

## Πίνακας Περιεχομένων

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ .....	3
ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	5
1.1 Γενικά .....	5
1.2 Αντικείμενο της εργασίας .....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	8
2.1 Περιγραφή του κτιρίου .....	8
2.2 Προσομοίωση του φέροντος οργανισμού στο SAP2000 .....	21
2.3 Στοιχεία προσομοιώματος .....	22
2.4 Περιγραφή υλικών – Μηχανικές παράμετροι .....	22
2.5 Προσομοίωση δυσκαμψίας φέροντος οργανισμού .....	23
2.6 Καθορισμός φορτίσεων .....	23
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ .....	32
3.1 Γενικά .....	32
3.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ .....	32
3.3 Γενικές αρχές λήψης αποφάσεων για επέμβαση .....	33
3.4 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης .....	33
3.5 Πλαστιμότητα και πλαστικές αρθρώσεις .....	34
3.6 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου διατομής .....	35
3.7 Προσδιορισμός γωνιών στροφής κατά Ευρωκώδικα 8 .....	39
3.8 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής .....	41
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ .....	43
4.1 Γενικά .....	43
4.2 Τρόποι δράσης της σεισμικής μόνωσης .....	46
4.3 Τύποι της σεισμικής μόνωσης .....	48
4.4 Ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου LRB .....	49
4.5 Βασικές αρχές σχεδιασμού – Φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 .....	50
4.6 Σχεδιασμός εφεδράνων LRB και απαιτούμενοι έλεγχοι .....	51
4.7 Προσομοίωση των εφεδράνων στο λογισμικό SAP2000 .....	56
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	59

5.1 Γενικά.....	59
5.2 Αρχικός φορέας – Πακτωμένη βάση.....	60
5.3 Σεισμικά μονωμένος φορέας με ελαστομεταλλικά εφέδρανα LRB.....	64
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....</b>	<b>68</b>
6.1 Γενικά.....	68
6.2 Βασικές παραδοχές της ανελαστικής στατικής ανάλυσης .....	68
6.3 Ανελαστική στατική ανάλυση στο SAP2000.....	69
6.4 Αποτελέσματα ανάλυσης pushover πριν την σεισμική μόνωση .....	70
6.5 Αποτελέσματα ανάλυσης pushover μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης .....	82
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....</b>	<b>93</b>
7.1 Γενικά .....	93
7.2 Επιταχυνσιογραφήματα.....	94
7.3 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό του Northridge πριν την σεισμική μόνωση .....	97
7.4 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό του Northridge μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης .....	109
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 :ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>128</b>
<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>132</b>

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Παπαδόπουλο Βησσαρίωνα, για την πολύτιμη βοήθεια του στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς και για την καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Θα ήθελα ακόμη να ευχαριστήσω θερμά τον υποψήφιο διδάκτορα Ε.Μ.Π. και φίλο Καλογερή Ιωάννη για τις χρήσιμες συμβουλές, την καθοδήγηση και την άψογη επικοινωνία που είχαμε όλους τους μήνες μέχρι την περάτωση της διπλωματικής εργασίας.

Στη συνέχεια, κλείνοντας ένα μεγάλο κεφάλαιο της ζωής μου νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και τους φίλους μου για την συμπαράσταση και την στήριξη στη διάρκεια των σπουδών μου όλα αυτά τα χρόνια.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση της συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και έπειτα την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης μέσω της τοποθέτησης εφεδράνων στην βάση της κατασκευής. Η υφιστάμενη κατασκευή είναι ένα τριώροφο με υπόγειο, τμήμα pilotis και δώμα που βρίσκεται στην Αττική και συγκεκριμένα στην περιοχή του Γαλασίου. Οι μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόστηκαν περιλαμβάνουν την δυναμική φασματική ανάλυση, την ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) και την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας για την κατασκευή πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Η πραγματοποίηση των αναλύσεων έγινε με την βοήθεια του λογισμικού SAP2000v16. Πιο συγκεκριμένα:

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη αναφορά στη σπουδαιότητα της αποτίμησης των κατασκευών, υφιστάμενων αλλά και νέων και ακολούθως καθορίστηκε το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς και τα λογισμικά που χρησιμοποιήθηκαν για την εκπόνησή της.

Το δεύτερο κεφάλαιο αφορά την υπό μελέτη κατασκευή, περιγράφεται πλήρως ο φέρων οργανισμός του κτιρίου με αρχιτεκτονικά και στατικά σχέδια. Ακολουθεί η περιγραφή των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν και οι φορτίσεις του κτιρίου και οι δυσκαμψίες που λήφθηκαν υπόψη.

Το τρίτο κεφάλαιο πραγματεύεται τις βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στη συνέχεια παρατίθεται ο σύγχρονος τρόπος σχεδιασμού των κατασκευών που βασίζεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας. Ιδιαίτερη αναφορά γίνεται στην καμπύλη εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης που προσομοιάζει την ανελαστική συμπεριφορά των δομικών μελών και στις σχέσεις υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών στροφής διαρροής, θραύσης και πλαστικής στροφής από όπου γίνεται και ο έλεγχος με βάση της στάθμες επιτελεστικότητας.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιλαμβάνει το σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Έγινε η επιλογή και η διαστασιολόγηση των εφεδράνων με βάση τους περιορισμούς που υπήρχαν λόγω του κτιρίου και αφού ικανοποιήθηκαν όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι επιλέχθηκε εκείνη η διάσταση εφεδράνου που ικανοποιεί όλες τις απαιτήσεις.

Το πέμπτο κεφάλαιο αναφέρεται στα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου. Πραγματοποιήθηκε η ιδιομορφική ανάλυση πριν και μετά τη σεισμική μόνωση για την υφιστάμενη κατασκευή και αξιολογούνται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Το έκτο κεφάλαιο περιλαμβάνει την ανελαστική ανάλυση του φορέα, η οποία και πραγματοποιήθηκε για δύο διευθύνσεις πριν και μετά την σεισμική μόνωσή του, αφού παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων σχολιάζεται και η απόκριση της κατασκευής για κάθε περίπτωση.

Το έβδομο κεφάλαιο περιλαμβάνει την ανελαστική δυναμική ανάλυση του φορέα πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης και ύστερα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η συνεισφορά του συστήματος μόνωσης στην σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Το ένατο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζει συνοπτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις ανελαστικές αναλύσεις στο προσομοίωμα του φορέα και παρατίθενται σχόλια επί των αποτελεσμάτων.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Γενικά

Ο μηχανικός έχει σκοπό να φτιάξει κατασκευές από συγκεκριμένα υλικά οι οποίες θα υποβληθούν σε διάφορες φορτίσεις διασφαλίζοντας ότι θα παραμείνουν ασφαλείς και λειτουργικές στη διάρκεια ζωής τους. Μια από τις κυριότερες φορτίσεις των κατασκευών είναι οι σεισμικές καταπονήσεις ιδιαίτερα στην Ελλάδα που είναι μια σεισμογενής χώρα. Τις τελευταίες δεκαετίες στην χώρα μας έχουν καταγραφεί διάφοροι ισχυροί σεισμοί που είχαν σαν αποτέλεσμα την δημιουργία οικονομικών και κοινωνικών προβλημάτων ακόμα και την απώλεια ανθρώπινων ζωών.

Συνεπώς, δημιουργήθηκε η ανάγκη για σωστότερη και αποτελεσματικότερη μελέτη στον κατασκευαστικό τομέα τόσο για τις νέες κατασκευές όσο και για την ενίσχυση των υφιστάμενων. Η ανάγκη αυτή πραγματοποιήθηκε με την σύνταξη νέων αυστηρότερων κανονισμών για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων αλλά και για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών.

Οι νέοι κανονισμοί έχουν στηριχθεί στα καινούρια δεδομένα της εποχής και με τη βοήθεια της τεχνολογίας οι μελέτες πραγματοποιούνται με ακριβέστερες μεθόδους ανάλυσης γεγονός που τους καθιστά πιο αξιόπιστους. Οι νέοι κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη την πλαστιμότητα της κατασκευής και την μετελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων της με αποτέλεσμα η συμπεριφορά τους να καθίσταται πλάστιμη και να μπορούν να αναλαμβάνουν πολύ περισσότερα φορτία και να απορροφούν μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια από εκείνη που θεωρούνταν παλαιότερα. Οι ενισχύσεις και η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών καλύπτεται από το 3<sup>ο</sup> μέρος του Ευρωκώδικα 8 και όσον αφορά την Ελλάδα γίνεται χρήση του νέου κανονισμού επεμβάσεων τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι δύο αυτοί κανονισμοί έχουν στόχο να θέσουν κριτήρια για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων και αφετέρου για τον σχεδιασμό των μέτρων επέμβασης.

## 1.2 Αντικείμενο της εργασίας

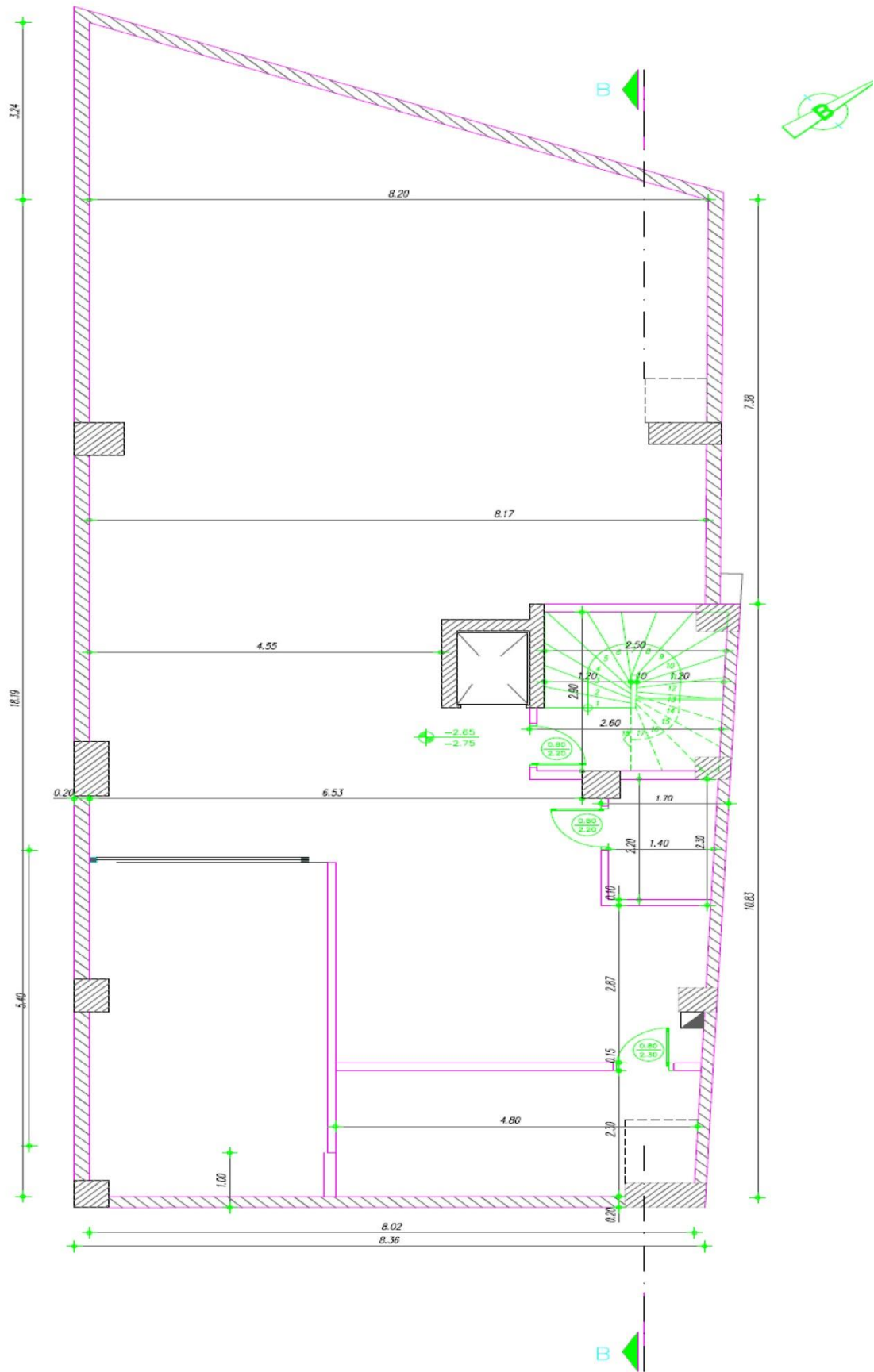
Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμικών δράσεων, πριν και μετά την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης στην βάση της κατασκευής μέσω εφεδράνων. Για τον σκοπό αυτό εφαρμόστηκε για την κατασκευή ανελαστική στατική ανάλυση και ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας στις οποίες εφαρμόστηκαν οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012. Ύστερα ακολούθησε η διαστασιολόγηση των εφεδράνων και η εφαρμογή τους στο προσομοίωμα της κατασκευής ώστε να μελετηθεί εκ νέου η απόκριση της κατασκευής για τις ίδιες αναλύσεις. Για την προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής έγινε χρήση του λογισμικού SAP2000v16 ενώ για την επεξεργασία των επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιήθηκαν έγινε χρήση του προγράμματος Seismomatch της Seismosoft.



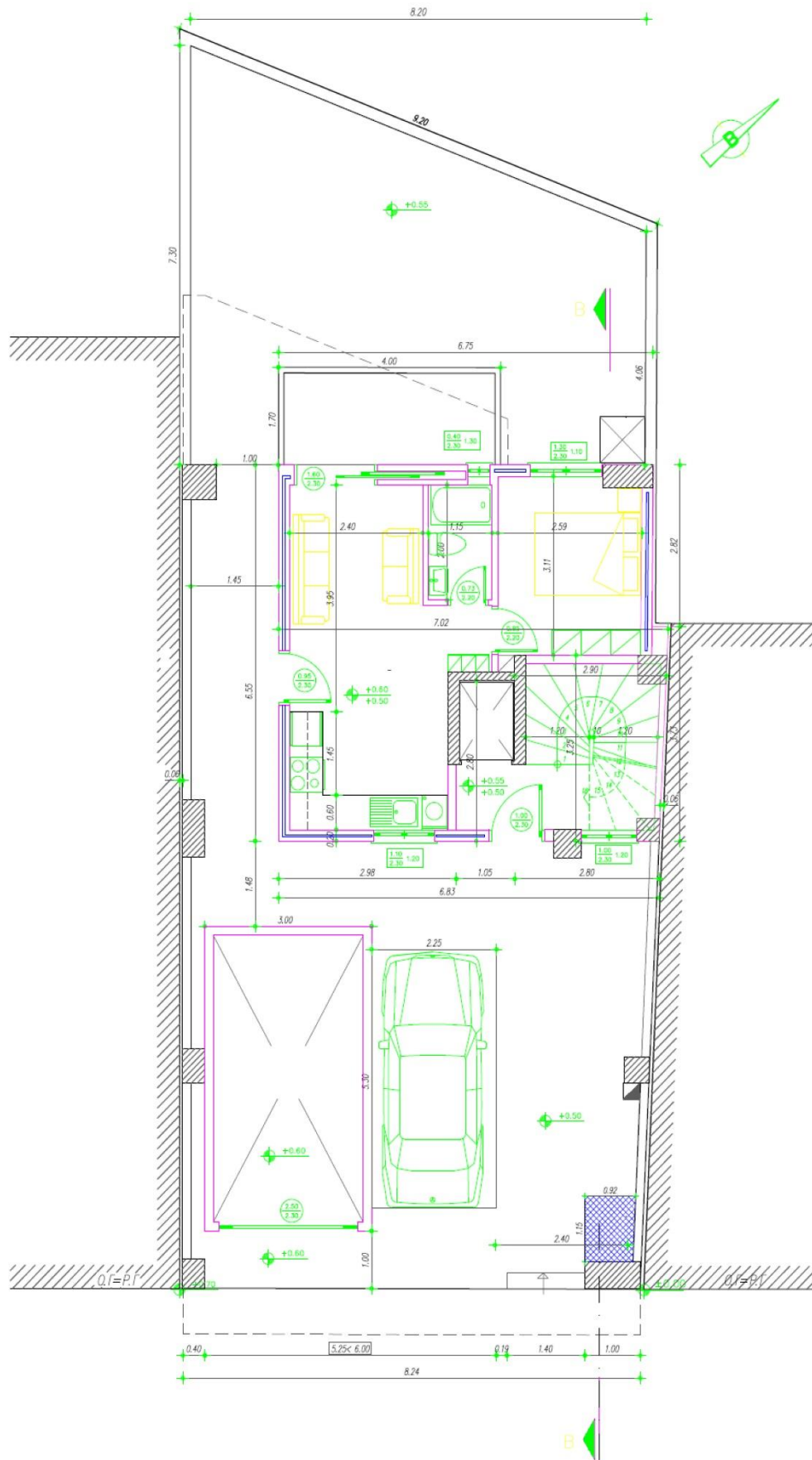
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 2.1 Περιγραφή του κτιρίου

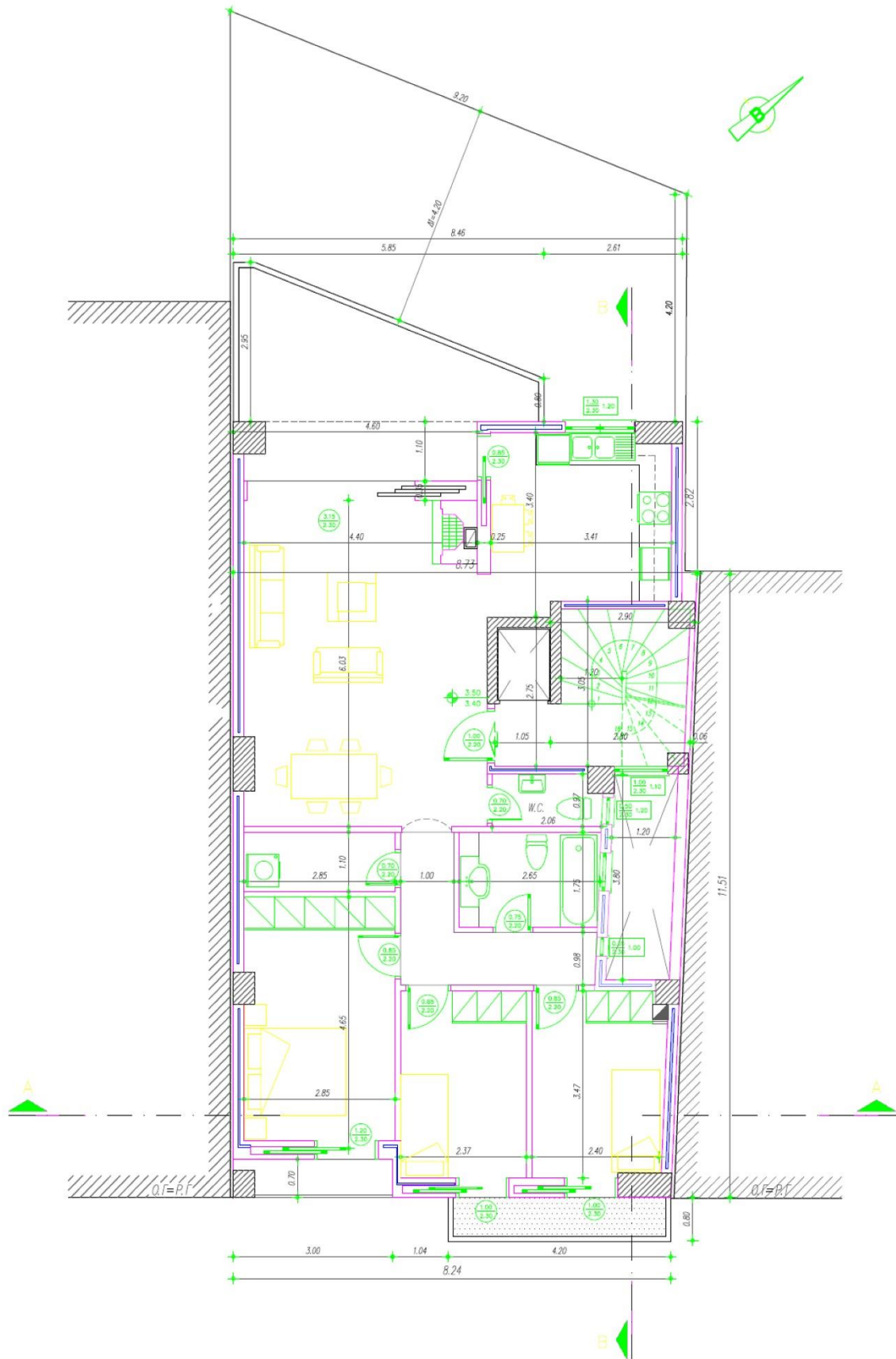
Η κατασκευή που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι μια τριώροφη οικοδομή με τμήμα Pilotis, υπόγειο και δώμα. Το ύψος των ορόφων προσδιορίζεται στα 3,00m ενώ το ύψος του υπογείου προσδιορίζεται στα 2,85m και του δώματος στα 2,40m. Βρίσκεται στην Αττική και συγκεκριμένα στην περιοχή του Γαλασίου. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που σχηματίζουν πλαίσια και στις δύο διευθύνσεις. Παρακάτω παρατίθενται τα αρχιτεκτονικά και στατικά σχέδια του κτιρίου.



