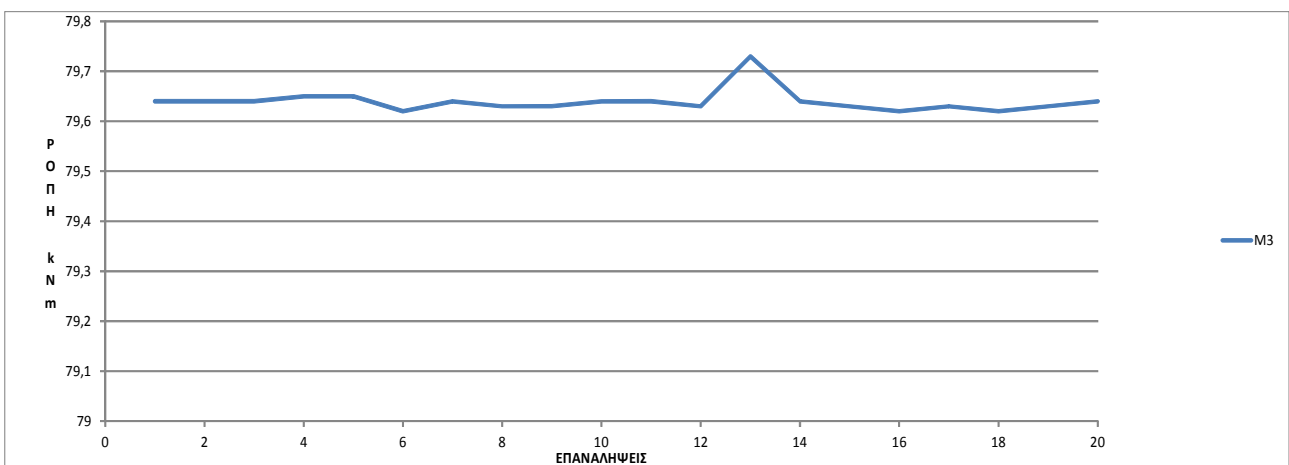
Σχήμα 10.12 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση y στον συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης στη στήριξη.



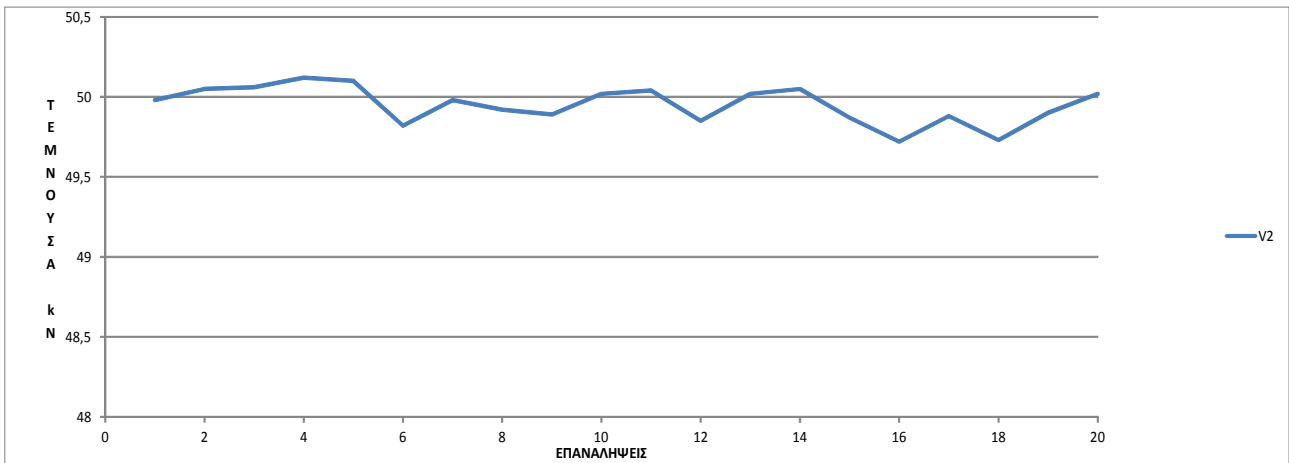
Σχήμα 10.13 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση x στον συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης στην οροφή.



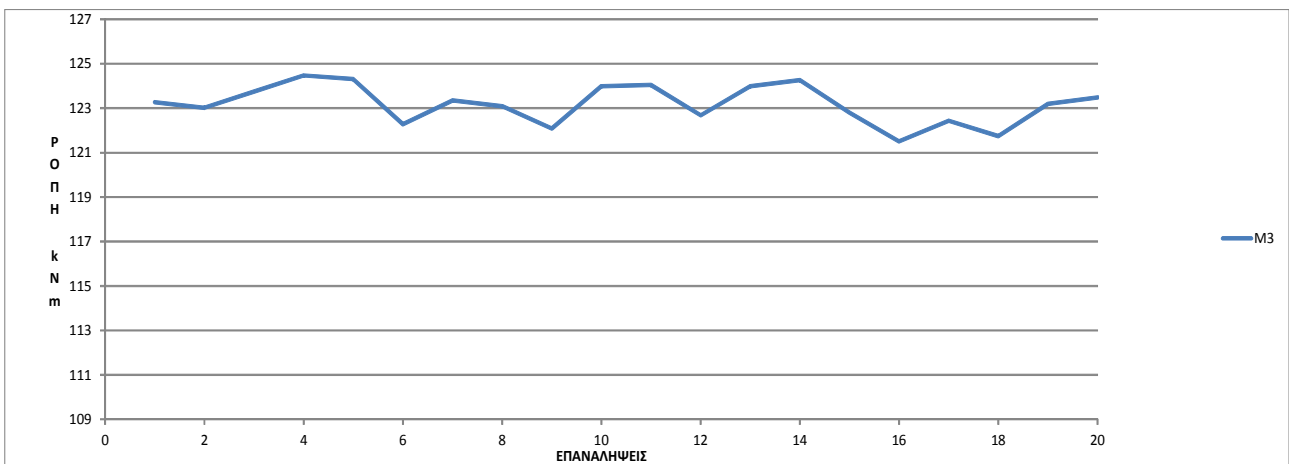
Σχήμα 10.14 Μετακινήσεις του σημείο 1 στη διεύθυνση y στον συνδυασμό  $G+0,3Q-EX+0,3EY$  της φόρτισης στην οροφή.



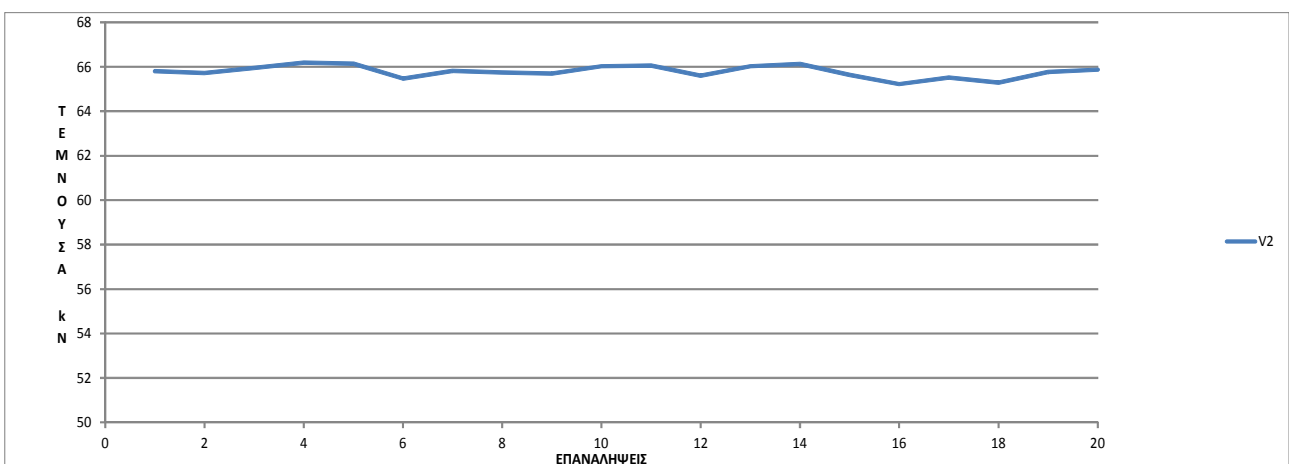
Σχήμα 10.15 Ροπή υποστυλώματος στον συνδυασμό  $G+0,3Q+0,3EX-EY$ .



Σχήμα 10.16 Τέμνουσα υποστυλώματος στον συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY.



Σχήμα 10.17 Ροπή υποστυλώματος στον συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY.



Σχήμα 10.18 Τέμνουσα υποστυλώματος στον συνδυασμό G+0,3Q-EX+0,3EY.

Οι διαφοροποιήσεις στα μεγέθη των φορτίσεων και των μετακινήσεων είναι ελάχιστη για τις αναλύσεις των 20 επαναλήψεων της διερεύνησης των αβεβαιοτήτων στις μεταβλητές των εφεδράνων. Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα τόσο η τέμνουσα του υποστυλώματος όσο και η ροπή για τους σεισμικούς συνδυασμούς της σεισμικής διέγερσης, δηλαδή ενώ υπάρχει διαφορά στην τιμή των χαρακτηριστικών των εφεδράνων του συστήματος σεισμικής μόνωσης οι φορτίσεις και οι μετακινήσεις στην ανωδομή δεν διαφέρουν.

Η διαφορά είναι εμφανής στην εκκεντρότητα του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας του συστήματος της σεισμικής μόνωσης. Για το κέντρο δυσκαμψίας υπάρχει ρητή κατεύθυνση από τους κανονισμούς να πλησιάζει κατά το δυνατό το κέντρο βάρους της κατασκευής και επηρεάζεται ουσιαστικά από τη διαφορετική μείωση χαρακτηριστικών των εφεδράνων, αφού κάθε ένα έχει διαφορετική τιμή για το μέτρο διάτμησης του ελαστομέρους και την τάση διαρροής του πυρήνα μολύβδου. Σε κάθε περίπτωση είναι απαραίτητη η αξιολόγηση της επιρροής των αβεβαιοτήτων και είναι σημαντικό να λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό των μονωμένων στη βάση κτιρίων.



# 11. Σύγκριση των αποτελεσμάτων

## 11.1 Εισαγωγή

Εδώ συγκρίνονται τα αποτελέσματα για τις αναλύσεις των κτιρίων σε καθεμία από τις ξεχωριστές περιπτώσεις για τις οποίες έγινε η διερεύνηση ώστε να βρεθεί ποιά από αυτές συμπεριφέρεται καλύτερα στην δυναμική απόκριση. Για το λόγο αυτό θα γίνει σύγκριση τόσο στα εντατικά μεγέθη των αναλύσεων όσο και στις μετακινήσεις τους στα επιλεγόμενα σημεία για τους συνδυασμούς φόρτισης.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση η σύγκριση θα γίνει τόσο για να διερευνηθεί η συμπεριφορά της σεισμικά μονωμένης κατασκευής για τις δυο διαφορετικές αναλύσεις της όσο και για να διερευνηθεί η συμπεριφορά της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής και της σεισμικής μόνωσης του κτιρίου.

## 11.2 Σύγκριση σεισμικά μονωμένης κατασκευής

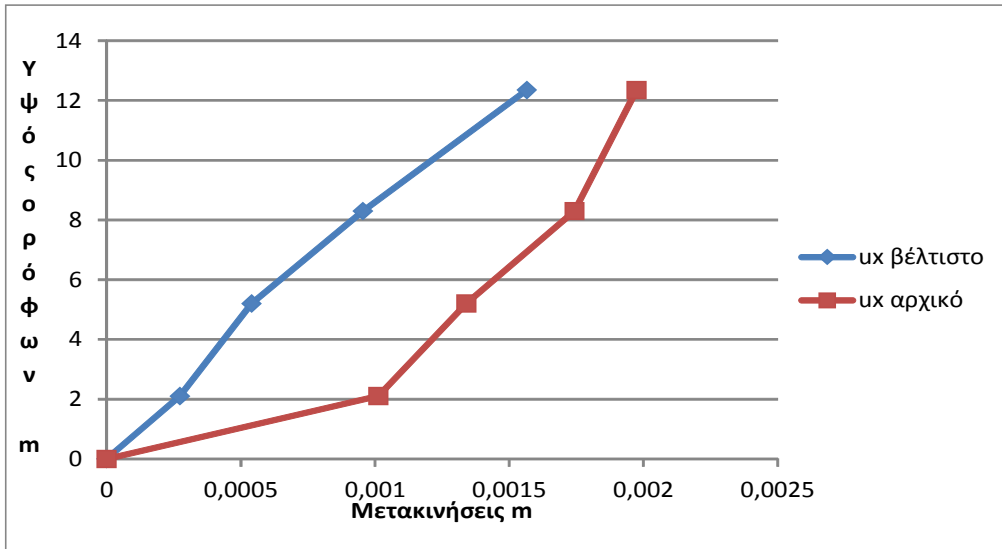
Συγκρίνονται οι μετακινήσεις των ορόφων αφαιρώντας τις μετακινήσεις στη στάθμη των εφεδράνων για τις δυο αναλύσεις της σεισμικής μόνωσης.