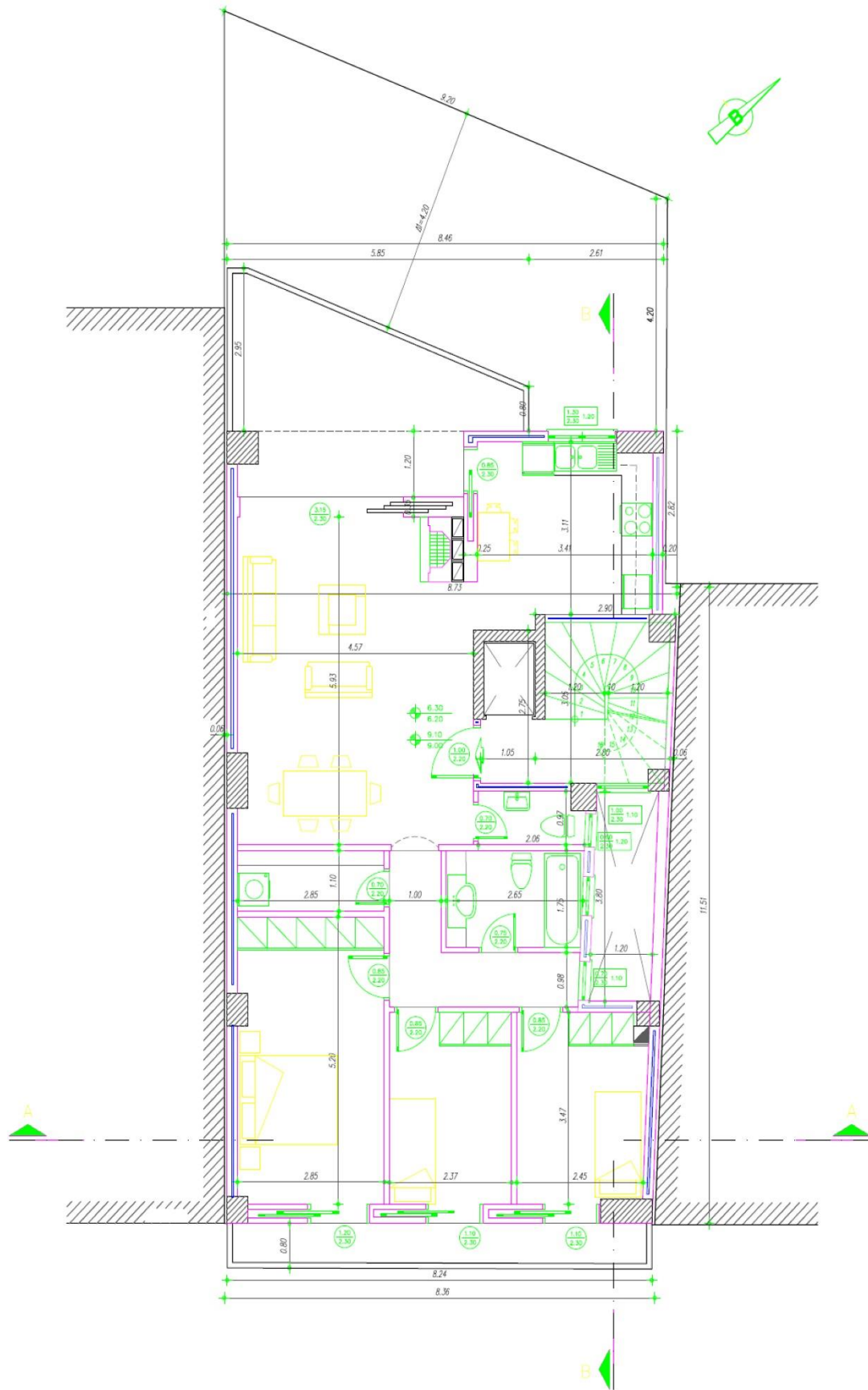
Εικόνα 2.1 Αρχιτεκτονικό σχέδιο υπογείου



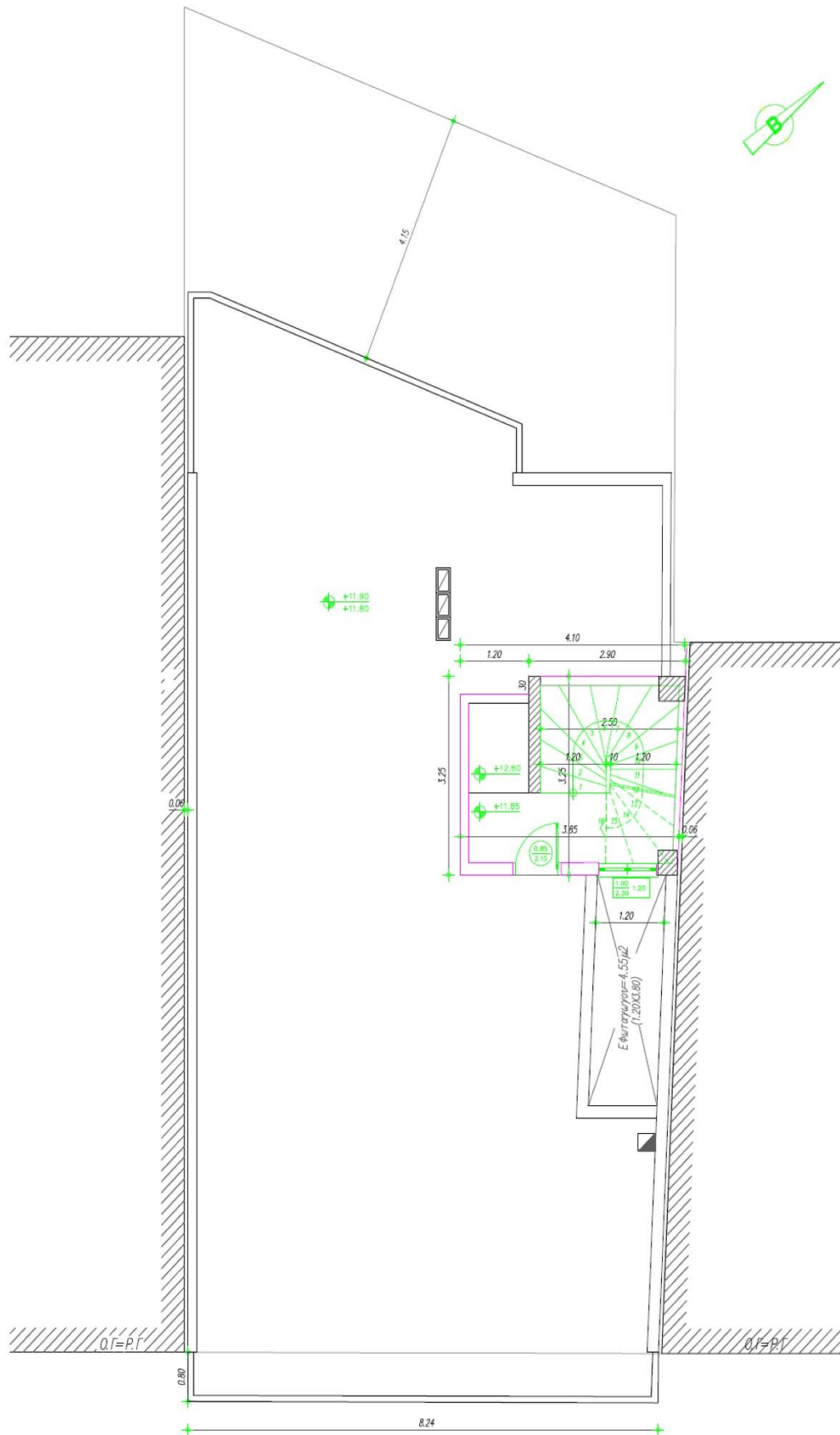
Εικόνα 2.2 Αρχιτεκτονικό σχέδιο ισόγειου



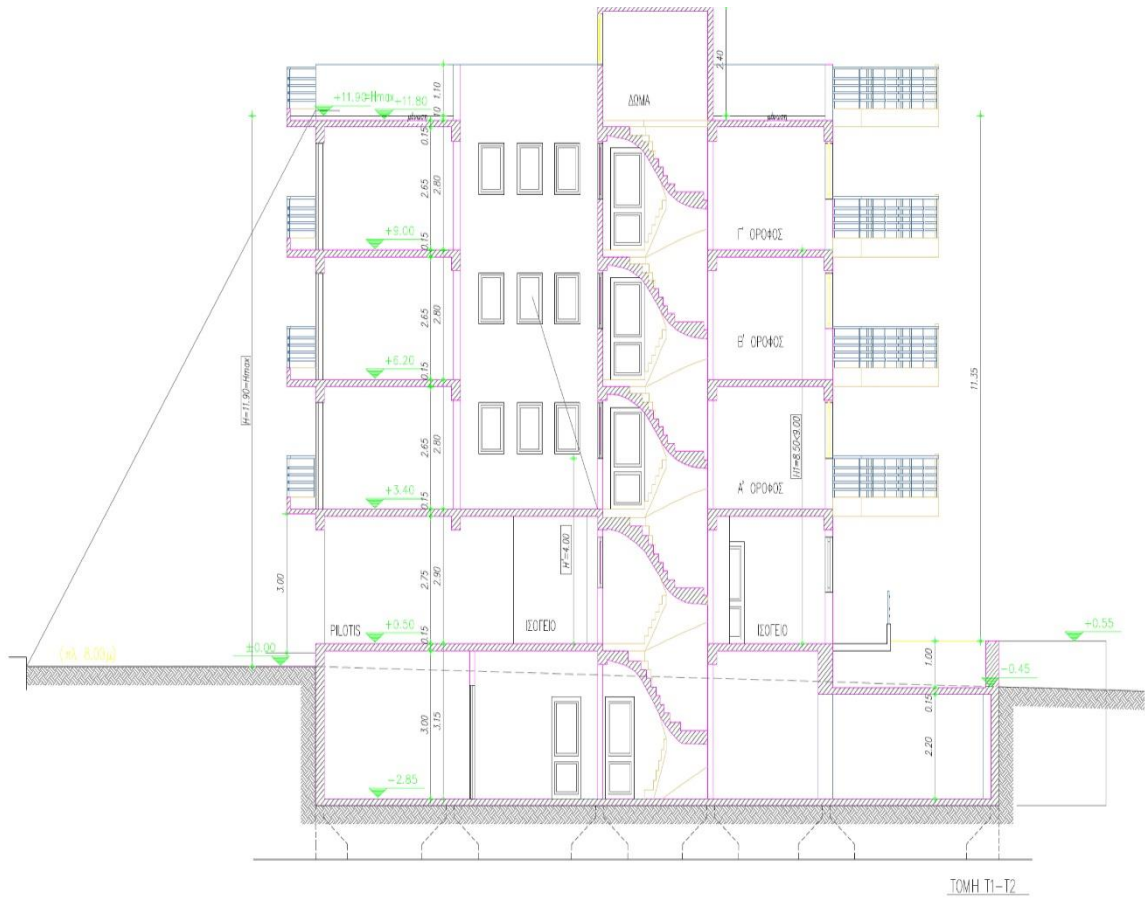
Εικόνα 2.3 Αρχιτεκτονικό σχέδιο α' ορόφου



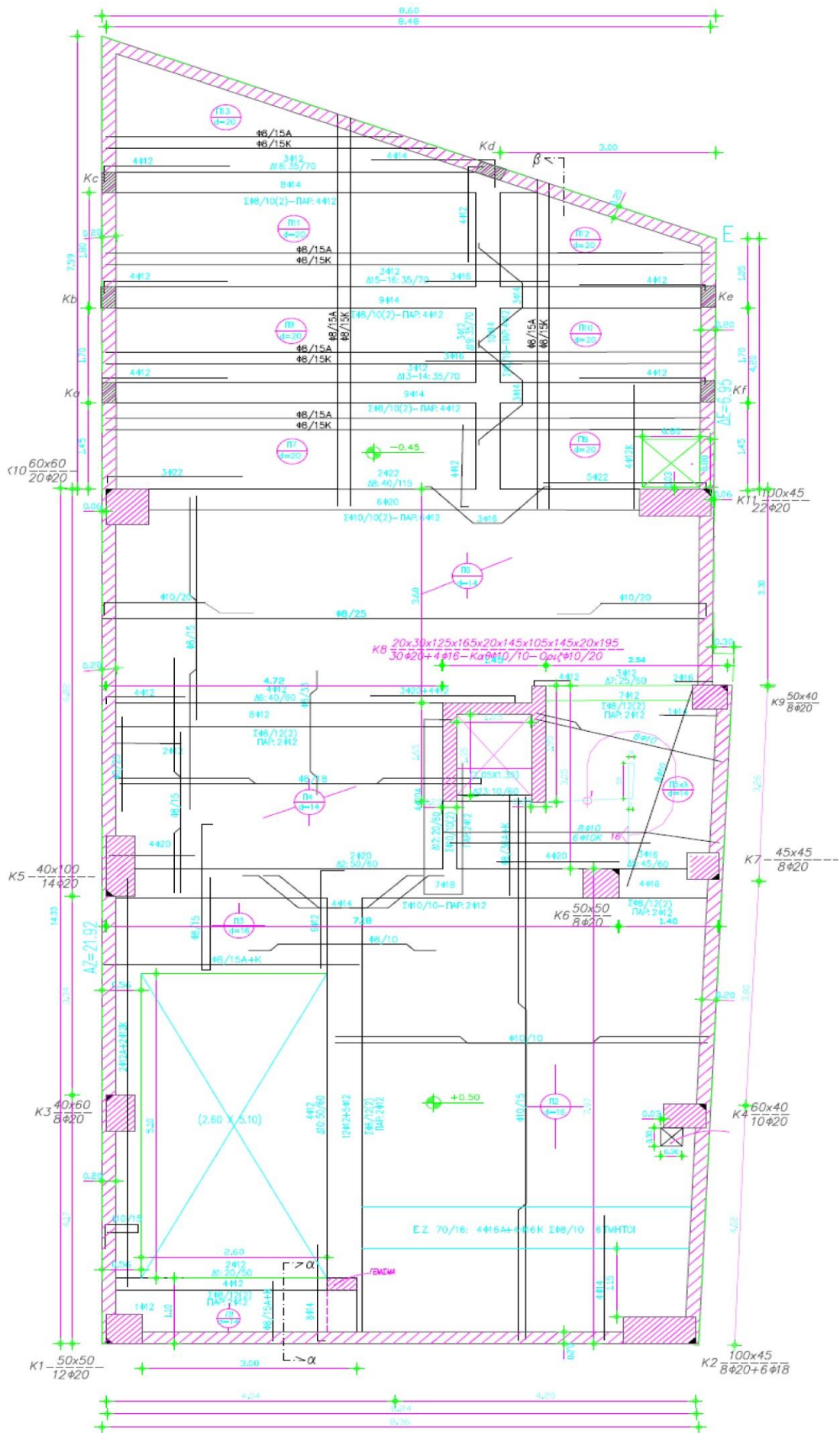
Εικόνα 2.4 Αρχιτεκτονικό σχέδιο β' και γ' ορόφου