Σύγκριση των μετακινήσεων για τις δυο αναλύσεις της βέλτιστης και της αρχικής διάταξης των εφεδράνων της κατασκευής.

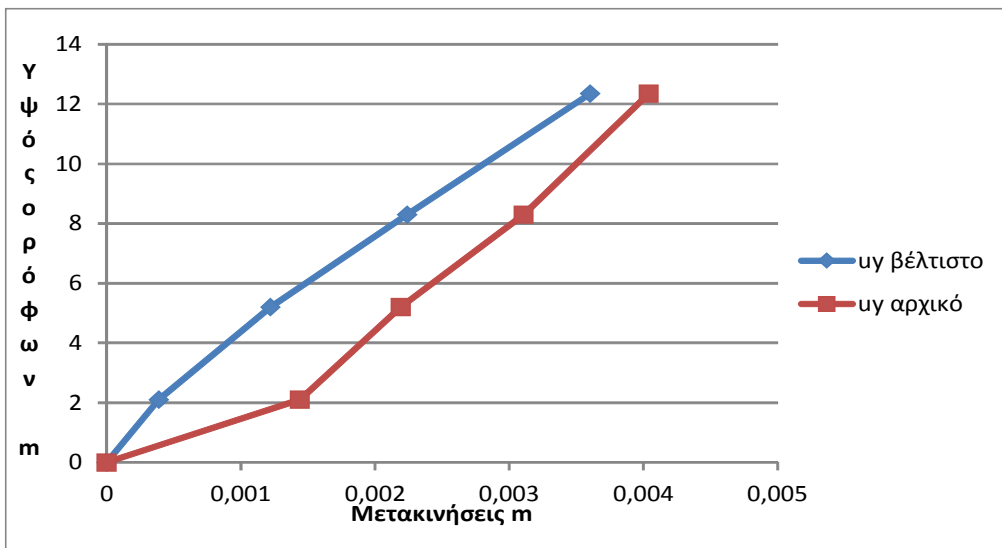
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY ΣΗΜΕΙΟ 1						
	ΑΡΧΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ		ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ			
Όροφος	Ux(m)	Uy(m)	Ux(m)	Uy(m)	ΔΙΑΦΟΡΑ Ux %	ΔΙΑΦΟΡΑ Uy %
4 ος	0,001974	0,004039	0,001565	0,003603	20,7194	10,7948
3 ος	0,001743	0,003108	0,000955	0,002238	45,2094	27,9923
2ος	0,00134	0,002191	0,00054	0,00122	59,7015	44,3177
1 ος	0,001012	0,00144	0,000273	0,000387	73,02	73,1250
Βάση στήριξη	0	0	0	0		

Πίνακας 11.1 Σύγκριση των μετακινήσεων του σημείου 1 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.





Σχήμα 11.1 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



Σχήμα 11.2 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

joint	ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ		ΑΡΧΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ	
	Ux (m)	Uy(m)	Ux (m)	Uy(m)
1	0,05	0,16	0,08	0,17
2	0,05	0,16	0,06	0,17
3	0,05	0,16	0,06	0,17
4	0,05	0,16	0,09	0,18
5	0,05	0,16	0,07	0,18
6	0,05	0,16	0,07	0,17
7	0,05	0,16	0,08	0,17
8	0,05	0,16	0,06	0,17
10	0,05	0,16	0,1	0,17
11	0,05	0,16	0,1	0,18
12	0,05	0,16	0,09	0,2
13	0,05	0,16	0,09	0,19
14	0,05	0,16	0,09	0,19
15	0,05	0,16	0,09	0,17
16	0,05	0,16	0,08	0,17
17	0,05	0,16	0,08	0,16
18	0,05	0,16	0,08	0,16
19	0,05	0,16	0,08	0,17
20	0,05	0,16	0,06	0,17
21	0,05	0,16	0,07	0,17
22	0,05	0,16	0,08	0,16
23	0,05	0,16	0,06	0,16
24	0,05	0,16	0,08	0,16
25	0,05	0,16	0,08	0,16
26	0,05	0,16	0,06	0,16
27	0,05	0,16	0,09	0,2
29	0,05	0,16	0,07	0,17
232	0,05	0,16	0,07	0,2
233	0,05	0,16	0,09	0,19
268	0,05	0,16	0,09	0,2

Πίνακας 11.2 Μετακινήσεις κόμβων βάσης.

Το σύστημα σεισμικής μόνωσης με τη βέλτιστη διάταξη υπερέχει του συστήματος αρχικής διάταξης γιατί η εκκεντρότητα του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης μειώθηκε 99 % και εμφανίζει μειωμένες σχετικές μετακινήσεις στους ορόφους του κτιρίου και γιατί οι μετακινήσεις των κόμβων στη στάθμη του συστήματος είναι ίσες σε όλα τους τα σημεία.