Εικόνα 2.5 Αρχιτεκτονικό σχέδιο δώματος

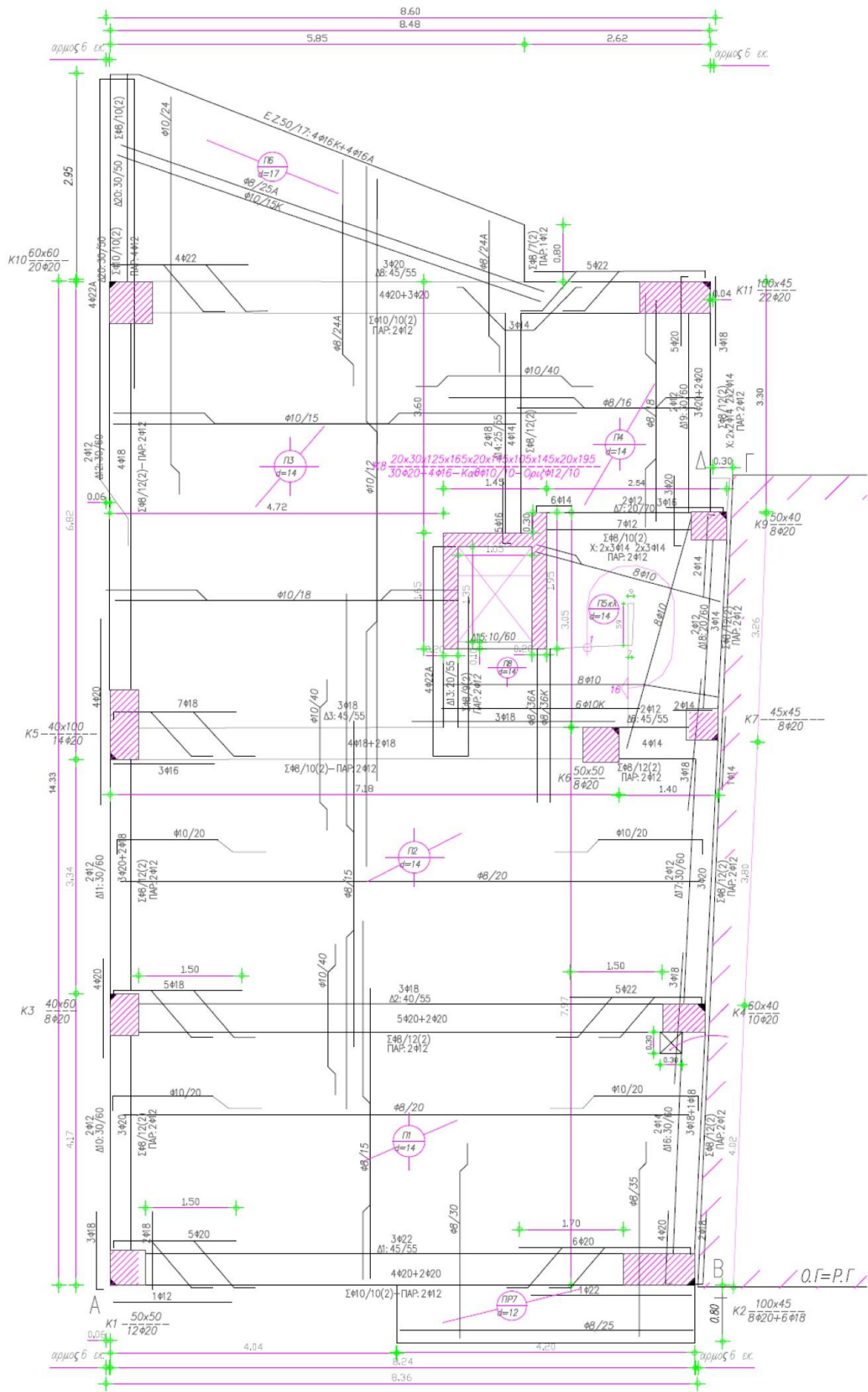


Εικόνα 2.6 Ενδεικτική τομή κτιρίου

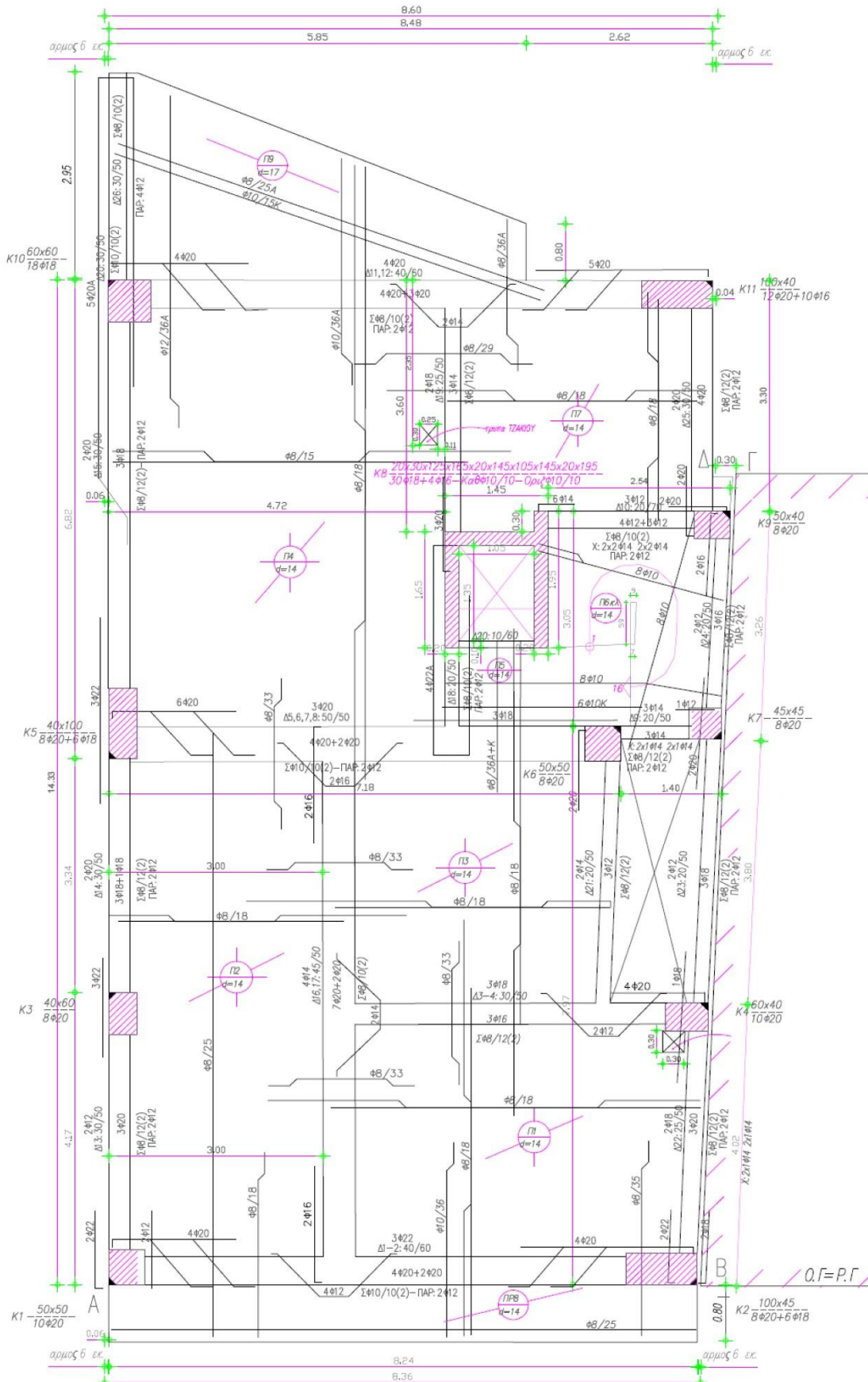


Εικόνα 2.7 Ευλότυπος οροφής υπογείου

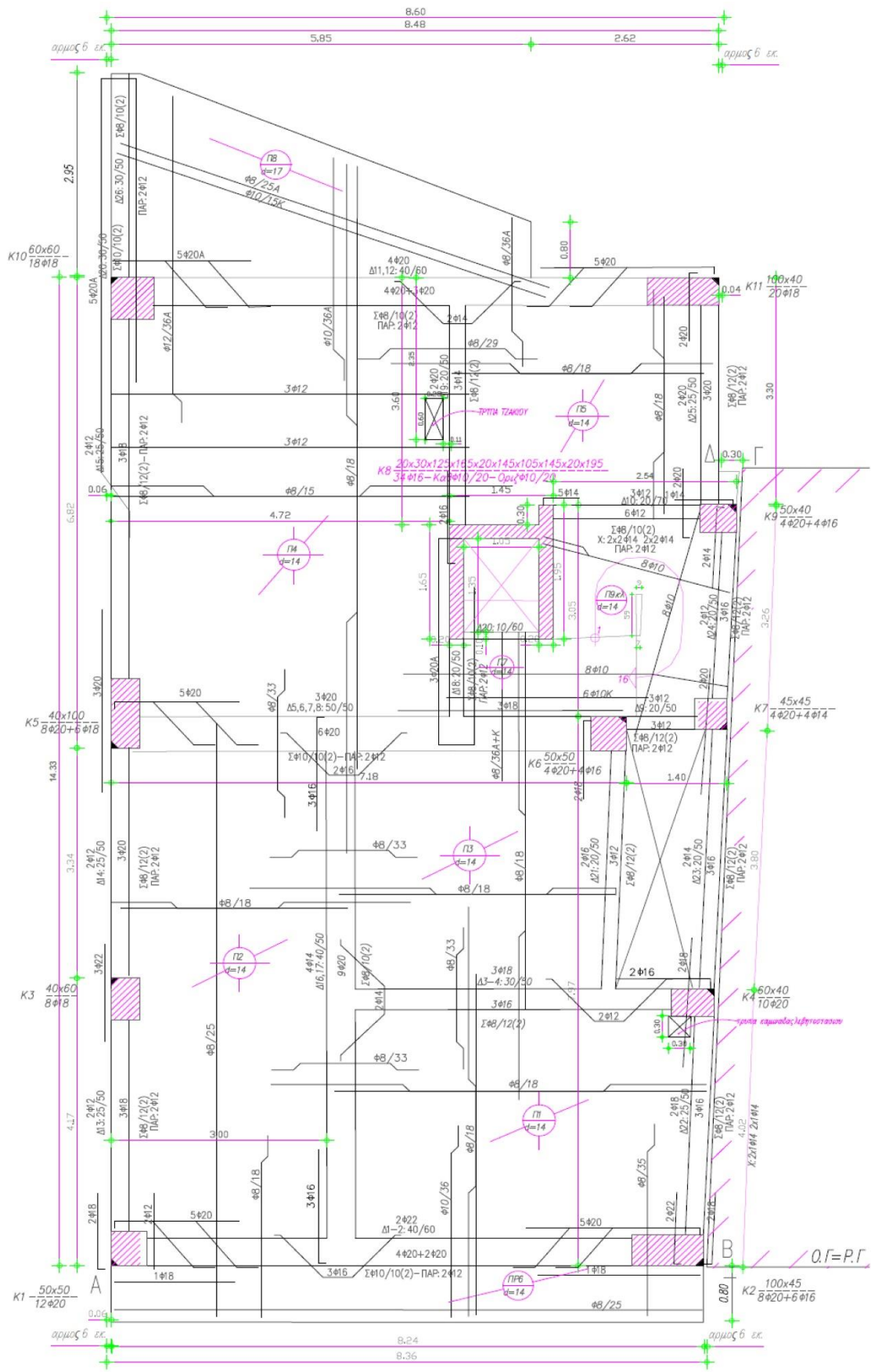




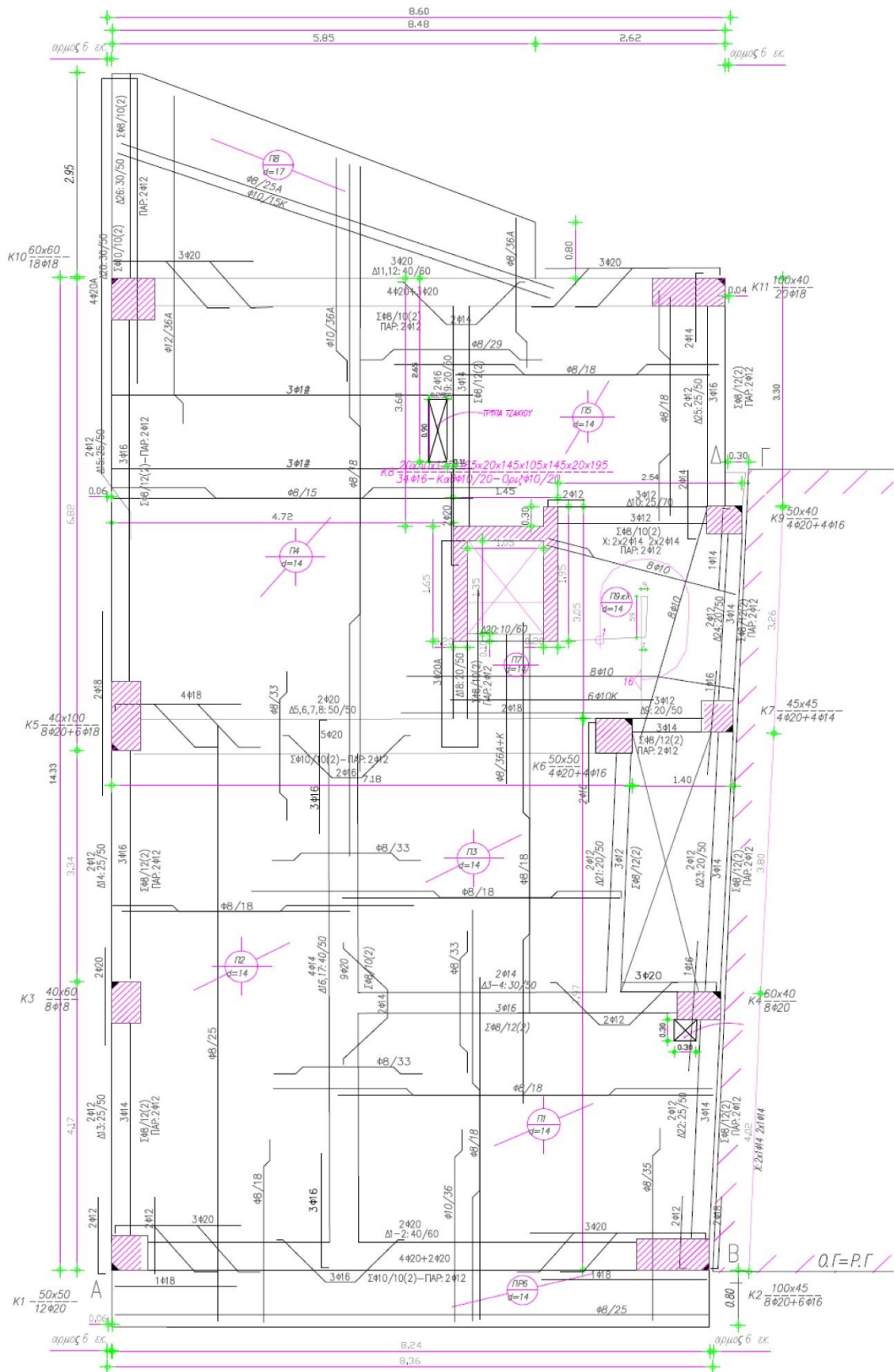
Εικόνα 2.8 Ξυλότυπος οροφής ισογείου



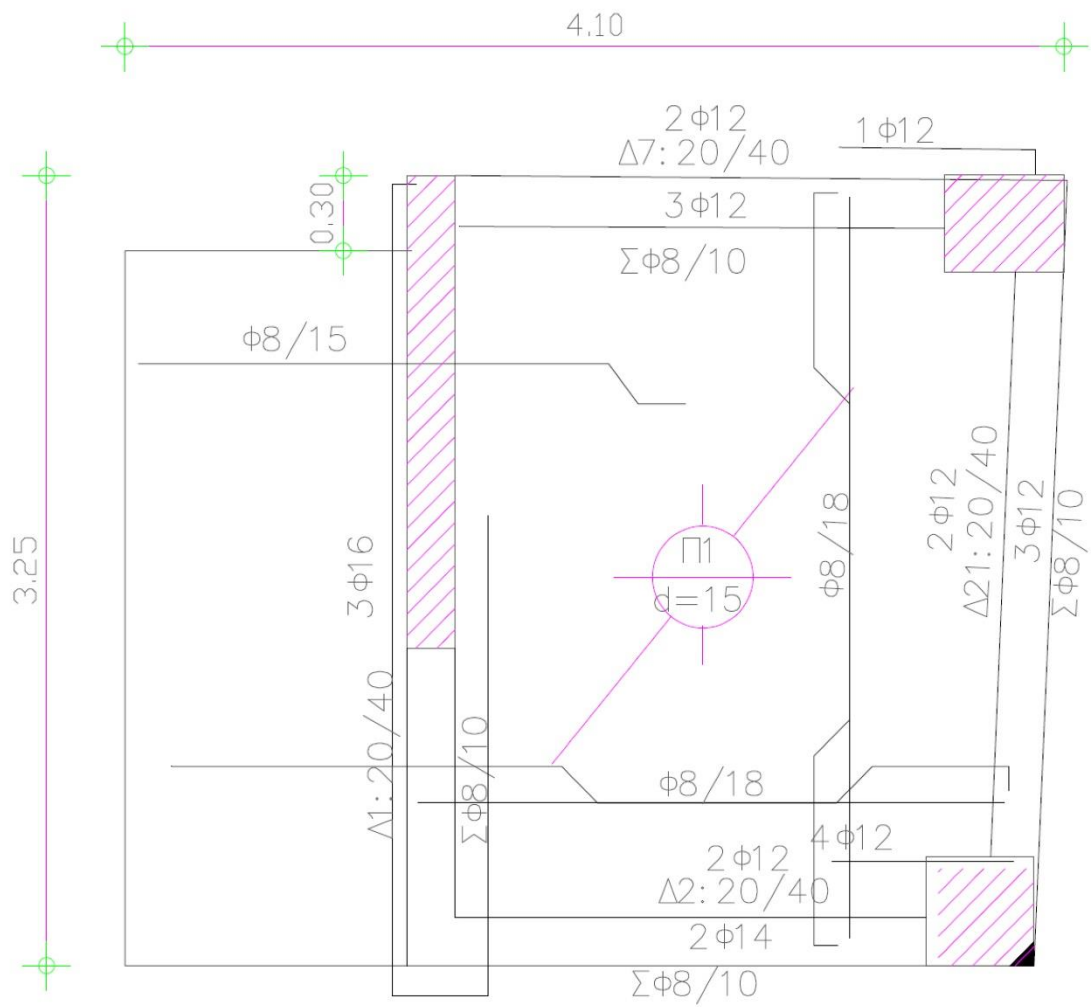
Εικόνα 2.9 Ευλόγιστος οροφής α' ορόφου



Εικόνα 2.10 Ξυλότυπος οροφής β' ορόφου



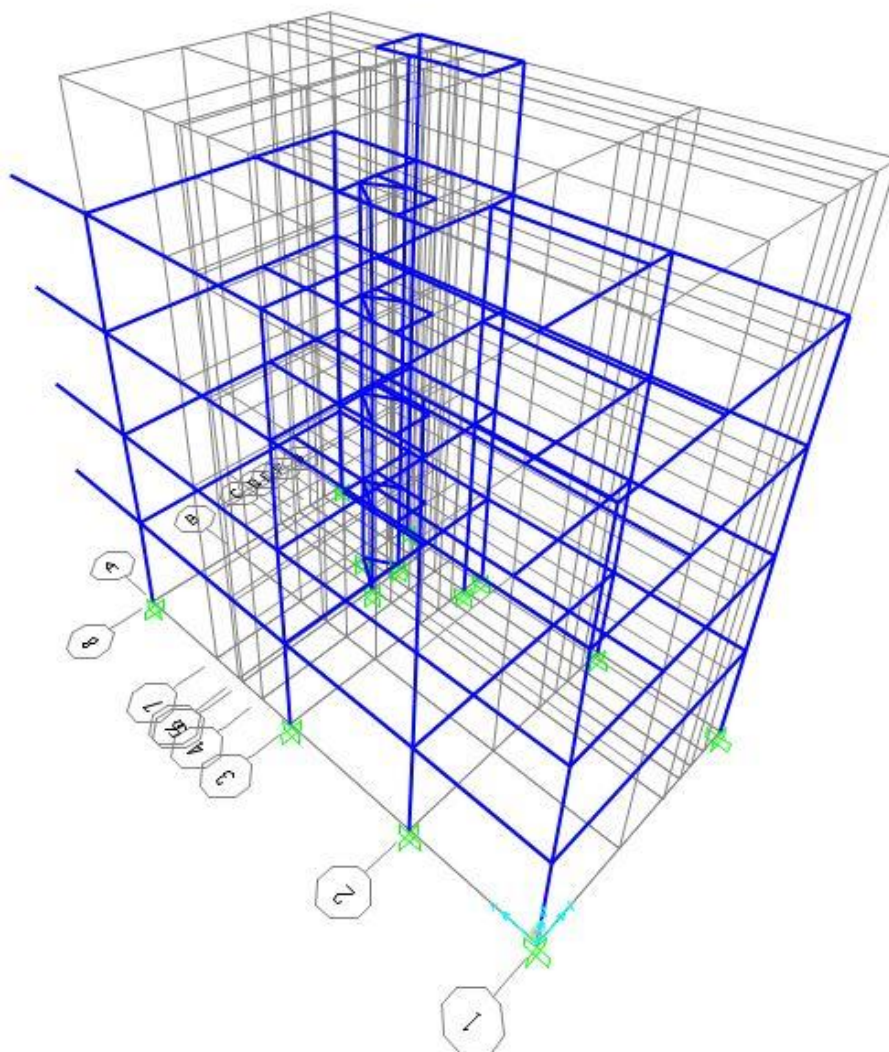
Εικόνα 2.11 Ευλόγιστος οροφής γ' ορόφου



Εικόνα 2.12 Ευλότυπος οροφής δώματος

## 2.2 Προσομοίωση του φέροντος οργανισμού στο SAP2000.16

Η υφιστάμενη κατασκευή αναλύθηκε με την βοήθεια του λογισμικού SAP2000 με τρισδιάστατο προσομοίωμα. Το τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής μας επιτρέπει να προσεγγίσουμε και να μελετήσουμε την πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου αρκεί να αποδοθούν όλες οι δράσεις και οι ιδιότητες του κάθε στοιχείου της κατασκευής. Πρέπει να ληφθούν υπόψη όλα τα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία που μπορούν να επηρεάσουν την απόκριση του ώστε να έχουμε τον σωστό και αντιπροσωπευτικό τρόπο αστοχίας. Το κτίριο αποτελείται από πυκνό κάνναβο παράλληλων πλαισίων.



Εικόνα 2.13 Προσομοίωμα του φορέα στο SAP2000

## 2.3 Στοιχεία προσομοιώματος

**Πλάκες** Οι πλάκες του κτιρίου επιλέχθηκε να μην προσομοιωθούν αλλά να ληφθούν υπόψη τα φορτία τους όπως αυτά μεταβιβάζονται στις περιμετρικές δοκούς ,με την μέθοδο των εμβαδών. Αναθέτοντας στα σημεία που ορίζουν την πλάκα περιορισμό ως προς την κίνηση εξασφαλίστηκε έτσι την διαφραγματική λειτουργία τους.