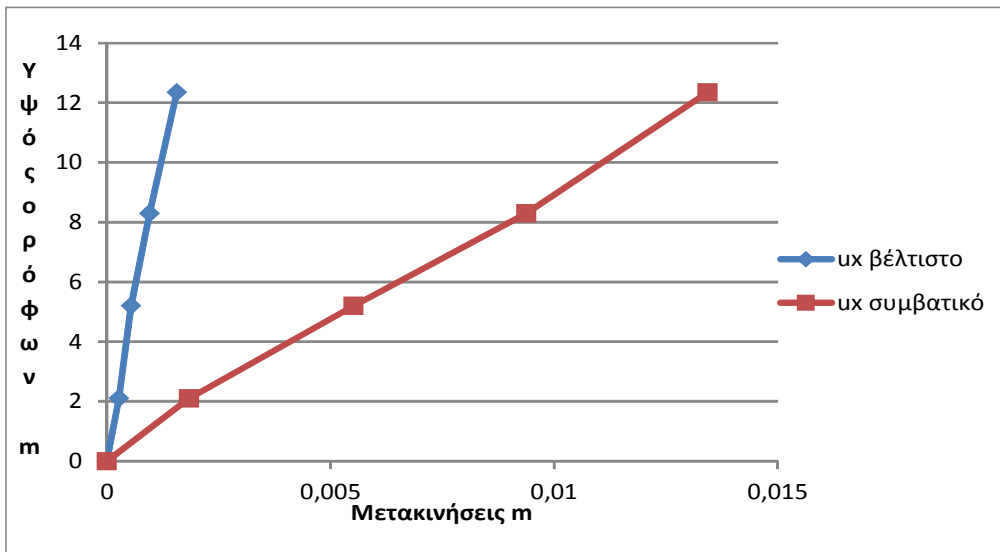
### 11.3 Σύγκριση συμβατικής και μονωμένης κατασκευής

Σύγκριση των μετακινήσεων στα χαρακτηριστικά σημεία του κτιρίου στην ανάλυση της βέλτιστης διάταξης των εφεδράνων και της συμβατικής θεμελίωσης της στήριξης.

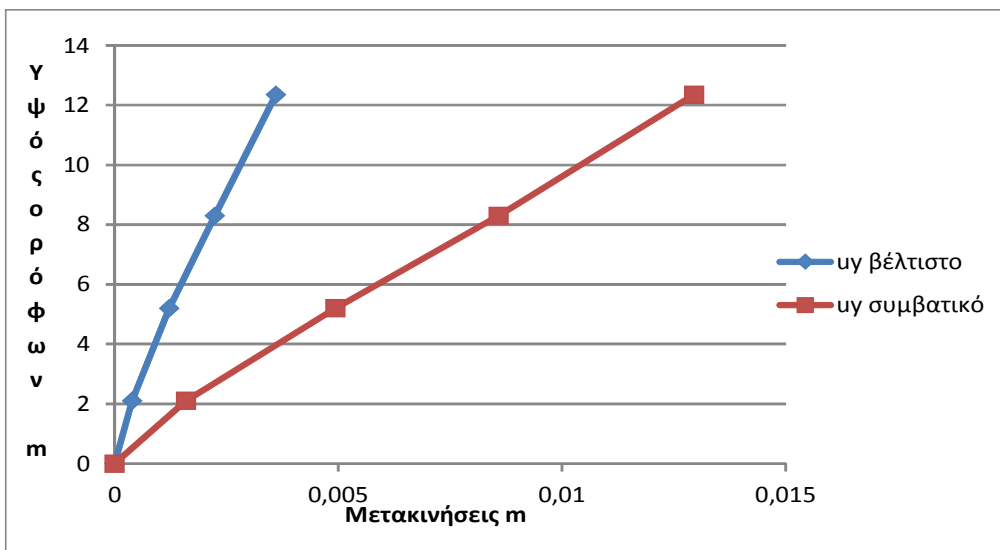
Συγκρίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων των αναλύσεων. Για την σεισμικά μονωμένη λύση παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις ως προς το διάφραγμα πάνω από τα εφέδρανα. Αφαιρείται δηλαδή η μετακίνηση στη στάθμη της ενίσχυσης των εφεδράνων από την ολική μετακίνηση των οροφών της κατασκευής.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY ΣΗΜΕΙΟ 1						
Όροφος	ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ		ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ		ΔΙΑΦΟΡΑ Ux %	ΔΙΑΦΟΡΑ Uy %
	Ux(m)	Uy(m)	Ux(m)	Uy(m)		
4 ος	0,0134	0,0130	0,0016	0,0036	88,3452	72,1969
3 ος	0,0094	0,0086	0,0010	0,0022	89,8155	73,9343
2ος	0,0055	0,0049	0,0005	0,0012	90,2067	75,2736
1 ος	0,0018	0,0016	0,0003	0,0004	85,1226	75,7215
Βάση στήριξη	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		

Πίνακας 11.3 Σύγκριση των μετακινήσεων του σημείου 1 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



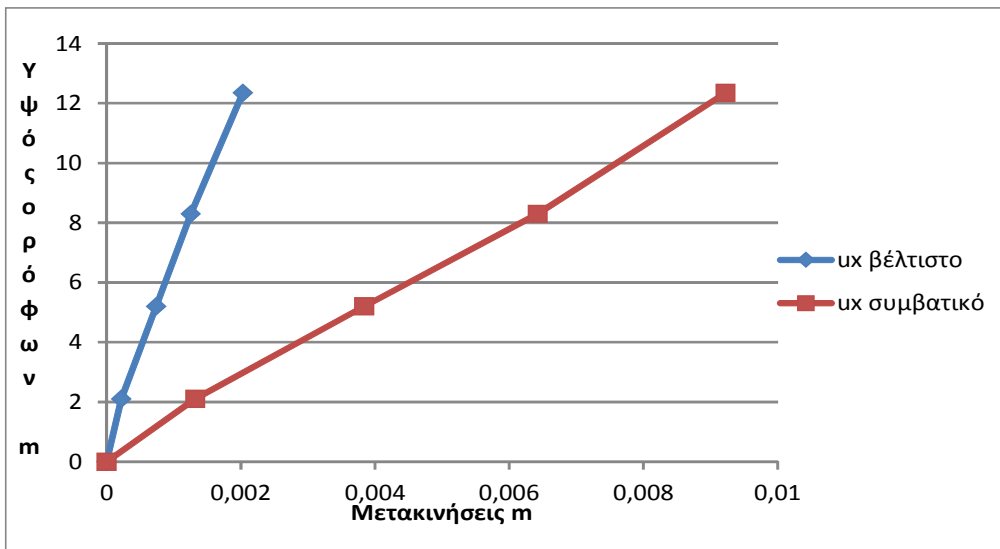
Σχήμα 11.3 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