**Περιγραφή διατομών** Οι δοκοί και τα υποστυλώματα έχουν προσομοιωθεί ως γραμμικά στοιχεία όπου οι διατομές τους τυποποιούνται ανάλογα με τις διαστάσεις τους και την όπλιση τους. Ωστόσο είναι σημαντικό να επισημανθεί πως υπάρχει διαφορά ως προς την φόρτιση τους καθώς οι δοκοί υπόκεινται σε μονοαξονική κάμψη (M3) ενώ τα υποστυλώματα σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη ( P-M2-M3 ).

**Τοιχώματα** Στην υφιστάμενη κατασκευή είναι εμφανής η έλλειψη τοιχωμάτων. Το κτίριο διαθέτει ένα μόνο τοίχωμα σχήματος Π και αυτό είναι το φρέατιο του ανσανσέρ. Για να γίνει η προσομοίωση του τοιχώματος χρειάστηκε να χωρίσουμε το τοίχωμα σε τρία υποστυλώματα και να ενώσουμε τα κέντρα των υποστυλωμάτων με άκαμπτες δοκούς σε κάθε όροφο ώστε να επιτευχθεί ανάλογη δυσκαμψία με αυτή του τοιχώματος .

**Κόμβοι** οι κόμβοι είναι οι κοινές περιοχές μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων και είναι ιδιαίτερα σημαντικό να εισαχθούν στο πρόγραμμα ως άκαμπτα στοιχεία έτσι ώστε να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις.

**Στηρίξεις** Όλοι οι βαθμοί ελευθερίας που σχετίζονται με την αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής θεωρήθηκαν δεσμευμένοι. Συνεπώς τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στο έδαφος και η πάκτωση θεωρήθηκε στη στάθμη της επιφάνειας του εδάφους.

## 2.4 Περιγραφή των Υλικών – Μηχανικές Παράμετροι

Η ποιότητα του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή του φέροντος οργανισμού του υπό μελέτη κτιρίου είναι C20/25. Το ειδικό βάρος του όπλισμένου σκυροδέματος είναι  $25\text{kN/m}^3$ . Η χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος είναι  $f_{ck} = 20\text{ MPa}$ , ωστόσο κατά τη διάρκεια των υπολογισμών της ανάλυσης του υφιστάμενου κτιρίου χρησιμοποιήθηκε η μέση τιμή έναντι της

χαρακτηριστικής που εφαρμόζεται σε νέες κατασκευές όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 8 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συνεπώς, η μέση αντοχή σε θλίψη είναι  $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} = 28 \text{ MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του οπλισμένου σκυροδέματος ορίζεται ως  $E_{cm} = 29 \text{ GPa}$ .

Η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε στην υφιστάμενη κατασκευή είναι χάλυβας S500 με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_y = 500 \text{ MPa}$  και χαρακτηριστική τιμή ορίου θραύσης  $f_u = 550 \text{ MPa}$ . Οι χαρακτηριστικές τιμές με τις αντίστοιχες αναμενόμενες τιμές των ορίων διαρροής και θραύσης θεωρήθηκαν ίδιες λόγω του γεγονότος ότι πρόκειται για υφιστάμενο υλικό και οι αβεβαιότητες ήταν πολλές για αυτό θεωρήθηκε συντηρητικά πως ο οπλισμός δεν μπορεί να λάβει μεγαλύτερες αντοχές από τις χαρακτηριστικές. Συνεπώς, η αναμενόμενη τιμή ορίου διαρροής είναι  $f_{ye} = 500 \text{ MPa}$  και η αναμενόμενη τιμή ορίου θραύσης είναι  $f_{ue} = 550 \text{ MPa}$ .

## 2.5 Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φέροντος Οργανισμού

Η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα θα υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου 2. Εάν δε γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία σταδίου 2 επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτή του σταδίου 1 χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής). Για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της παραπάνω τιμής και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το 1/2. Η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 1/10 της τιμής του σταδίου 1 (ΕΑΚ2000 3.2.3[2]).

Στο υφιστάμενο κτίριο λόγω του γεγονότος ότι η ενεργός δυσκαμψία είναι μεταβλητή, λόγω ενεργής ρηγμάτωσης, οι τιμές της δυσκαμψίας κάθε στοιχείου υπολογίστηκαν με βάση τις συνιστώμενες που ορίζει ο ΕΑΚ2000. Παράγοντες ακόμη που επηρεάζουν την δυσκαμψία των στοιχείων είναι το έδαφος και αν η κατασκευή διαθέτει υπόγειο. Οι συνιστώμενες μέσες τιμές για δοκούς είναι  $0.4EI_g$ , για περιμετρικά υποστυλώματα και τοιχώματα είναι  $0.6EI_g$  και για εσωτερικά υποστυλώματα είναι  $0.8EI_g$ .

## 2.6 Καθορισμός Φορτίσεων

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι τα εξής:



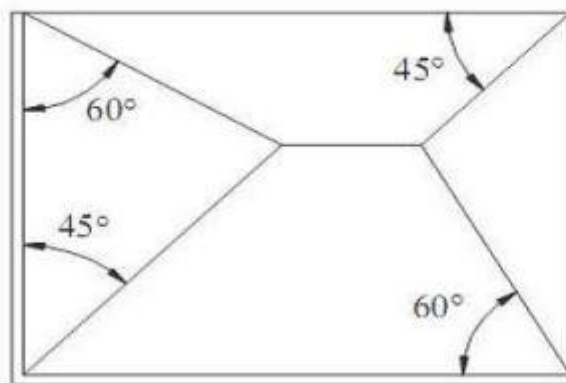
## Μόνιμα Φορτία

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος  $25 \text{ kN/m}^3$
- Φορτίο επικάλυψης δαπέδων  $g_{ep} = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο δρομικής τοιχοποιίας  $g_{τοιχ} = 5 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο μπατικής τοιχοποιίας  $g_{τοιχ2} = 9 \text{ kN/m}^2$

## Κινητά Φορτία

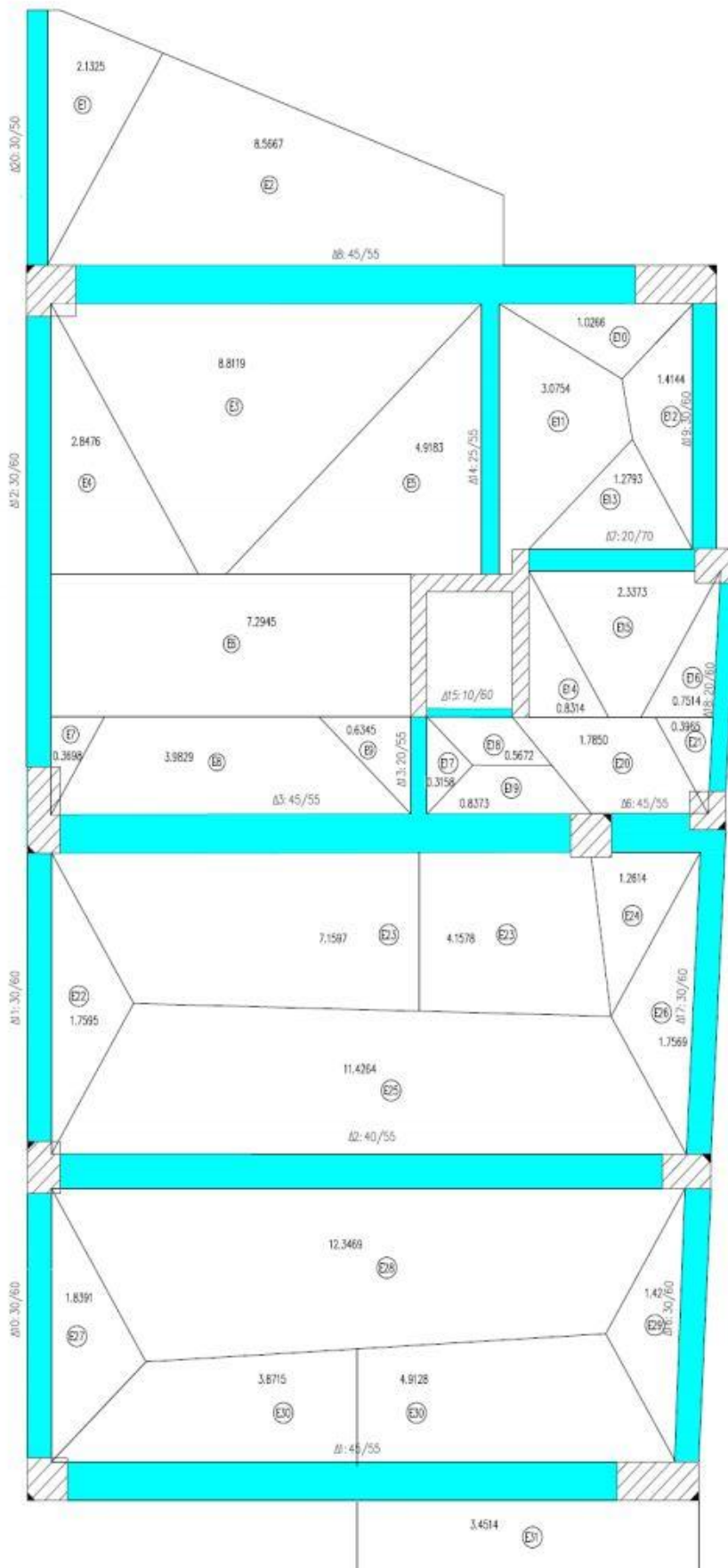
- Κινητό φορτίο κύριων χώρων  $q = 2 \text{ kN/m}^2$
- Κινητό φορτίο εξωστών  $q = 5 \text{ kN/m}^2$
- Κινητό φορτίο άβατου δώματος  $q = 1 \text{ kN/m}^2$

Λόγω της μη προσομοίωσης των πλακών τα φορτία που μεταφέρονται από τις πλάκες στις δοκούς υπολογίστηκαν με τη μέθοδο του καταμερισμού των πλακών σε επιφάνειες φόρτισης των δοκών. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με το ΕΚΩΣ (9.1.5) όταν σε μια γωνία συναντώνται δυο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45 μοίρες. Όταν συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά τότε η γωνία μερισμού είναι 60 μοιρών προς την πλευρά της πάκτωσης.



Εικόνα 2.14 Κατανομή το φορτίου των πλακών σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ

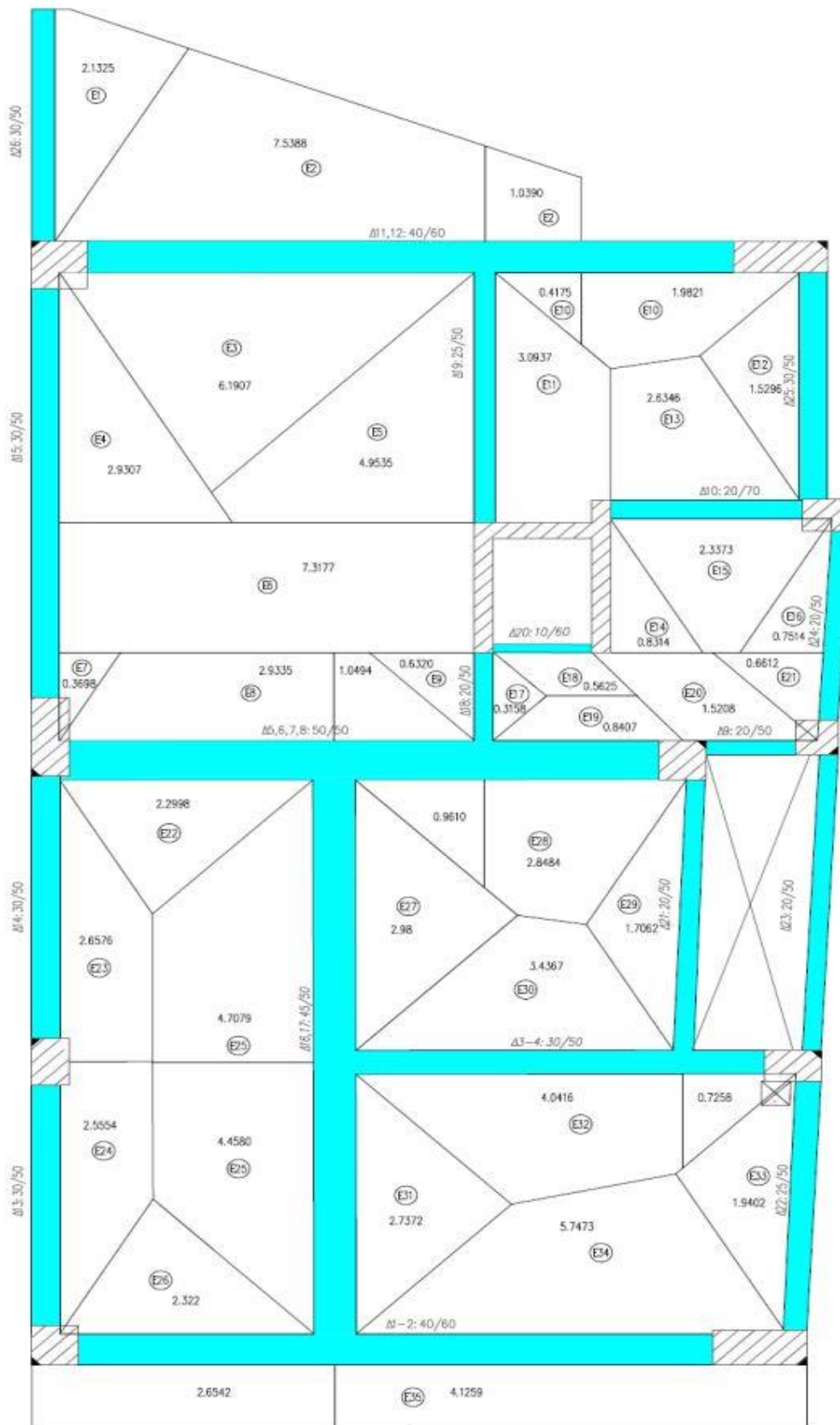
Στη συνέχεια παρατίθενται τα σχέδια με τις επιφάνειες φόρτισης καθώς και οι πίνακες με τους υπολογισμούς των φορτίων :



Εικόνα 2.15 Επιφάνειες φόρτισης ισογείου

Πίνακας 2.1 Πίνακας φορτίων ισογείου

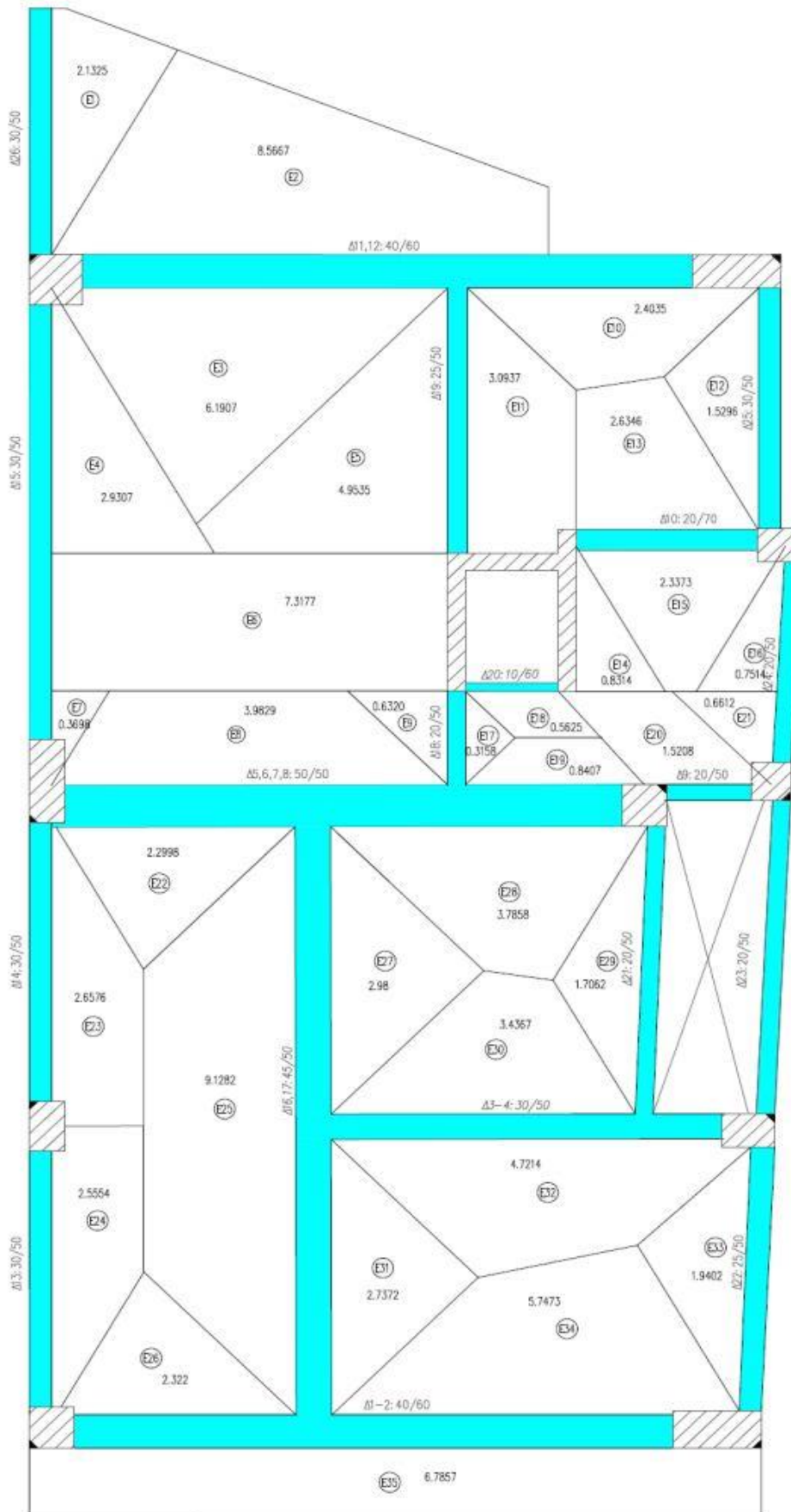
Δοκός	$l_w$ (m)	$g_{\text{ρουχ}}$ (kN/m)	E (m <sup>2</sup> )	$g_{\text{πλάκας}}$ (kN/m)	$g_{\text{total}}$ (kN/m)	q (kN/m)
20	3.26	21.6	2.133	3.76	25.36	3.27
8	5.25	21.15	8.567	17.77	38.92	11.52
			8.812			
	2.175		1.027	2.36	23.51	0.94
12	3.29	20.7	2.848	4.33	25.03	1.73
	1.66		7.295	21.97	42.67	8.79
	0.88		0.370	2.10	22.80	0.84
14	3.46	11.75	4.918	11.55	23.30	4.62
			3.075			
19	3.29	20.7	1.414	2.15	22.85	0.86
7	2.4	11	1.279	7.53	18.53	5.27
			2.337			
3	4.61	11.75	3.983	12.09	23.84	4.83
			7.160			
	2.12		0.837	11.78	23.53	4.71
			4.158			
13	1.12	11.75	0.635	4.24	15.99	1.70
			0.316			
15	1.25	11.5	0.567	2.27	13.77	0.91
18	1.75	20.7	0.751	2.15	22.85	1.50
	1.08		0.397	1.84	22.54	1.28
6	1.43	11.75	1.785	10.65	22.40	7.46
			1.261			
11	3.94	20.7	1.760	2.23	22.93	0.89
2	7.875	11.75	11.426	15.09	26.84	6.04
			12.347			
17	4.19	20.7	1.757	2.10	22.80	0.84
10	3.62	20.7	1.839	2.54	23.24	1.02
1	3.8	21.15	3.872	5.09	26.24	2.04
	3.475		4.913	11.54	32.69	7.79
			3.451			
16	3.6	20.7	1.420	1.78	22.48	1.97



Εικόνα 2.16 Επιφάνειες φόρτισης α' και β' ορόφου

Δοκός	$l_w$ (m)	$g_{\text{τοίχ}}$ (kN/m)	$E$ (m <sup>2</sup> )	$g_{\text{διάκωξ}}$ (kN/m)	$g_{\text{total}}$ (kN/m)	$q$ (kN/m)
26	3.26	20.7	2.133	3.76	24.46	3.27
11	4.53	19.8	7.539	16.40	36.20	11.05
			6.191			
	1.03		1.039	7.83	27.63	5.85
			0.418			
1.92	1.982	5.16	24.96	2.06		
15	3.29	20.7	2.931	4.45	25.15	1.78
	1.66		7.318	22.04	42.74	8.82
	0.88		0.370	2.10	22.80	0.84
19	3.46	11.5	4.954	11.63	23.13	4.65
			3.094			
25	3.29	20.7	1.530	2.32	23.02	0.93
10	2.4	10.5	2.635	10.36	20.86	7.25
			2.337			
5	3.02	11.5	2.934	8.66	20.16	3.47
			2.300			
	1.59		1.049	6.32	17.82	2.53
			0.961			
	2.12		2.848	8.70	20.20	3.48
0.841						
18	1.62	11.5	0.632	2.93	14.43	1.17
			0.316			
20	1.25	11	0.563	2.25	13.25	0.90
9	1.43	11.5	1.521	5.32	16.82	3.72
24	1.75	20.7	0.751	2.15	22.85	1.50
	1.08		0.661	3.06	23.76	2.14
14	3.89	20.7	2.658	3.42	24.12	1.37
16	3.85	11.5	4.708	9.98	21.48	3.99
			2.980			
	3.66		4.458	9.83	21.33	3.93
			2.737			
3	3.7	11.5	3.437	10.11	21.61	4.04
			4.042			
	1.12		0.726	3.24	14.74	1.30
21	3.85	11.5	1.706	2.22	13.72	0.89
23	4.19	20.7			20.70	
13	3.57	20.7	2.555	3.58	24.28	1.43
1	3	19.8	2.322	8.29	28.09	5.97
			2.654			
	4.32		5.747	11.43	31.23	7.44
			4.126			
22	3.6	20.7	1.940	2.69	23.39	1.08

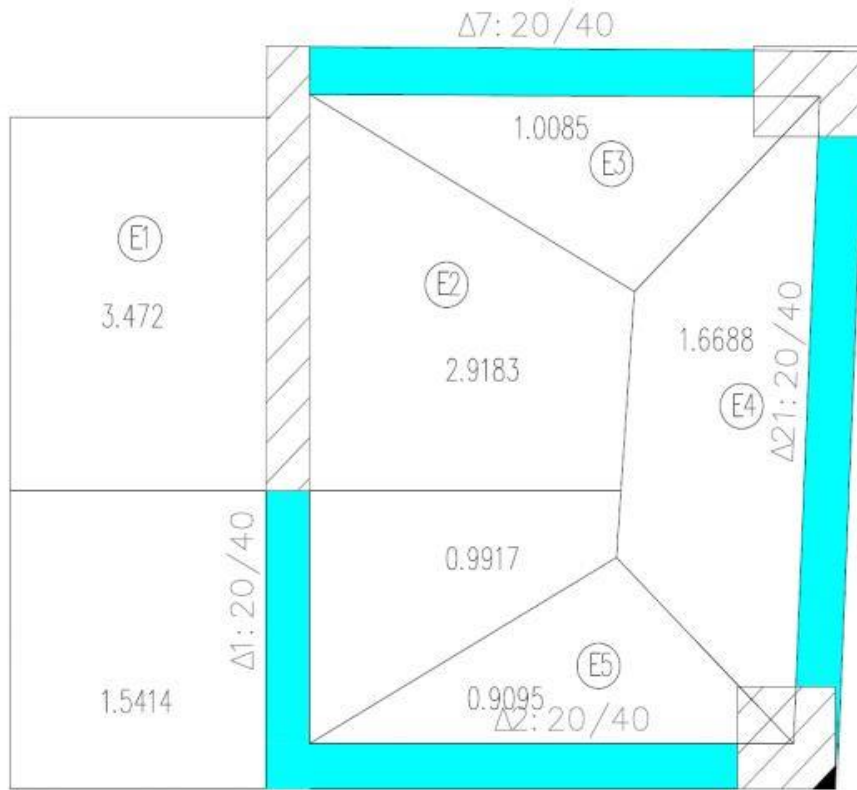
Πίνακας 2.2 φορτίων δοκών α' και β' ορόφου



Εικόνα 2.17 Επιφάνειες φόρτισης γ' ορόφου

Δοκός	$l_w$ (m)	$g_{\text{τοίχ}}$ (kN/m)	E (m <sup>2</sup> )	$g_{\text{πλάκας}}$ (kN/m)	$g_{\text{total}}$ (kN/m)	q (kN/m)
26	3.26	0	2.133	3.76	3.76	3.27
11	4.53	0	7.539	16.40	16.40	11.05
			6.191			
	1.03		1.039	7.83	7.83	5.85
			0.418			
1.92	1.982	5.16	5.16	2.06		
15	3.29	0	2.931	4.45	4.45	1.78
	1.66		7.318	22.04	22.04	8.82
	0.88		0.370	2.10	2.10	0.84
19	3.46	0	4.954	11.63	11.63	4.65
			3.094			
25	3.29	0	1.530	2.32	2.32	0.93
10	2.4	18.9	2.635	10.36	29.26	7.25
			2.337			
5	3.02	0	2.934	8.66	8.66	3.47
			2.300			
	1.59		1.049	6.32	6.32	2.53
			0.961			
	1.32		2.285	10.54	10.54	4.22
0.498						
18	1.62	0	0.632	2.93	2.93	1.17
			0.316			
20	1.25	0	0.563	2.25	2.25	0.90
9	1.43	20.7	1.521	5.32	26.02	3.72
24	1.75	20.7	0.751	2.15	22.85	1.50
	1.08		0.661	3.06	23.76	2.14
14	3.89	0	2.658	3.42	3.42	1.37
16	3.85	0	4.708	9.98	9.98	3.99
			2.980			
	3.66		4.458	9.83	9.83	3.93
			2.737			
3	3.7	0	3.437	10.11	10.11	4.04
			4.042			
	1.12		0.726	3.24	3.24	1.30
21	3.85	0	1.706	2.22	2.22	0.89
23	4.19	0			0.00	
13	3.57	0	2.555	3.58	3.58	1.43
1	3	0	2.322	8.29	8.29	5.97
			2.654			
	4.32		5.747	11.43	11.43	7.44
			4.126			
22	3.6	0	1.940	2.69	2.69	1.08

Πίνακας 2.3 φορτίων δοκών γ' ορόφου



Εικόνα 2.18 Επιφάνειες επιρροής δόματος

Δοκός	$l_w$ (m)	$g_{\text{τοιχ}}$ (kN/m)	$E$ (m <sup>2</sup> )	$g_{\text{πλάκας}}$ (kN/m)	$g_{\text{total}}$ (kN/m)	$q$ (kN/m)
7	2.35	0	1.009	2.25	2.25	0.86
21	2.84	0	1.669	3.08	3.08	1.18
2	2.27	0	0.910	2.10	2.10	0.80
1	1.41	0	1.541	9.43	9.43	6.87
			0.992			

Πίνακας 2.4 φορτίων δοκών δόματος



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

### 3.1 Γενικά

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού. Η μέθοδος εξετάζει την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ο βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας βρίσκει εφαρμογή κυρίως στο έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων και αποτελεί τον βασικό κορμό όλων των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή από την εμφάνιση βλαβών έως και την οιονεί κατάρρευση. Συνεπώς η μέθοδος εφαρμόζεται με την βοήθεια ανελαστικών αναλύσεων είτε στατικές ( push-over ) είτε δυναμικές ( time history ).

### 3.2 Στόχοι Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής αντιθέτως δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη φέροντα οργανισμό. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού του φέροντα οργανισμού όπου λαμβάνεται υπόψη η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και ταυτόχρονα η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης.

Πίνακας 3.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές , πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% ( μέγιστη ανεκτή ) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

### 3.3 Γενικές αρχές λήψης αποφάσεων για επέμβαση

Με τον όρο δομητική επέμβαση νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευμένη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του.

Με τον όρο επισκευή νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του και το επαναφέρει στην αρχική φέρουσα ικανότητα

Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή την πλαστιμότητα του στοιχείου ή του φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτή του αρχικού σχεδιασμού.

### 3.4 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης

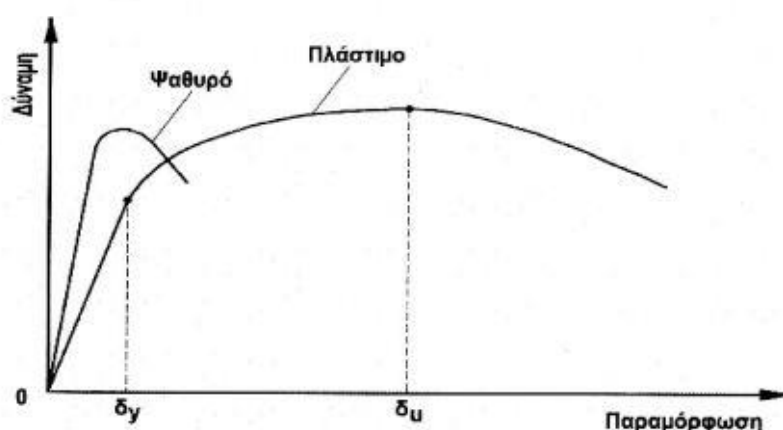
Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση, την έκταση και την ένταση των βλαβών ή φθορών, λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών.

Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται καταρχήν με βάση τα γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών ή άλλων αναγκών κ.λπ. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις

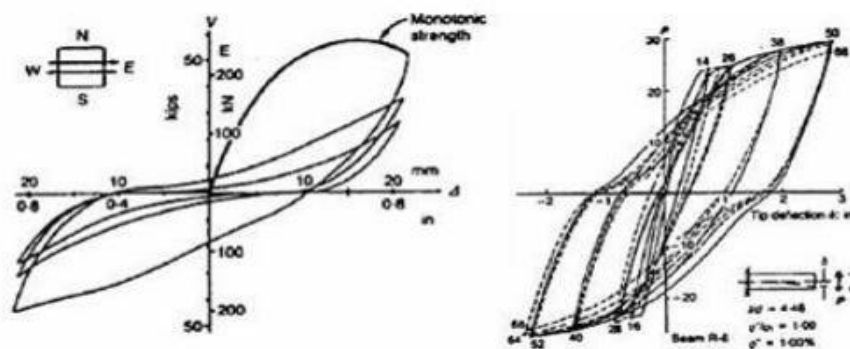
Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με την διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας ( πλαστιμότητα ) μετά την επέμβαση.

### 3.5 Πλαστιμότητα και πλαστικές αρθρώσεις

Η πλαστιμότητα ενός μέλους ή υλικού, ή γενικότερα μιας κατασκευής ορίζεται ως η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας χωρίς μείωση της φέρουσας ικανότητας. Η πλαστιμότητα αποτελεί απαραίτητο χαρακτηριστικό για τον αντισεισμικό σχεδιασμό διότι καθορίζει την ικανότητα της κατασκευής να εξουδετερώνει μέρος της σεισμικής ενέργειας ως έργο πλαστικής παραμόρφωσης. Τα υλικά τα οποία δεν έχουν την δυνατότητα να υποστούν πλαστικές παραμορφώσεις ονομάζονται ψαθυρά (άοπλο σκυρόδεμα) αντιθέτως τα υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται όλκιμα (χάλυβας). Στα παρακάτω διαγράμματα είναι παρουσιάζεται η συμπεριφορά μελών με ψαθυρή ή πλάστιμη συμπεριφορά για μονότονη η ανακυκλιζόμενη φόρτιση :



Εικόνα 3.1 Διάγραμμα συμπεριφοράς πλάστιμου και ψαθυρού στοιχείου υπό μονότονη φόρτιση



Εικόνα 3.2 Συμπεριφορά πλαστικού και ψαθυρού μέλους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει το συμπέρασμα ότι η πλαστική συμπεριφορά επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς ταυτόχρονη πτώση της αντοχής. Η ψαθυρή συμπεριφορά αντιθέτως χαρακτηρίζεται από γρήγορη πτώση της αντοχής σε σχέση με την παραμόρφωση και κυρίως στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση μετά από λίγες ανακυκλήσεις το ψαθυρό μέλος έχει χάσει μεγάλο ποσοστό της φέρουσας ικανότητας του.

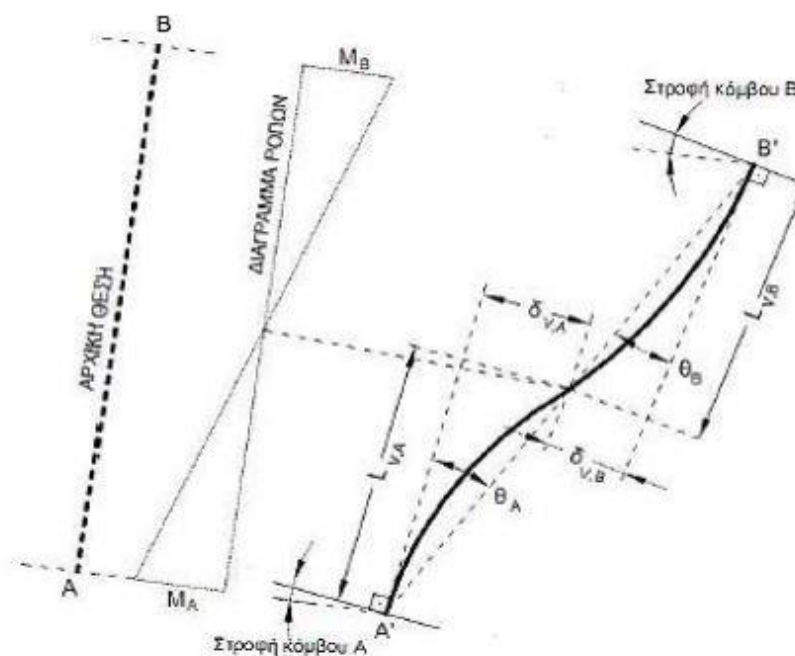
Το φορτίο που μπορεί να παραλάβει μια κατασκευή αυξάνεται όσο αυξάνεται η πλαστικότητα της λόγω της ανακατανομής της έντασης κατά το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Πλαστικές αρθρώσεις ορίζουμε συγκεκριμένα τμήματα στα άκρα των μελών της κατασκευής στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις. Όσο αυξάνεται η τιμή των επιβαλλόμενων οριζόντιων φορτίων που επιβάλλονται κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση, τα μέλη της κατασκευής διαρρέουν σταδιακά, δηλαδή μεγαλώνουν τα ακραία τμήματα στα άκρα του μέλους που επιτρέπουν την ανελαστική συμπεριφορά. Το υπόλοιπο τμήμα του μέλους συμπεριφέρεται ελαστικά.

### 3.6 Καμπύλη F-δ Δομικού Στοιχείου Διατομής

Για κάθε άκρο δομικού στοιχείου που αναμένεται να αναπτύξει ανελαστικές παραμορφώσεις απαιτείται να καθοριστούν οι νόμοι που διέπουν την συμπεριφορά τους. Η ανελαστική συμπεριφορά των μελών περιγράφεται μέσω διαγραμμάτων F-δ που σχετίζουν εντατικά μεγέθη του εκάστοτε μέλους με μετακινησιακά μεγέθη. Τα εντατικά μεγέθη που μπορούν να χρησιμοποιηθούν είναι δυνάμεις και ροπές και τα μετακινησιακά σχετικές μετακινήσεις  $\delta$  και στροφές.

Ως μέγεθος  $F$  επιλέγεται εκείνο που εκφράζει την κύρια μορφή έντασης που δημιουργείται στα μέλη της κατασκευής λόγω της σεισμικής δράσης. Έχει επικρατήσει το μέγεθος αυτό να είναι η ροπή κάμψης  $M$ . Συνεπώς το διάγραμμα είναι συσχετίζει τη ροπή κάμψης με την γωνία στροφής χορδής  $\theta$  στα άκρα του στοιχείου.

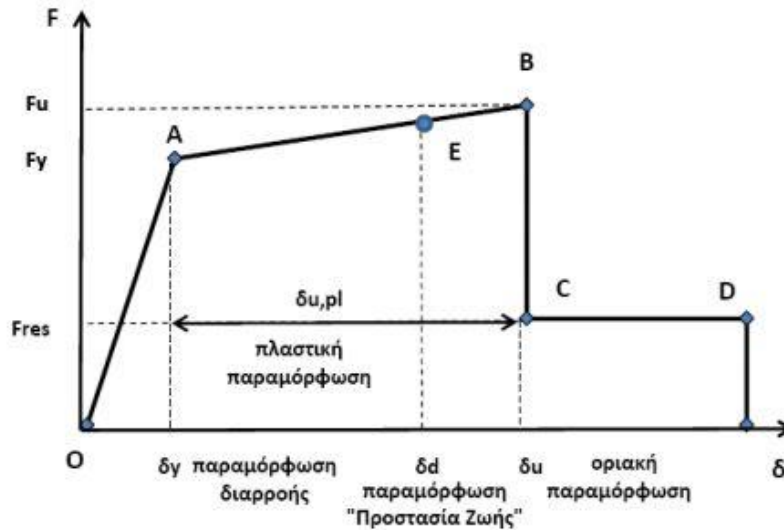
Γωνία στροφής χορδής  $\theta$  ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στο άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης. Επιπλέον η γωνία  $\theta$  μπορεί να ορισθεί ως η γωνία στροφής χορδής που συνδέει την βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος  $L_v$ . Ισχύει ότι,  $\theta = \delta_v / L_v$  όπου  $\delta_v$  είναι η μετατόπιση στην κορυφή του προβόλου και  $L_v$  το διατμητικό μήκος που ισούται με την ροπή στη βάση δια την τέμνουσα.



Εικόνα 3.3 Στροφή δομικού στοιχείου

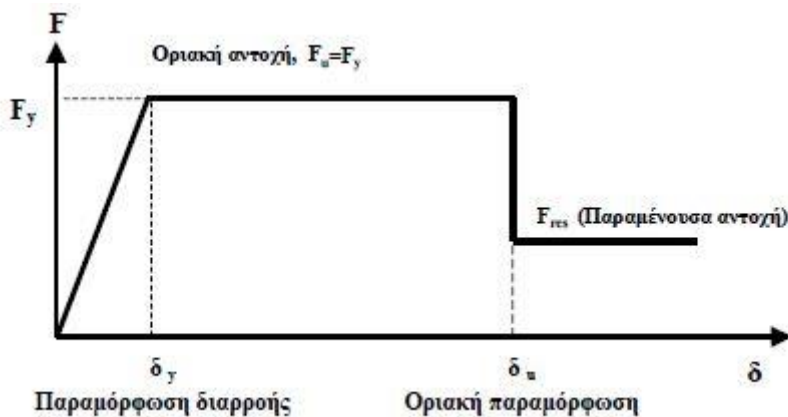
Ο κανονισμός ορίζει την επιθυμητή συμπεριφορά των στοιχείων του φορέα με ένα διάγραμμα ροπών στροφών για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Η συνηθέστερη μορφή των διαγραμμάτων  $F-\delta$  είναι ένα πολυγραμμικό διάγραμμα στο οποίο οι δύο πρώτοι κλάδοι αντιπροσωπεύουν την ελαστική και την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου. Ο ελαστικός κλάδος φτάνει μέχρι τη διαρροή του στοιχείου και ο ανελαστικός κλάδος μέχρι τη θεωρητική αστοχία της διατομής. Ακολουθεί ο κλάδος που αντιστοιχεί στην εναπομένονσα αντοχή του στοιχείου όπου

η φέρουσα ικανότητα μειώνεται σημαντικά σε ποσοστό 80% της οριακής αντοχής .