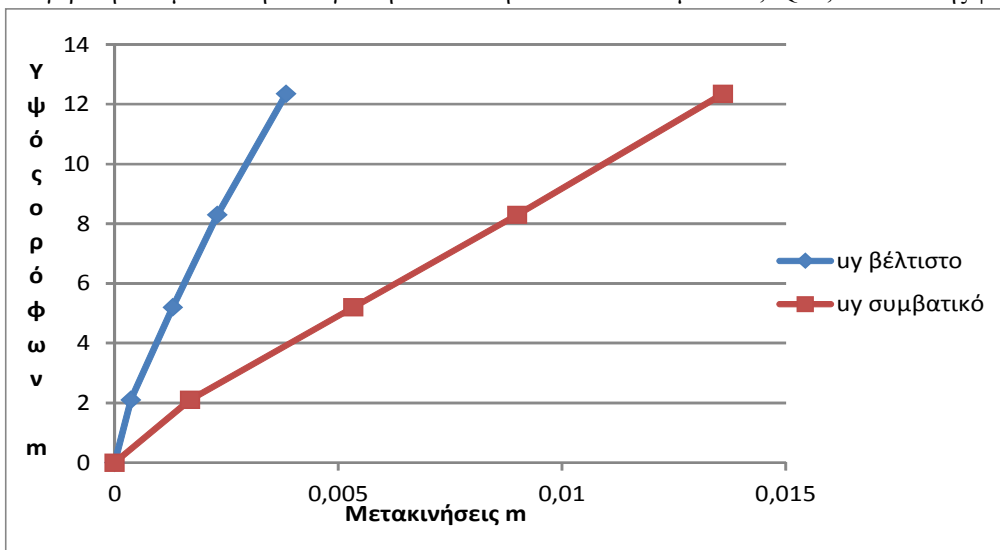
Σχήμα 11.4 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY ΣΗΜΕΙΟ 2						
Όροφος	ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ		ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ		ΔΙΑΦΟΡΑ Ux %	ΔΙΑΦΟΡΑ Uy %
	Ux(m)	Uy(m)	Ux(m)	Uy(m)		
4 ος	0,009224	0,01	0,002029	0,003831	78,00304	71,83
3 ος	0,006425	0,009001	0,001252	0,002295	80,51362	74,50283
2ος	0,003837	0,005338	0,000739	0,001301	80,74016	75,62758
1 ος	0,001319	0,001684	0,000215	0,000358	83,69977	78,74109
Βάση στήριξη	0	0	0	0		

Πίνακας 11.4 Σύγκριση των μετακινήσεων του σημείου 2 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



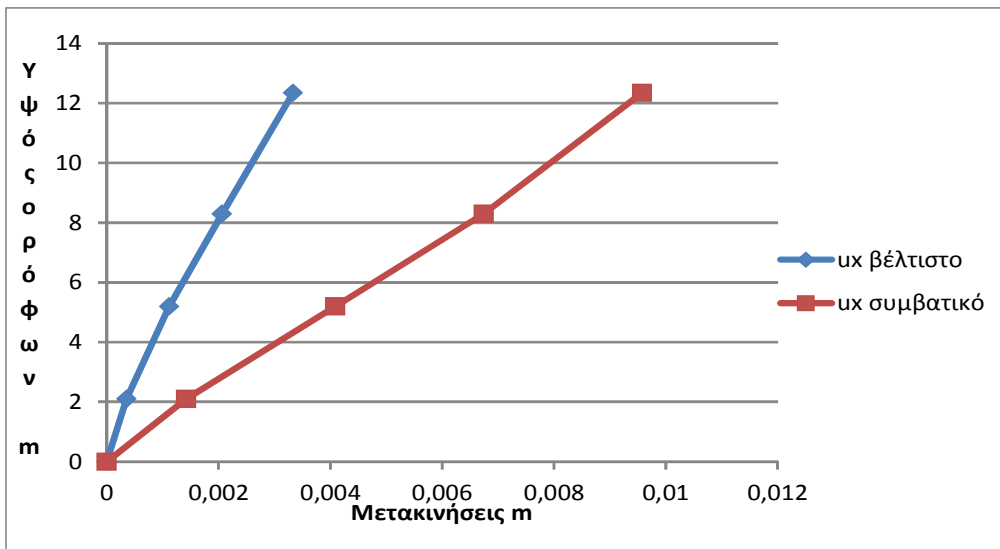
Σχήμα 11.5 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



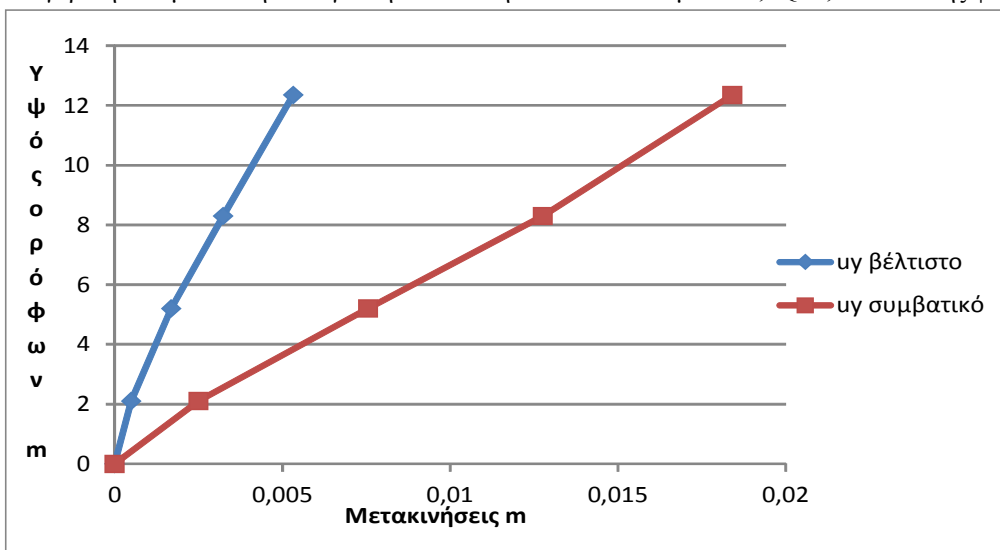
Σχήμα 11.6 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY ΣΗΜΕΙΟ 3						
Όροφος	ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ		ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ		ΔΙΑΦΟΡΑ Ux %	ΔΙΑΦΟΡΑ Uy %
	Ux(m)	Uy(m)	Ux(m)	Uy(m)		
4 ος	0,009579	0,018408	0,003333	0,00532	65,20514	71,09952
3 ος	0,006742	0,012761	0,002061	0,003227	69,43044	74,71201
2ος	0,004086	0,007554	0,001114	0,001689	72,73617	77,64098
1 ος	0,001418	0,002497	0,000353	0,000487	75,10578	80,4966
Βάση στήριξη	0	0	0	0		

Πίνακας 11.5 Σύγκριση των μετακινήσεων του σημείου 3 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



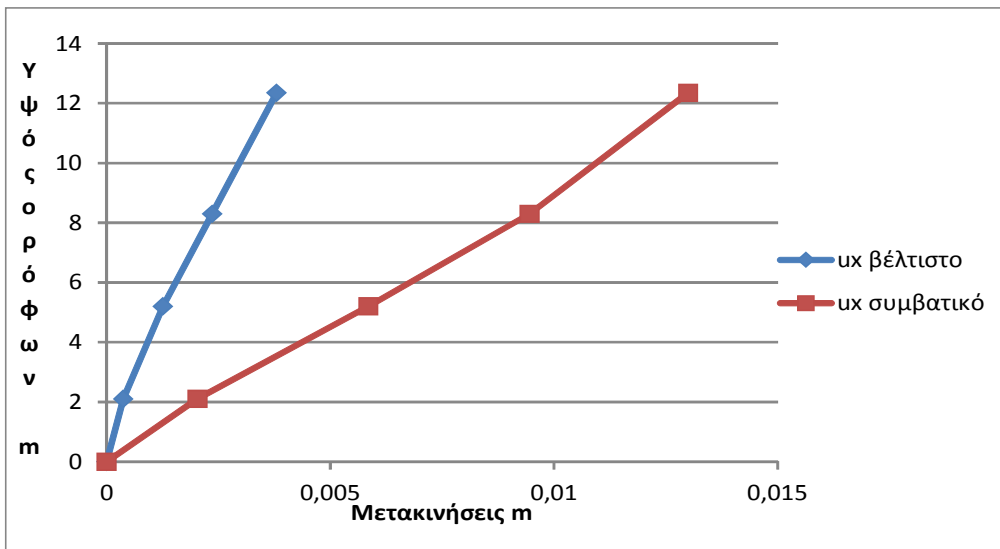
Σχήμα 11.7 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



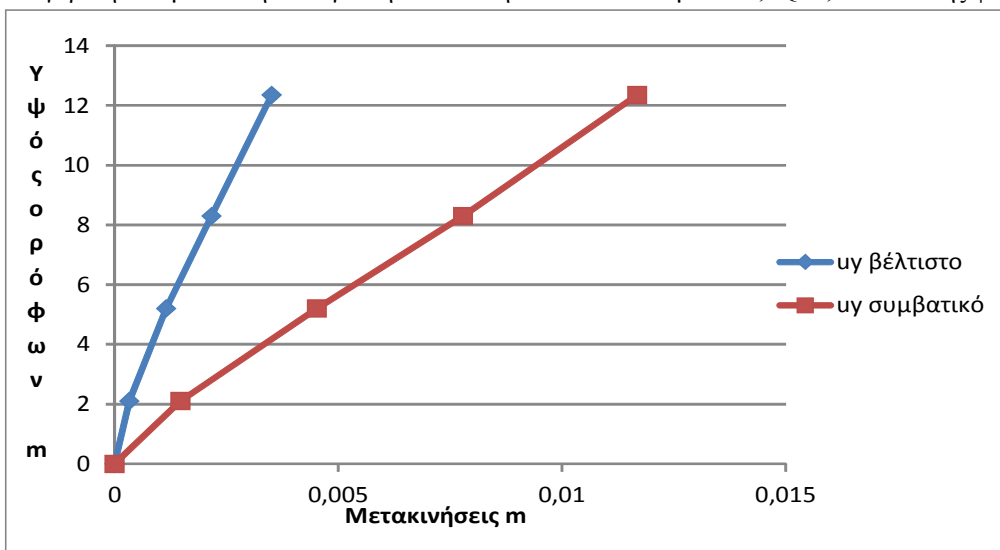
Σχήμα 11.8 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q+0,3EX-EY ΣΗΜΕΙΟ 4						
Όροφος	ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ		ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ		ΔΙΑΦΟΡΑ Ux %	ΔΙΑΦΟΡΑ Uy %
	Ux(m)	Uy(m)	Ux(m)	Uy(m)		
4 ος	0,013001	0,011679	0,003793	0,003511	70,82532	69,93749
3 ος	0,009457	0,007788	0,002359	0,002162	75,05551	72,23934
2ος	0,005851	0,004516	0,001257	0,001151	78,51649	74,51284
1 ος	0,002032	0,001471	0,000369	0,000329	81,84055	77,63426
Βάση στήριξη	0	0	0	0		

Πίνακας 11.6 Σύγκριση των μετακινήσεων του σημείου 4 στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



Σχήμα 11.9 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.



Σχήμα 11.10 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό G+0,3Q+0,3EX-EY της φόρτισης.

Σύγκριση των δυνάμεων για δυο φέροντα στοιχεία.

Δίνονται οι τιμές των δυνάμεων σε ένα υποστύλωμα και σε μια δοκό του κτιρίου.

Στο υποστύλωμα του κτιρίου τα φορτία είναι τα εξής.

ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ						
	P (kN)	T (kNm)	V2 (kN)	M3 (kNm)	V3 (kN)	M2 (kN/m)
G+0,3Q+0,3EX-EY	-1360,59	3,82	90,29	182,01	-15,83	-28,57
G+0,3Q-EX+0,3EY	-1393,36	5,4	145,31	332,31	-12,71	-22,4

Πίνακας 11.7 Τα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος σε συμβατική θεμελίωση.

ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ						
	P (kN)	T (kNm)	V2 (kN)	M3 (kNm)	V3 (kN)	M2 (kN/m)
G+0,3Q+0,3EX-EY	-1226,82	0,91	51,93	81,29	-6,19	9,87
G+0,3Q-EX+0,3EY	1248,16	1,61	70,46	137,46	-5,08	8,63

Πίνακας 11.8 Τα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος σε βέλτιστη διάταξη εφεδράνων.

Στη δοκό του κτιρίου τα φορτία είναι τα εξής.

ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ		
	V2 (kN)	M3 (kN/m)
G+0,3Q+0,3EX-EY	-124,07	-122,81
G+0,3Q-EX+0,3EY	-134,74	-148,15

Πίνακας 11.9 Τα εντατικά μεγέθη δοκού σε συμβατική θεμελίωση.