Εικόνα 3.4 Διάγραμμα F-δ δομικών στοιχείων

Ωστόσο, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ περιγράφει το διάγραμμα F-δ των δομικών στοιχείων με ένα πιο συντηρητικό τρόπο, εξισώνοντας την  $F_y$  με την  $F_u$  και ορίζει συντελεστές ασφαλείας για κάθε περίπτωση



Εικόνα 3.5 Απλοποιημένο διάγραμμα F-δ δομικών στοιχείων

Στη συνέχεια δίνονται οδηγίες όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών σημείων. Οι κλάδοι του διαγράμματος περιγράφονται ως εξής:

**A. Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή (Τμήμα OA) :** Ο πρώτος κλάδος αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση του ευθύγραμμου κλάδου είναι η ενεργός δυσκαμψία  $K$  που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Οι τιμές των  $F_y$ ,  $\delta_y$  επιτρέπεται να καθορίζονται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του

δομικού στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων.

**Β. Μετελαστικός κλάδος (Τμήμα AB) :** Ο δεύτερος κλάδος αντιπροσωπεύει την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου που συνεχίζει να παραμορφώνεται μετά την διαρροή του μέχρι και το σημείο B που είναι το αστοχίας του. Το σημείο B ορίζεται από την παραμόρφωση  $\delta_u$  που ορίζεται ως η οριακή παραμόρφωση στην οποία επιτελείται ουσιαστική μείωση στην αντοχή του στοιχείου. Αστοχία θεωρείται μια απομείωση της αντοχής ίσης περίπου με το 20% της μέγιστης τιμής της, συνεπώς η παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$  αντιστοιχεί σε απόκριση  $F_{res}$  ίση με το 20% της μέγιστης τιμής της. Απλοποιητικά ο κλάδος AB μπορεί να ληφθεί υπόψη και ως οριζόντιος. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ θέτει αυτή την απλοποιητική παραδοχή ( $F_y = F_u$ ) και βάση αυτής είναι δυνατός ο υπολογισμός όλων των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής μιας διατομής όταν είναι γνωστή η γεωμετρία της και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της.

**Γ. Κλάδος απομένουσας αντίστασης (Τμήμα CD) :** Ο κλάδος αυτός αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Μετά την παραμόρφωση του στοιχείου η ικανότητα του να παραλάβει σεισμικά φορτία αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να παραλάβει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D θεωρείται πως το στοιχείο χάνει ολοκληρωτικά την φέρουσα ικανότητα του. Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί, συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής στις περιπτώσεις που μελετάται η συμπεριφορά του συνόλου ενός δομήματος.

Σημείο E του διαγράμματος F-δ και στάθμες επιτελεστικότητας

Στο διάγραμμα F-δ υπάρχει ένα σημείο E με παραμόρφωση  $\delta_d$  που αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής. Ο Ορισμός του σημείου E γίνεται ανάλογα με το είδος του δομικού στοιχείου (υποστύλωμα ή δοκός) τον τρόπο αστοχίας του (πλάστιμος ή ψαθυρός) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου (πρωτεύον ή δευτερεύον). Σε πλάστιμα στοιχεία κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις για αυτό και ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων.

### 3.7 Προσδιορισμός γωνιών στροφής κατά Ευρωκώδικα 8

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών και των υποστυλωμάτων ορίζεται σε όρους στροφής χορδής, η στρόφη της χορδής στη διαρροή για πλάστιμα στοιχεία ορίζεται από την σχέση :

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_y + a_y z}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_y} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Όπου

- $\varphi_y$  : η καμπυλότητα διαρροής της διατομής ( λαμβάνεται υπόψη η συμβολή της κάμψης )
- $L_y$  : η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών
- $f_c$  : η μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
- $f_y$  : το όριο διαρροής του χάλυβα
- $z$  : μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων
- $a_y$  : συντελεστής που αν πολλαπλασιαστεί με το  $z$  εκφράζει την επιρροή του μήκους μετάθεσης των ροπών κάμψης στην παραμόρφωση ( αν η τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή είναι μεγαλύτερη της τέμνουσας που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου  $V_R < V_{Mu}$  τότε ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα αλλιώς είναι μηδέν )
- $d_b$  : διάμετρος των ράβδων των οπλισμών

Η μέση τιμή στροφής χορδής κατά την αστοχία  $\theta_{um}$  δοκών και υποστυλωμάτων από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση :

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_y} \right) \right)$$

Όπου

- $\gamma_{el}$  : συντελεστής ασφαλείας που λαμβάνεται ίσος με 2,0 για πρωτεύοντα στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα στοιχεία
- $\theta_y$  : στρόφη χορδής στην διαρροή
- $\varphi_y$  : καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή



- $\varphi_u$  : καμπυλότητα αστοχίας στην ακραία διατομή
- $L_{pl}$  : μήκος πλαστικής άρθρωσης το οποίο μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση  $L_{pl} = 0.1 L_v + 0.17h + 0.24 d_b f_y / \sqrt{f_c}$

Συνεπώς, αφού ορίστηκαν οι σχέσεις των στροφών χορδής στην διαρροή και στην αστοχία μπορεί να ορισθεί και η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής  $\theta_{um}^{pl}$  μιας κρίσιμης περιοχής :

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y$$

Όσον αφορά τις στάθμες επιτελεστικότητας για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων αυτές ορίζονται ως εξής :

1. Στάθμη επιτελεστικότητας A «Περιορισμένες Βλάβες» ορίζεται ως όριο η παραμόρφωση διαρροής  $d_y$ .

$$d_A = d_y$$

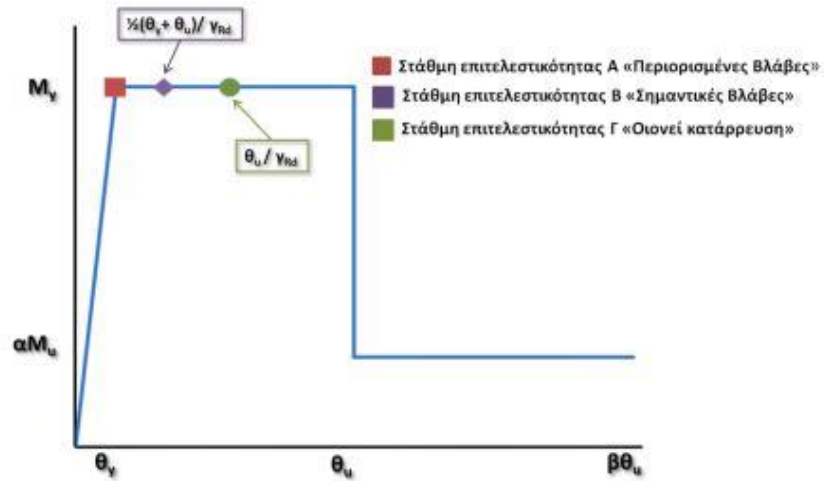
2. Στάθμη επιτελεστικότητας B «Σημαντικές Βλάβες» ορίζεται ως όριο η παραμόρφωση

$$d_B = 1/2 (d_y + d_u)/\gamma_{Rd}$$

3. Στάθμη επιτελεστικότητας Γ «Οιονεί Κατάρρευση» ορίζεται ως όριο η παραμόρφωση θραύσης διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας

$$d_\Gamma = d_u/\gamma_{Rd}$$

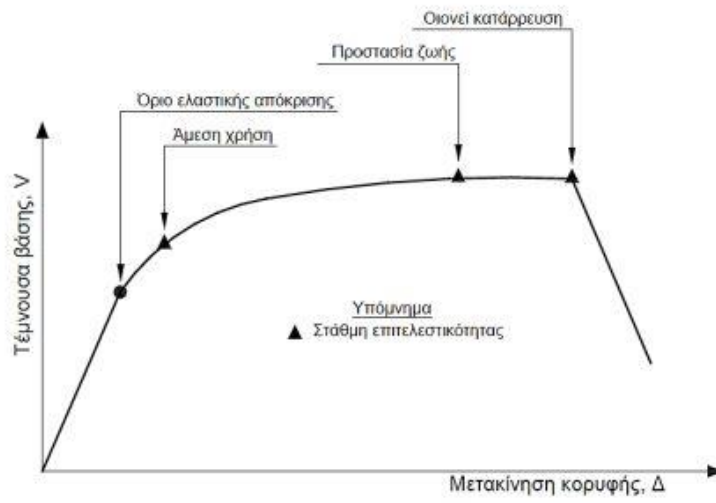
Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_{Rd}$  θα είναι ίση με 1,5 όταν ως παραμόρφωση δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ , ενώ αν ως παραμόρφωση χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής η τιμή του συντελεστή ασφαλείας θα είναι 1,8. Στη συνέχεια φαίνεται ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας και διαγραμματικά



Εικόνα 3.6 Διάγραμμα F-δ δομικών στοιχείων με στάθμες επιτελεστικότητας

### 3.8 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής αντιπροσωπεύουν τη συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο χωρίς αυτό να σημαίνει ότι κάποια στοιχεία της δεν έχουν περάσει σε άλλη στάθμη επιτελεστικότητας. Επομένως, απαιτείται καλή κρίση μηχανικού για τον καθορισμό της συμπεριφοράς της κατασκευής και την επιλογή της αντιπροσωπευτικής στάθμης επιτελεστικότητας. Στην προσπάθεια βοήθεια του μηχανικού σε τέτοιου είδους κρίσης ο Ευρωκώδικας διαφοροποιεί τα στοιχεία μιας κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα θεωρούνται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Η διάκριση αυτή έχει στόχο να διαφοροποιήσει τους ελέγχους σε κάθε κατηγορία ελέγχου. Τα δευτερεύοντα μέλη επιτρέπεται να αναπτύξουν μεγαλύτερες μετακινήσεις και δηλαδή περισσότερες βλάβες που μπορούν να θεωρηθούν ανεκτές. Οι βλάβες των δευτερευόντων στοιχείων δεν θα επηρεάσουν την ευστάθεια της κατασκευής.



Εικόνα 3.7 Καμπύλη ικανότητας ολόκληρης της κατασκευής



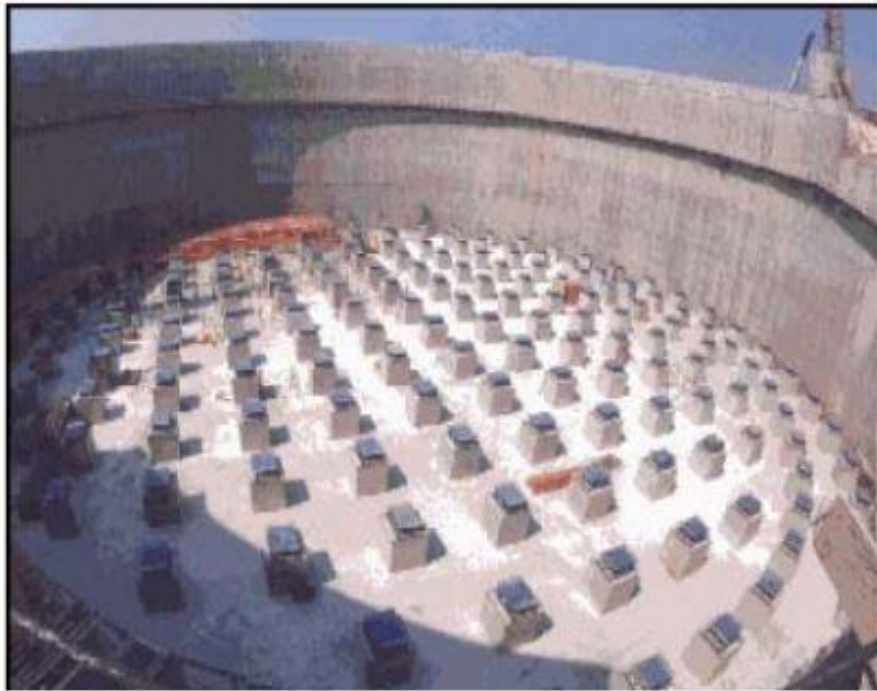
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

### 4.1 Γενικά

Η σεισμική μόνωση είναι μια εναλλακτική τεχνολογία αντισεισμικής άμυνας των κατασκευών, η οποία στόχο έχει την ελαχιστοποίηση η αποφυγή ζημιών σε έργα πολιτικού μηχανικού εξαιτίας σεισμικής καταπόνησης. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε γέφυρες και κτίρια έχει γίνει ευρέως αποδεκτή από σεισμογενείς χώρες όπως η Ιαπωνία, η Νέα Ζηλανδία, ΗΠΑ και Ιταλία. Μάλιστα, η έννοια της μόνωσης της κατασκευής από σεισμικές δράσεις είναι γνωστή από τους αρχαίους χρόνους. Στις ελληνικές αποικίες της νότιας Ιταλίας του 5<sup>ου</sup> π.Χ. αιώνα τοποθετούσαν ανάμεσα από την θεμελίωση και την ανωδομή ένα στρώμα άμμου, το οποίο αποτελεί το πρώτο αρχειοθετημένο εφεδρανο. Από το 1990 και μετά η τεχνική της σεισμική μόνωση βάσης βρίσκει μεγάλη εφαρμογή και στην Ελλάδα. Έχει εφαρμοστεί σε γέφυρες όπως στον Ισθμό της Κορίνθου και σε κτίρια με μεγάλη σημασία που πρέπει να παραμείνουν λειτουργικά τόσο κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού όσο και μετά από αυτόν. Μερικά παραδείγματα κτιρίων με σεισμική μόνωση στην Ελλάδα φαίνονται παρακάτω:



*Εικόνα 4.1 Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών , Ίδρυμα Ωνάση στην φάση κατασκευής του ,τοποθέτηση εφεδράνων*



Εικόνα 4.2 Ρεβυθούσα δεξαμενές αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου, αποτελούν από τις μεγαλύτερες και βαρύτερες σεισμικά μονωμένες δεξαμενές στον κόσμο



Εικόνα 4.3 Γέφυρα στην Κρήτη στο τμήμα Σταλίδα – Μάλια , τοποθέτηση εφεδράνων στα ακρόβαθρα της γέφυρας



*Εικόνα 4.4 μουσείο της Ακρόπολης σε φάση κατασκευής , μεγάλες απαιτήσεις αντισεισμικότητας λόγω της σπουδαιότητας των εκθεμάτων που φιλοξενεί*



*Εικόνα 4.5 Μουσείο της Ακρόπολης στη φάση κατασκευής , λεπτομέρεια εφεδράνου*

## 4.2 Τρόπος δράσης της σεισμικής μόνωσης

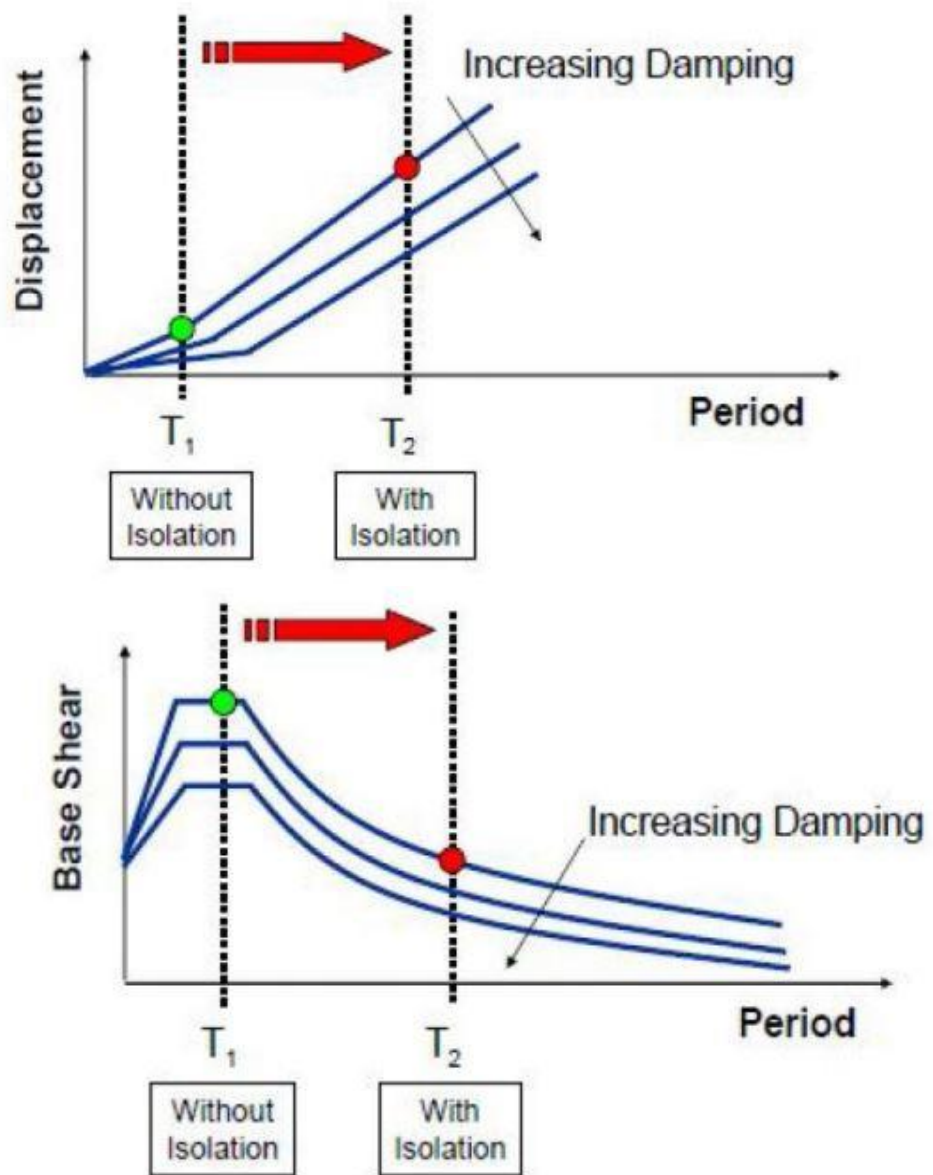
Η σεισμική μόνωση δίνει την δυνατότητα στην κατασκευή να αποδεσμευτεί σε σημαντικό βαθμό από την σεισμική διέγερση με στόχο τη δραστική μείωση του επιπέδου απόκρισης της κατασκευής. Η αποδέσμευση της κατασκευής από τις εδαφικές ταλαντώσεις επιτυγχάνεται με την κατάργηση της μονολιθικότητας και την έδρασή της σε σεισμικούς μονωτήρες. Χαρακτηριστικό των σεισμικών μονωτήρων είναι η υψηλή ελαστική τους δυσκαμψία ώστε για χαμηλές φορτίσεις λειτουργικότητας να είναι πρακτικά απαραμόρφωτα. Διαθέτουν χαμηλή μετελαστική δυσκαμψία στο οριζόντιο επίπεδο για την αύξηση της περιόδου της θεμελιώδους ιδιομορφής, αντιθέτως στην κατακόρυφη διεύθυνση η δυσκαμψία είναι υψηλή. Έχουν επαρκή ικανότητα απόσβεσης ενέργειας, για περιορισμό των μετακινήσεων εντός πρακτικών ορίων. Η αντίσταση αυξάνεται υπό αυξανούσα οριζόντια μετακίνηση. Τέλος ως επί το πλείστον οι ιδιότητες του υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι σταθερές και μεταβάλλονται εντός προκαθορισμένων ορίων.

Συνεπώς η σεισμική μόνωση σε μια κατασκευή έχει τις εξής δράσεις

1. Αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής μακριά από τις δεσπόζουσες περιόδους των σεισμικών διεγέρσεων
2. Σημαντική αύξηση της ικανότητας απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας της κατασκευής ( 10% έως 40% της κρίσιμης απόσβεσης σε σχέση με το 5% της συμβατικής )
3. Διαχωρισμός των κατακόρυφων και οριζοντίων στοιχείων της κατασκευής από τον μηχανισμό απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας

Το κτίριο μετά την εφαρμογή της μόνωσης μετακινείται σαν άκαμπτη μονάδα και οι σεισμικές δράσεις μειώνονται σημαντικά στην ανωδομή. Μειώνεται σημαντικά η φασματική επιτάχυνση αλλά και οι μετακινήσεις στα δομικά μέλη της κατασκευής. Ιδιαίτερα σημαντική βέβαια είναι η μείωση της τέμνουσας βάσης όσο αυξάνεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος . Αυτό φαίνεται και από τα παρακάτω διαγράμματα





Εικόνα 4.6 Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης και στην μετακίνηση σχεδιασμού.

### 4.3 Τύποι σεισμικής μόνωσης

Οι πιο κοινοί τύποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται σε έργα ανά τον κόσμο είναι δύο : τα ελαστομερή και τα ολισθαίνοντα ή αλλιώς τριβής.

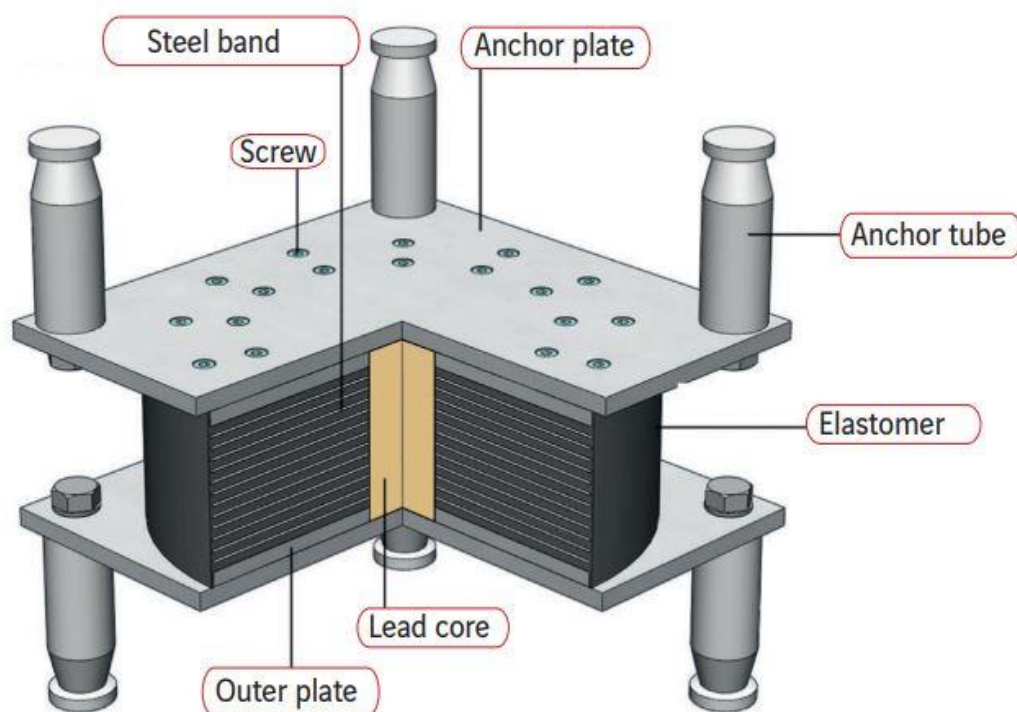
Στα ελαστομερή περιλαμβάνονται τα

- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης ( Low Damping Rubber Bearings LDRB )
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης ( High Damping Rubber Bearings LDRB )
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ( Lead Rubber Bearings LRB )

Στα συστήματα τριβής περιλαμβάνονται

- Μηχανισμοί με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης ( Friction Pendulum Systems FPS)
- Μηχανισμοί με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης ( Friction Sliding Systems FSS )

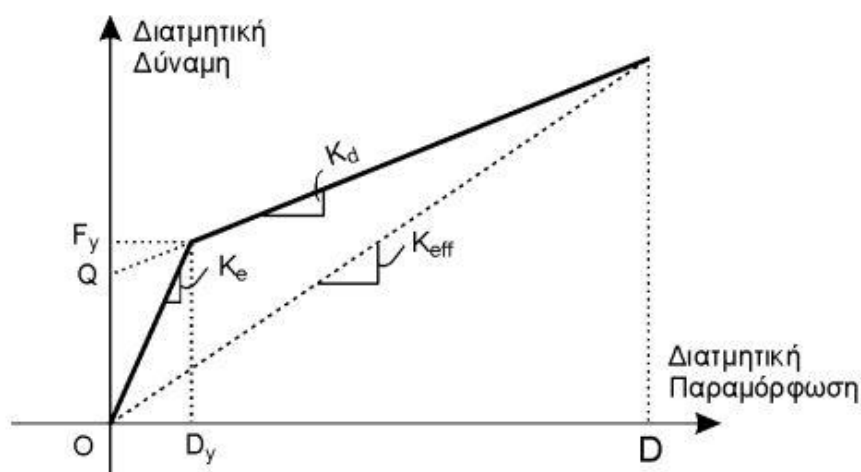
#### 4.4 Ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου ( Lead Rubber Bearings LRB )



Εικόνα 4.7 Λεπτομέριες εφεδράνου LRB

Συγκεκριμένα στην παρούσα διπλωματική εργασία η σεισμική μόνωση έγινε με ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου ( Lead Rubber Bearings LRB ). Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου αποτελούνται από αλληπάλληλα φύλλα ελαστικού και ανοξείδωτου χάλυβα με προσχηματισμένη οπή στο κέντρο τους, όπου και σφηνώνεται ο πυρήνας μολύβδου. Λόγω της σφήνωσής του, ο πυρήνας μολύβδου εξαναγκάζεται να παραμορφώνεται με καθαρά διατμητικό τρόπο κατά την οριζόντια παραμόρφωση του εφεδράνου. Επιπλέον η ιδιότητα του πυρήνα μολύβδου να διαρρέει σε χαμηλές τιμές διατμητικών τάσεων (περίπου σε 8 με 10 MPa σε κανονική θερμοκρασία ), προσδίδει στο εφεδράνο μία υστερητική συμπεριφορά η οποία παραμένει σταθερή για αρκετούς κύκλους φόρτισης. Αυτή η σταθερή υστερητική συμπεριφορά επιτρέπει τη προσέγγιση της καμπύλης διατμητικής δύναμης – διατμητικής παραμόρφωσης με διγραμμικό νόμο (Σχήμα 4.8) και τη χρήση

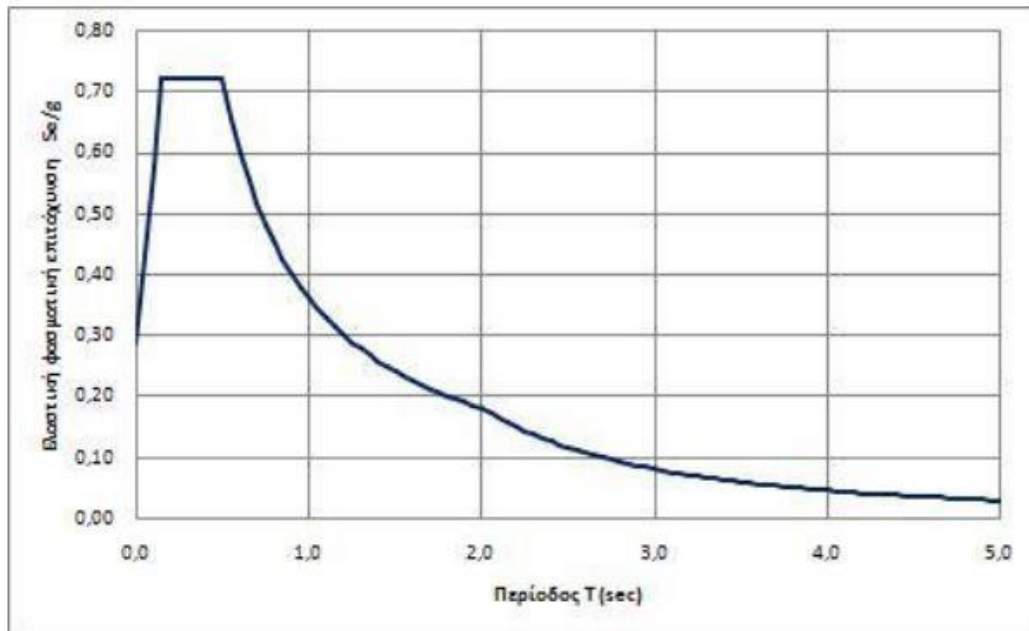
απλοποιημένων εξισώσεων για τον προσδιορισμό των επιμέρους κλάδων του βρόχου υστέρησης.



Εικόνα 4.8 Διγραμμική καμπύλη δύναμης μετακίνησης εφεδράνου

#### 4.5 Βασικές Αρχές Σχεδιασμού – Φάσμα Σχεδιασμού Ευρωκώδικα

Η απαίτηση για μετακινήσεις του συστήματος μόνωσης που επιλέχθηκε θεωρήθηκε ότι οφείλεται αποκλειστικά στην δράση του σεισμού. Για τον λόγο αυτό έγινε χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για τον σεισμό σχεδιασμού. Το έδαφος στην περιοχή της κατασκευής κατατάσσεται στην κατηγορία C το οποίο καθορίζει στο φάσμα σχεδιασμού τις τιμές  $T_b$ ,  $T_c$ ,  $T_d$  και την τιμή του συντελεστή εδάφους  $S$ . Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας θεωρήθηκε κατηγορίας 3 καθώς επιθυμούσαμε δυσμενέστερα αποτελέσματα για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής εργασίας οπότε και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση προέκυψε ίση με  $a_{gr}=0.36g$ . Στο φάσμα επιταχύνσεων λόγω των εφεδράνων ο συντελεστής συμπεριφοράς πήρε την τιμή 1.0 καθώς η συμπεριφορά των εφεδράνων είναι ουσιαστικά γραμμική και η ανωδομή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά. Τέλος, το φάσμα ελαστικής απόκρισης είναι τύπου 1 καθώς θεωρήθηκε πως οι σεισμοί που συμβάλλουν στην επικινδυνότητα της περιοχής μπορεί να έχουν μέγεθος κύματος επιφάνειας  $M_s$  μεγαλύτερο του 5.5 συνεπώς, από τις παραπάνω παραμέτρους προέκυψε το φάσμα σχεδιασμού επιταχύνσεων του Ευρωκώδικα 8.



Εικόνα 4.9 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8

#### 4.6 Σχεδιασμός εφεδράνων LRB και απαιτούμενοι έλεγχοι

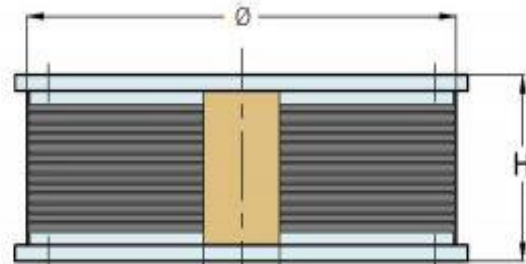
Ο σχεδιασμός των εφεδράνων βασίζεται σε ελαστικές επιλύσεις των κατακόρυφων φορτίων που δρουν σε αυτά υπό τον σεισμικό συνδυασμό  $1.0G + 0.3Q$ . Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων λαμβάνονται από κατάλληλους πίνακες της εταιρείας ALGA και ανάλογα με τις διαστάσεις που θα επιλεγθούν η διαδικασία διαστασιολόγησης έχει ως εξής :

## Range

Two types of mixture are available for different shear modulus  $G$  values:

- Model LRB 0.4 - 10: Modulus  $G=0.4$  MPa
- Model LRB 0.8 - 10: Modulus  $G=0.8$  MPa

- $\varnothing$ : Isolator diameter  
 $T_e$ : Total thickness of elastomer  
 $H$ : Total height of isolator  
 $\Delta_{max}$ : Maximum horizontal displacement  
 $V_{max}$ : Maximum vertical load under zero displacement  
 $V_{seism}$ : Maximum vertical load under seismic displacement  
 $K_y$ : Horizontal stiffness of the elastomer  
 $K_p$ : Stiffness of the lead  
 $F_y$ : Elastic force of the lead  
 $K_{eff}$ : Effective stiffness of the isolator  
 $\xi_{eff}$ : Effective damping



$\varnothing$ mm	$T_e$ mm	LRB 0.4 - 10										LRB 0.8 - 10							
		H mm	$\Delta_{max}$ mm	$V_{max}$ kN	$V_{seism}$ kN	$K_y$ kN/mm	$K_p$ kN/mm	$F_y$ kN	$K_{eff}$ kN/mm	$\xi_{eff}$ %	H mm	$\Delta_{max}$ mm	$V_{max}$ kN	$V_{seism}$ kN	$K_y$ kN/mm	$K_p$ kN/mm	$F_y$ kN	$K_{eff}$ kN/mm	$\xi_{eff}$ %
Ø300	45	129	110	1430	820	0.59	5.89	34	0.87	26	129	95	2380	1550	1.12	11.17	60	1.70	27
Ø300	70	169	170	920	290	0.38	3.79	34	0.56	26	169	150	1640	680	0.72	7.18	60	1.08	27
Ø350	55	145	135	2200	1230	0.65	6.53	49	0.98	27	165	115	3290	2390	1.25	12.48	80	1.88	27
Ø350	75	177	185	1610	600	0.48	4.79	49	0.72	27	197	160	2920	1350	0.92	9.15	80	1.37	27
Ø400	60	147	150	2870	1670	0.79	7.85	60	1.15	26	167	130	3620	3200	1.50	14.99	102	2.21	26
Ø400	90	192	225	1950	630	0.52	5.24	60	0.77	26	212	195	3540	1490	1.00	9.99	102	1.48	26
Ø450	72	165	180	3940	2180	0.83	8.26	80	1.23	27	185	155	4580	4190	1.57	15.71	136	2.37	27
Ø450	108	219	260	2620	770	0.55	5.51	80	0.83	27	239	230	4580	1740	1.05	10.47	136	1.59	27
Ø500	84	197	210	4380	2360	0.87	8.67	110	1.34	28	217	180	4890	4680	1.67	16.66	165	2.50	27
Ø500	126	257	290	2920	870	0.58	5.78	110	0.92	29	277	270	4890	1780	1.11	11.11	165	1.67	27
Ø550	88	198	220	5460	3050	1.01	10.10	119	1.50	27	228	190	6940	5900	1.93	19.29	196	2.87	27
Ø550	144	275	320	3360	1000	0.62	6.17	119	0.95	28	312	310	6100	1840	1.18	11.79	196	1.75	27
Ø600	96	209	240	6540	4010	1.10	11.04	136	1.62	26	260	205	8250	7690	2.09	20.94	242	3.17	27
Ø600	144	275	350	4810	1390	0.74	7.36	136	1.09	26	332	310	8250	3120	1.40	13.96	242	2.11	27
Ø650	108	252	270	7870	4290	1.15	11.50	165	1.70	26	272	230	8650	8340	2.19	21.89	280	3.29	27
Ø650	162	330	380	5250	1530	0.77	7.67	165	1.16	27	350	350	8650	3180	1.46	14.59	280	2.19	27
Ø700	120	264	300	8590	4600	1.20	11.98	196	1.79	27	315	260	11340	8980	2.29	22.89	320	3.41	27
Ø700	170	334	410	6060	1780	0.85	8.46	196	1.28	27	390	365	11030	4040	1.62	16.16	320	2.41	27
Ø750	130	298	325	10370	5530	1.26	12.63	242	1.94	28	350	280	13000	10870	2.42	24.17	378	3.64	27
Ø750	170	354	425	7930	2540	0.97	9.66	242	1.48	28	410	365	13000	5950	1.85	18.48	378	2.79	27
Ø800	132	296	330	11220	6540	1.41	14.08	293	2.21	28	358	285	16190	12950	2.71	27.12	425	4.07	27
Ø800	176	356	440	8960	3150	1.06	10.56	293	1.66	28	426	380	16190	7220	2.03	20.34	425	3.05	27

Πίνακας 4.1 ALGA για εφόδρανα τύπου LRB

Αρχικά καθορίζεται από την γεωμετρία του φορέα ο αριθμός και οι θέσεις των εφεδράνων λαμβάνοντας υπόψη δύο σημαντικές παραμέτρους . Την ομοιόμορφη κατανομή των κατακόρυφων δυνάμεων στα εφέδρανα αλλά και την αποφυγή μεγάλου αριθμού μονωτήρων που θα έχει ως αποτέλεσμα μικρές αξονικές δυνάμεις στα εφέδρανα. Για την υφιστάμενη κατασκευή επιλέχθηκε η τοποθέτηση 13 εφεδράνων για

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	15	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-2.434	-2.598	395.893	2.4575	-2.4381	0.4176
	17	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	4.519	-1.725	502.423	2.2351	-16.0242	0.2938
	18	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-3.381	-4.652	413.841	10.2531	-4.2113	0.5929
	19	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-14.14	0.542	349.68	-0.2124	-38.1883	0.3517
	41	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-6.729	-1.31	570.356	2.2814	-6.6459	1.1987
	55	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	7.723	6.184	1176.562	-1.4924	5.6805	1.1546
	69	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-27.678	1.219	766.411	-1.2676	-25.5144	0.5432
	71	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	48.103	-3.836	606.568	6.4574	48.6059	0.5432
	77	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-33.335	0.977	933.097	-1.4403	-25.5782	1.5757
	81	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	27.425	0.571	844.768	3.8786	30.9074	0.6364
	83	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-0.804	-0.151	336.083	0.0758	-1.7886	0.3958
	113	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	-40.602	-4.576	766.592	3.2241	-44.7591	1.5757
	114	1.0D + 0.3L	NonStatic	Last Step	41.334	9.356	1377.571	0.3629	31.1702	1.3197

τον σεισμικό συνδυασμό 1.0G + 0.3Q.

Η αρχική επιλογή για την διάσταση των εφεδράνων γίνεται για την μεγαλύτερη κατακόρυφη δύναμη η οποία και είναι ίση με  $N = 1377.571$  kN για τον κόμβο 114. Οι κατακόρυφες δυνάμεις που δέχονται τα εφέδρανα για τον σεισμικό συνδυασμό 1.0G + 0.3Q φαίνονται στον πίνακα.

Επιλέχθηκαν εφέδρανα με  $V_{seism} > N_{Ed}$  από τον πίνακα της εταιρείας ALGA με διάμετρο 400mm και πάχος ελαστομερούς 60mm .ωστόσο για την διαστασιολόγηση δεν αρκεί μόνο ο έλεγχος μόνον των κατακόρυφων δυνάμεων αλλά πρέπει να

Πίνακας 4.2 κατακόρυφες δυνάμεις εφεδράνων για τον συνδυασμό 1.G + 0.3Q

ικανοποιούνται και οι απαιτήσεις σε μετακινήσεις σύμφωνα με τους απαιτούμενους ελέγχους και κατά πόσο οι διαστάσεις είναι επαρκείς και αποδεκτές.

Για την απαίτηση σε μετακινήσεις πρέπει να ορισθεί η διγραμμική καμπύλη οριζόντιας δύναμης  $F$ -οριζόντιας μετακίνησης ώστε να υπολογιστούν ύστερα η δύναμη διαρροής  $F_y$  και η αντίστοιχη μετακίνηση  $d_y$  κατά την διαρροή των εφεδράνων. Πρόκειται για μια επαναληπτική διαδικασία όπου γίνεται μια αρχική υπόθεση για την τιμή της μετακίνησης σχεδιασμού  $d_{cd}$

και στη συνέχεια υπολογίζεται η ενεργός δυσκαμψία, η αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού, η συνολική ενέργεια τους συστήματος μόνωσης και ύστερα η ενεργός απόσβεση. Έχοντας υπολογίσει και την ενεργό απόσβεση υπολογίζεται η ενεργός ιδιοπερίοδος και μέσω του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται και η φασματική επιτάχυνση και τέλος υπολογίζεται η μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd}$  η οποία πρέπει να συγκλίνει με την αρχική τιμή για κάθε επανάληψη σε ποσοστό 5%.