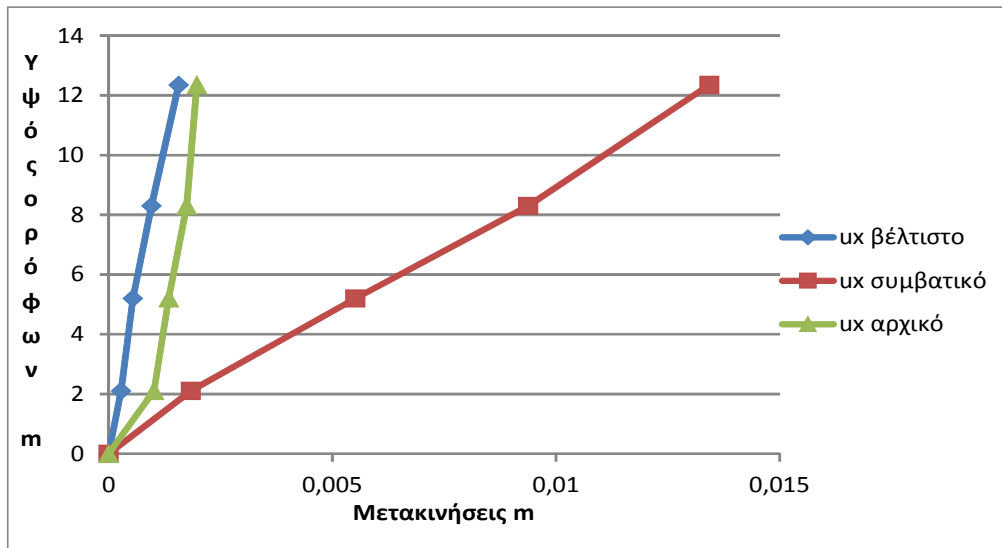
ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ		
	V2 (kN)	M3 (kN/m)
G+0,3Q+0,3EX-EY	-107,96	-84,42
G+0,3Q-EX+0,3EY	-116,82	-104,85

Πίνακας 11.10 Τα εντατικά μεγέθη δοκού σε βέλτιστη διάταξη εφεδράνων.

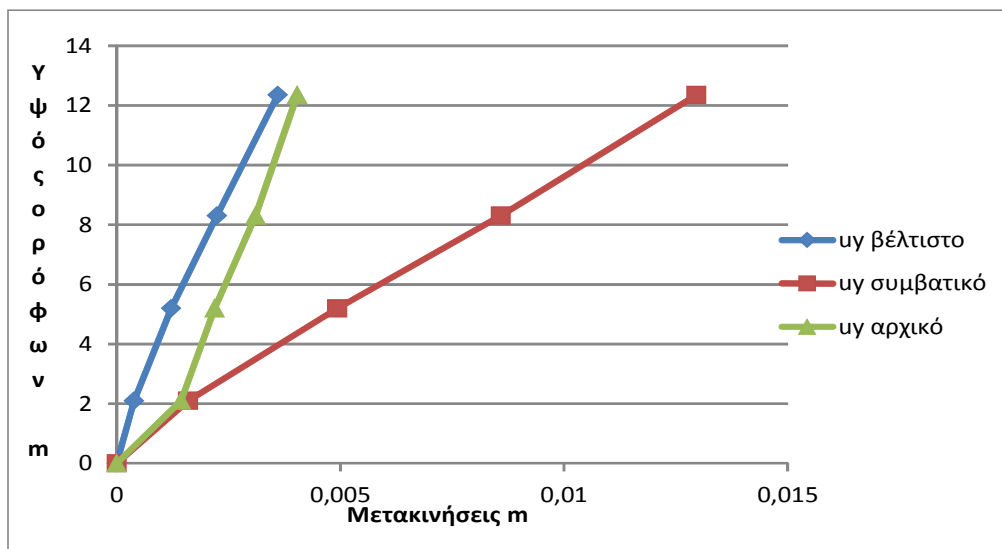


## 11.4 Σύγκριση αναλύσεων

Σύγκριση γίνεται για την ανάλυση της κατασκευής στη συμβατική θεμελίωση, στην αρχική διάταξη του συστήματος σεισμικής μόνωσης και στη βέλτιστη διάταξη σεισμικής μόνωσης στις μετακινήσεις των ορόφων.



Σχήμα 11.11 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση x στο συνδυασμό  $G+0,3Q+0,3EX-EY$  της φόρτισης.



Σχήμα 11.12 Σύγκριση των μετακινήσεων για τη διεύθυνση y στο συνδυασμό  $G+0,3Q+0,3EX-EY$  της φόρτισης.

Τα στοιχεία της σύγκρισης των αποτελεσμάτων για τις αναλύσεις του υφιστάμενου κτιρίου για το σεισμικά μονωμένο και το συμβατικά θεμελιωμένο τα οποία δόθηκαν προηγουμένως αξιοποιούνται έτσι ώστε να βρεθεί η κατασκευή η οποία συμπεριφέρεται καλύτερα στο σεισμό. Βάση των αποτελεσμάτων αυτών η σεισμικά μονωμένη κατασκευή για τη βέλτιστη διάταξη του συστήματος υπερέχει της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής σε σεισμική διέγερση γιατί οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι σημαντικά χαμηλότερες από αυτές του συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου και οι διαφορές τους φτάνουν το 70-80 % και τα εντατικά μεγέθη τα οποία φτάνουν στην κατασκευή είναι εξίσου χαμηλά και οι διαφορές τους φτάνουν το 60 %. Ταυτόχρονα η βέλτιστη διάταξη του συστήματος έχει χαμηλότερες σχετικές μετακινήσεις συγκριτικά τις σχετικές μετακινήσεις της αρχικής διάταξης του συστήματος και έχει κοινές μετακινήσεις στους κόμβους της βάσης στη σεισμική διέγερση.



## 12. Συμπεράσματα

Στην εργασία αυτή μελετήθηκε η συμπεριφορά και η απόκριση ενός υφιστάμενου κτιρίου για συμβατική θεμελίωση και σεισμικά μονωμένη βάση σε βέλτιστο σχεδιασμό. Επιπρόσθετα μελετήθηκε και η επίδραση των αβεβαιοτήτων οι οποίες αφορούν τις μεταβλητών των συστημάτων σεισμικής μόνωσης βάσης.

Σύμφωνα με αυτά έχει γραφτεί ένα υπολογιστικό εργαλείο για τα συστήματα της σεισμικής μόνωσης στη φάση της διαστασιολόγησης τους σε τυχούσας κάτοψης κατασκευές. Το εργαλείο αυτό όπως προέκυψε από τις αναλύσεις της κατασκευής δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα και προσεγγίζει σε σημαντικό βαθμό τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης.

Για την βελτιστοποίηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης και την ελαχιστοποίηση του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας της κατασκευής επιλέχθηκε ένας αλγόριθμος βελτιστοποίησης και όπως έγινε φανερό από τις αναλύσεις δίνει γρήγορα, αξιόπιστα και επαρκή αποτελέσματα βέλτιστου σχεδιασμού των συστημάτων.

Στην σύγκριση των αποτελεσμάτων ανάμεσα την αρχική διάταξη των συστημάτων σεισμικής μόνωσης και της βέλτιστης διάταξης των συστημάτων κρίνεται ότι η βέλτιστη διάταξη με την ελάχιστη εκκεντρότητα του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας δίνει επιπλέον οφέλη στην κατασκευή γιατί είναι μειωμένες οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων.

Στη σύγκριση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής και της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής γίνεται εμφανές ότι η σεισμικά μονωμένη εμφανίζει σημαντική μείωση των εντατικών μεγεθών και των σχετικών της μετακινήσεων και οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής είναι στη στάθμη της σεισμικής μόνωσης. Η σεισμικά μονωμένη κατασκευή φορτίζεται με μειωμένα εντατικά μεγέθη και για αυτό μειώνονται και οι βλάβες στα φέροντα στις σεισμικές διεγέρσεις.

Η σεισμική μόνωση βάση έχει θετικά αποτέλεσμα στις μετακινήσεις και στα εντατικά μεγέθη της κατασκευής αλλά μπορεί να γίνει και μια οικονομική μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού συγκριτικά με τις συμβατικές μεθόδους .

Η σεισμική μόνωση είναι μια μέθοδος της οποίας το μεγάλο κόστος κατασκευής οφείλεται στο κόστος της απόκτησης των εφεδράνων, της ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων στη στάθμη της εγκατάστασης, της εκσκαφής της τάφρου στη θεμελίωση, των ειδικών διατάξεων των δικτύων κοινής ωφέλειας και των διατάξεων στα κλιμακοστάσια και στους ανελκυστήρες και της κατασκευής νέου ορόφου. Το κόστος αυτό είναι σημαντικό και επιβαρύνει την επένδυση.

Τα οικονομικά οφέλη της σεισμικής μόνωσης εμφανίζονται στη μείωση του κόστους ασφάλισης του ακίνητου, στην αύξηση της αξίας του ακινήτου, στη μείωση του κόστους για

αποκατάσταση βλαβών ,στην εξοικονόμηση του κόστους διακοπής λειτουργίας του κτιρίου.

Η σεισμική μόνωση είναι οικονομικότερη όταν τα οικονομικά οφέλη είναι σημαντικότερα από το κόστος επιβάρυνσης.

Η διερεύνηση της επιρροής των αβεβαιοτήτων των χαρακτηριστικών των συστημάτων σεισμικής μόνωσης διαφοροποιεί το βέλτιστο σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης γιατί από τις αναλύσεις η απόσταση του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας διαφοροποιείται σημαντικά και από το σχεδιασμό επιλέγονται διαφορετικές διατάξεις εφεδράνων. Στο υφιστάμενο κτίριο δεν διαφοροποιούνται τα στοιχεία στη συμπεριφορά του στη σεισμική διέγερση.

## Βιβλιογραφία

ΕΑΚ 2000, «Ελληνικό Αντισεισμικός κανονισμός», Αθήνα 2001

Γραβαλάς Φ., «Συμβολή στη μελέτη των χαρακτηριστικών της μηχανικής συμπεριφοράς εφεδράνων σεισμικής μόνωσης και διερεύνηση της επιρροής τους στην απόκριση σεισμικά μονωμένων κατασκευών», Διδακτορική διατριβή 2007

Σπυράκος Κ., «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Αθήνα 2004

Chopra A., «Δυναμική των κατασκευών : Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», Εκδ. Μ. Γκίουρδας, Αθήνα 2010

CSI Reference Manual SAP2000 Berkley, California, Computers and Structures

Διαμανταράς Κ., «Σύντομο εγχειρίδιο Matlab», Σίνδος 2007

Κατσάνος Ε., «Βασικά στοιχεία για τη χρήση του MATLAB & Εφαρμογή σε προβλήματα κατασκευών», Διδακτικές σημειώσεις

Xin-She Yang, Suash Deb, «Cuckoo Search via Levy Flights»

Amir Hossein Gandomi, Xin-She Yang, Amir Hossein Alavi, «Cuckoo search algorithm: a metaheuristic approach to solve structural optimization problems»

Ehsan Valian, Shahram Mohanna, Saeed Tavakoli, «Improved Cuckoo Search Algorithm for Global Optimization»

Πλεύρης Ε., «Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών με πολλαπλά κριτήρια με χρήση στρατηγικών εξέλιξης», ΕΜΠ Αθήνα 2001

Λαγαρός Ν., «Βελτιστοποίηση κατασκευών με τη χρήση εξελικτικών αλγορίθμων και νευρωνικών δικτύων», Αθήνα 2000

Ηλίας Π., «Βέλτιστος σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης πολυώροφων κτιρίων», Αθήνα 2012

Ο.Α.Σ.Π, «Οδηγίες για Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση», Αθήνα 2007

Eurocode 8, «Design of Structures for Earthquake Resistance», 2004-05

Naeim, F. & Kelly, J.M., «Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice», John Wiley & Sons 1999

Κιτσικοπούλου Δ., «Σεισμική μόνωση υφιστάμενων κατασκευών με ελαστομερή συστήματα και διερεύνηση της ανταγωνιστικότητας των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου LRB», Πάτρα 2012

Γαβαλά Ε., Τουλία Μαρία, «Η σεισμική μόνωση ως τεχνική ενίσχυσης σε υφιστάμενα κτίρια υψηλής σπουδαιότητας»

Παπανίκος Κ., «Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με σεισμική μόνωση», Πάτρα 2009

Γραμματικού Σ. Ε., Χολέβας Σ., «Εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές», Πάτρα 2011