Οι τύποι που χρησιμοποιήθηκαν για τους υπολογισμούς είναι

- Ενεργός δυσκαμψία  $K_{eff} = \sum K_{effi}$
- Αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο για την μετακίνηση σχεδιασμού
 
$$E_{Di} = 4 (F_y d_{cd} - F_{max} d_y)$$
- Συνολική ενέργεια  $E_D = \sum E_{Di}$
- Ενεργός απόσβεση  $\xi_{eff} = E_D / (2\pi k_{eff} d_{cd}^2)$
- Ενεργός ιδιοπερίοδος  $T_{eff} = 2\pi (M/k_{eff})^{1/2}$
- Μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd} = T_{eff}^2 S_e(T) / (4\pi^2)$

Συνεπώς σύμφωνα με την μέθοδο του μονοβάθμιου ταλαντωτή προσδιορίστηκε η μετακίνηση σχεδιασμού με την παρακάτω επαναληπτική διαδικασία



1η επανάληψη			
Υποθετική τιμή της μετακίνησης σχεδιασμού			d =0.1 m
Αριθμός εφεδράνων			n = 13
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία συστήματος			K <sub>eff</sub> = 14950 kN/m
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού			F <sub>max</sub> = 115kN
Αποσβενόμενη ενέργεια			Ed = 23.96kJ
Συνολική ενέργεια			ΣEd = 311.56kJ
Ενεργός απόσβεση			0.33
Μάζα ανωδομής			715.66 kN/g
Ενεργός ιδιοπερίοδος			T <sub>eff</sub> = 1.374 s
Φασματική επιτάχυνση			Se(T) = 0.23g
Μετακίνηση σχεδιασμου			0.108
Σύγκλιση			9%

2η επανάληψη			
Υποθετική τιμή της μετακίνησης σχεδιασμού			d =0.108 m
Αριθμός εφεδράνων			n = 13
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία συστήματος			K <sub>eff</sub> = 14950 kN/m
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού			F <sub>max</sub> = 124.2kN
Αποσβενόμενη ενέργεια			Ed = 23.62kJ
Συνολική ενέργεια			ΣEd = 307.13kJ
Ενεργός απόσβεση			0.278
Μάζα ανωδομής			715.66 kN/g
Ενεργός ιδιοπερίοδος			T <sub>eff</sub> = 1.374 s
Φασματική επιτάχυνση			Se(T) = 0.253g
Μετακίνηση σχεδιασμου			0.1196
Σύγκλιση			10%

3η επανάληψη			
Υποθετική τιμή της μετακίνησης σχεδιασμού			d =0.1196 m
Αριθμός εφεδράνων			n = 13
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία συστήματος			K <sub>eff</sub> = 14950 kN/m
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού			F <sub>max</sub> = 136kN
Αποσβενόμενη ενέργεια			Ed = 23.25kJ
Συνολική ενέργεια			ΣEd = 302.2kJ
Ενεργός απόσβεση			0.228
Μάζα ανωδομής			715.66 kN/g
Ενεργός ιδιοπερίοδος			T <sub>eff</sub> = 1.374 s
Φασματική επιτάχυνση			Se(T) = 0.27g
Μετακίνηση σχεδιασμου			0.126
Σύγκλιση			5%

Όπου τελικά υπάρχει σύγκλιση για την τελική τιμή μετακίνησης σχεδιασμού  $d_{ed} = 0.126$ .

Ακολουθούν οι απαιτούμενοι έλεγχοι του εφεδράνου σύμφωνα με το προσχέδιο οδηγιών ώστε να λειτουργούν με ασφάλεια για τις μέγιστες μετακινήσεις . Να

σημειωθεί ότι δεν επιτρέπεται το ανασήκωμα των εφεδράνων υπό την επίδραση σεισμού και δεν επιτρέπεται να υποβάλλονται σε εφελκυσμό.

Η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση σε κάθε διεύθυνση σχεδιασμού του εφεδράνου ορίζεται ως το άθροισμα των παραμορφώσεων λόγω θλίψης, λόγω στροφής και λόγω των μέγιστων μετατοπίσεων του εφεδράνου

$$\text{Ισχύει } \varepsilon_{b,d} = \varepsilon_{s,d} + \varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{a,d}$$

Όπου

$$\varepsilon_{s,d} = d_b + \varepsilon_{td} = 0,126 + 0,0019 = 0,128 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{c,d} = 1.5P/(A_rGS)$$

P : θλιπτικό φορτίο εφεδράνου υπό σεισμικό συνδυασμό 1377.571 kN

G : μέτρο διάτμησης του εφεδράνου 0.4 MPa

S : συντελεστής σχήματος εφεδράνου  $S=D/4t_i = 14.28$

A<sub>r</sub> : ελάχιστη ενεργός επιφάνεια εφεδράνου 0.16 m<sup>2</sup>

Άρα το  $\varepsilon_{c,d} = 1.94$  ύστερα από τους υπολογισμούς

Τέλος η επιρροή της στροφής θεωρήθηκε αμελητέα και η τιμή προέκυψε

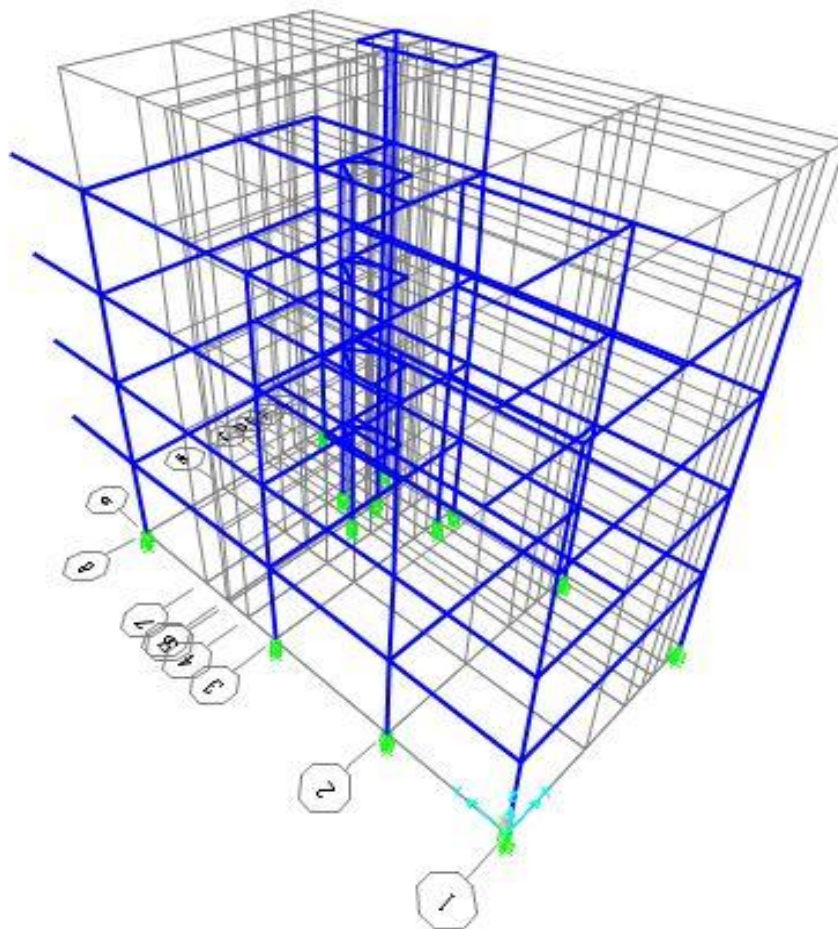
$$\varepsilon_{s,d} = 1.128 + 1.94 = 3.07$$

Οπότε οι έλεγχοι για μέγιστες παραμορφώσεις και ευστάθειας εφεδράνου ικανοποιούνται  $\varepsilon_{s,d} = 3.07 < 7.0/1.15$  και  $D > 4t_e$

Τελικά έπειτα από τους ελέγχους τα εφέδρανα που θα τοποθετηθούν στην κατασκευή είναι τύπου LRB 0.4 – 10 με διάμετρο 400mm και πάχος ελαστομερούς 60mm

#### 4.7 Προσομοίωση των εφεδράνων στο λογισμικό SAP2000

Παρακάτω φαίνεται ο σεισμικά μονωμένος φορέας στο λογισμικό SAP2000 και οι ιδιότητες του μονωτήρα με βάση τις οποίες θα προκύψουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων



Εικόνα 4.10 Σεισμικά μονωμένος φορέας με εφεδρανα LRB

Οι ιδιότητες του εφεδράνου παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες :

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Rubber Isolator

Property Name: LRB

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass: 0.01

Weight: 0.

Rotational Inertia 1: 0.

Rotational Inertia 2: 0.

Rotational Inertia 3: 0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters

Advanced...

OK

Cancel

Fix All

Clear All

Εικόνα 4.11 Κατακόρυφη δέσμευση μετακίνησης εφεδράνου

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: LRB

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 1150.

Effective Damping: 0.26

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 8630.

Yield Strength: 69.

Post Yield Stiffness Ratio: 0.1

Εικόνα 4.12 Ιδιότητες του εφεδράνου LRB

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.1 Γενικά

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Κανονισμός, θεωρώντας πως η σεισμική απόκριση του κτιρίου είναι γραμμική ελαστική. Η μέθοδος περιλαμβάνει την πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος που μελετάται με την χρήση του φάσματος σχεδιασμού, και υπολογίζονται οι ακραίες σεισμικές αποκρίσεις που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Στη συνέχεια καθορίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντων μεγεθών απόκρισης με την μέθοδο της τετραγωνικής επαλληλίας των ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών αυτών. Η ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και ο υπολογισμός των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων εκτελούνται αυτόματα από το λογισμικό αρκεί να ορισθεί το είδος της φόρτισης με μηδενικές αρχικές συνθήκες και ο μέγιστος αριθμός ιδιομορφών.

## 5.2 Αρχικός φορέας – Πακτωμένη βάση

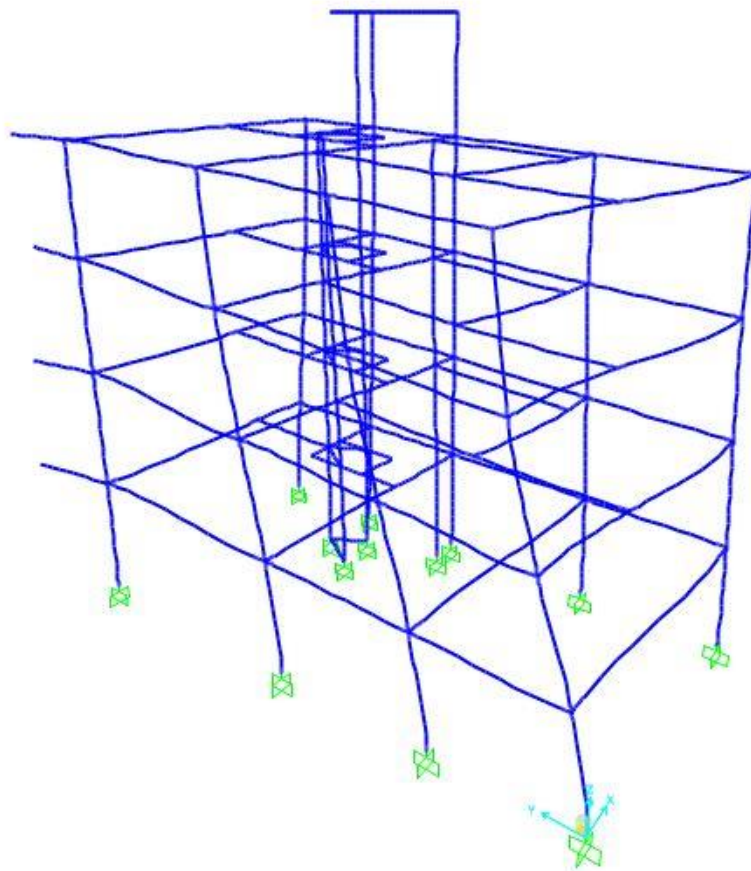
Πίνακας 5.3 Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση πακτωμένου φορέα

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.523591	0.17036	0.14066	0.00006103	0.0097	0.02409	0.48914
MODAL	Mode	2	0.435501	0.53124	0.15778	0.000000994	0.01432	0.10062	0.05344
MODAL	Mode	3	0.393818	0.03826	0.47504	0.000003728	0.05458	0.01043	0.23863
MODAL	Mode	4	0.267819	0.00408	0.00059	5.351E-07	0.00027	0.00112	0.01001
MODAL	Mode	5	0.17448	0.00448	0.01722	0.00161	0.03407	0.01464	0.02503
MODAL	Mode	6	0.167984	0.00001512	0.00009762	0.00113	0.00372	0.0012	0.00006743
MODAL	Mode	7	0.163478	0.00025	0.00523	0.01549	0.0364	0.01522	0.00385
MODAL	Mode	8	0.157143	4.446E-07	0.000008943	0.00065	9.63E-05	2.31E-06	8.176E-06
MODAL	Mode	9	0.155589	0.00201	0.00004434	0.06862	0.03716	0.00489	0.00356
MODAL	Mode	10	0.151678	0.01673	0.00837	0.00981	0.01452	0.0187	0.0441
MODAL	Mode	11	0.131963	0.00000373	0.00088	0.01994	0.01603	0.00185	0.00013
MODAL	Mode	12	0.125625	0.04501	0.04378	0.00053	0.07041	0.07667	0.00004896

Από την ιδιομορφική ανάλυση του πακτωμένου φορέα προέκυψαν ότι :

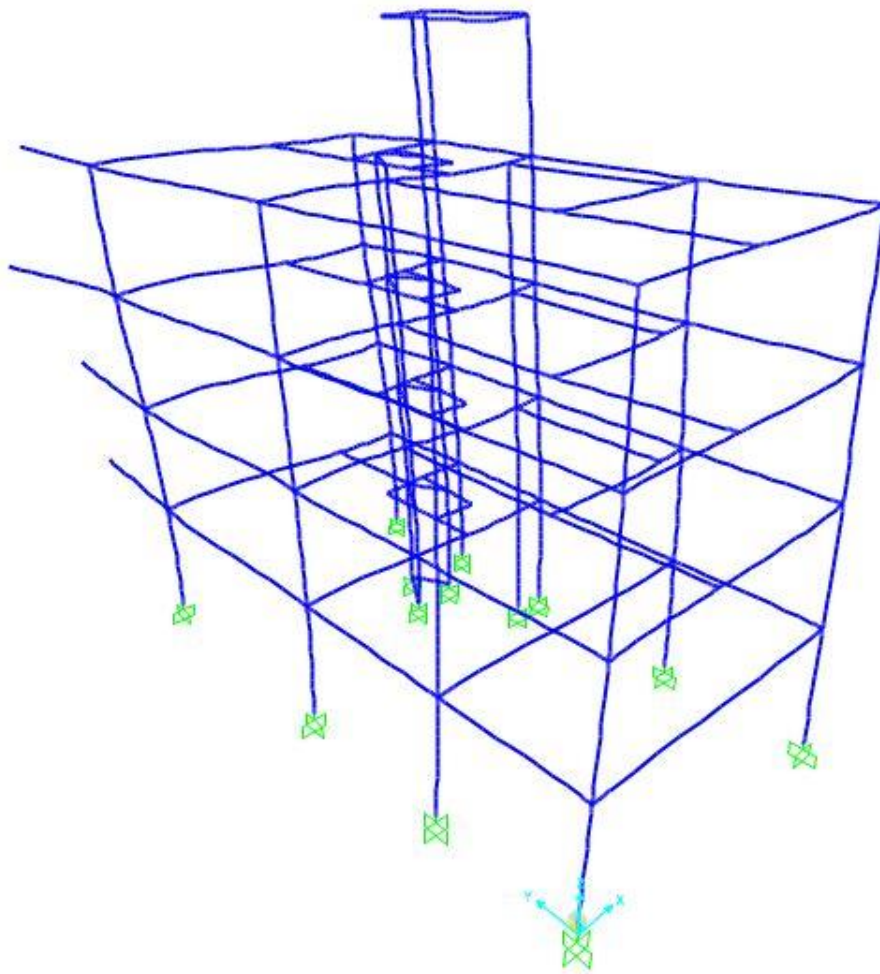
1. Η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι κυρίως περιστροφική ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z με δρώσα ιδιομορφική μάζα 48.95%.
2. Η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση X με δρώσα ιδιομορφική μάζα 53.12%.
3. Η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση Y με δρώσα ιδιομορφική μάζα 47.5%.
4. Από την 4<sup>η</sup> ιδιομορφή η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών είναι πολύ μικρή.

1<sup>η</sup> Ιδιομορφή με  $T_1 = 0.52 \text{ sec}$ , περιστροφική κίνηση ως προς Z



Εικόνα 5.1 1η ιδιομορφή με  $T = 0.52 \text{ sec}$

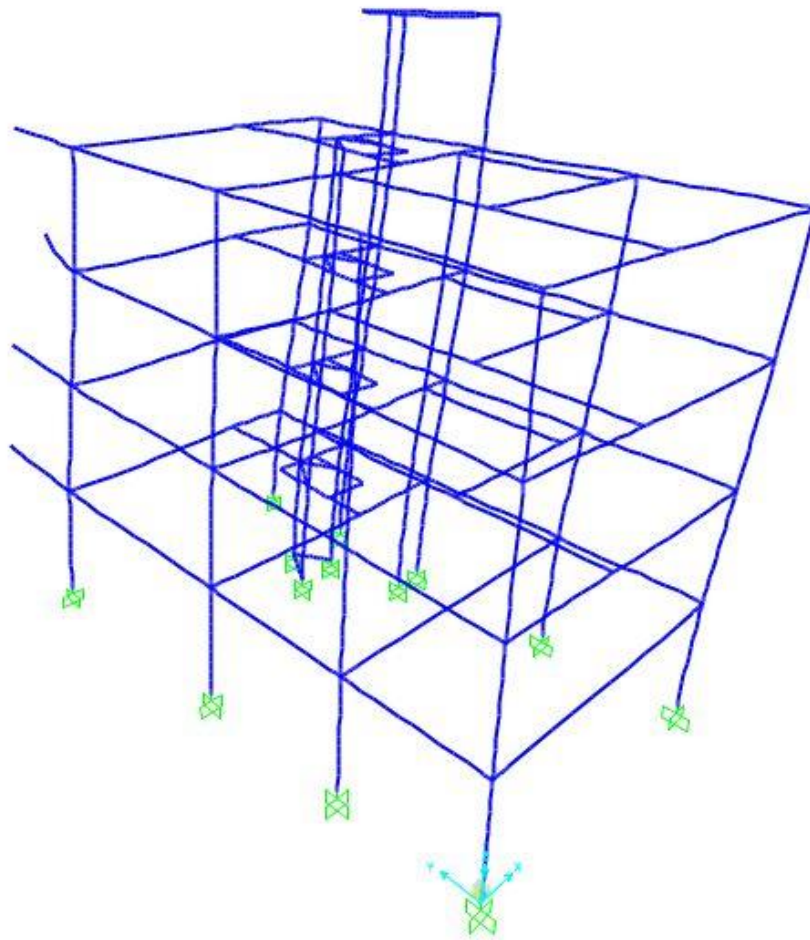
2<sup>η</sup> Ιδιομορφή με  $T_2 = 0.44 \text{ sec}$ , μεταφορική κίνηση κατά  $X$



Εικόνα 5.2 2η ιδιομορφή με  $T = 0.44 \text{ sec}$



3η Ιδιομορφή με  $T_3 = 0.39 \text{ sec}$ , μεταφορική κίνηση κατά  $Y$



Εικόνα 5.3 3η ιδιομορφή με  $T = 0.39s$

### 5.3 Σεισμικά μονωμένος φορέα με ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου τύπου LRB

Πίνακας 5.2 Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση για το σεισμικά μονωμένο φορέα

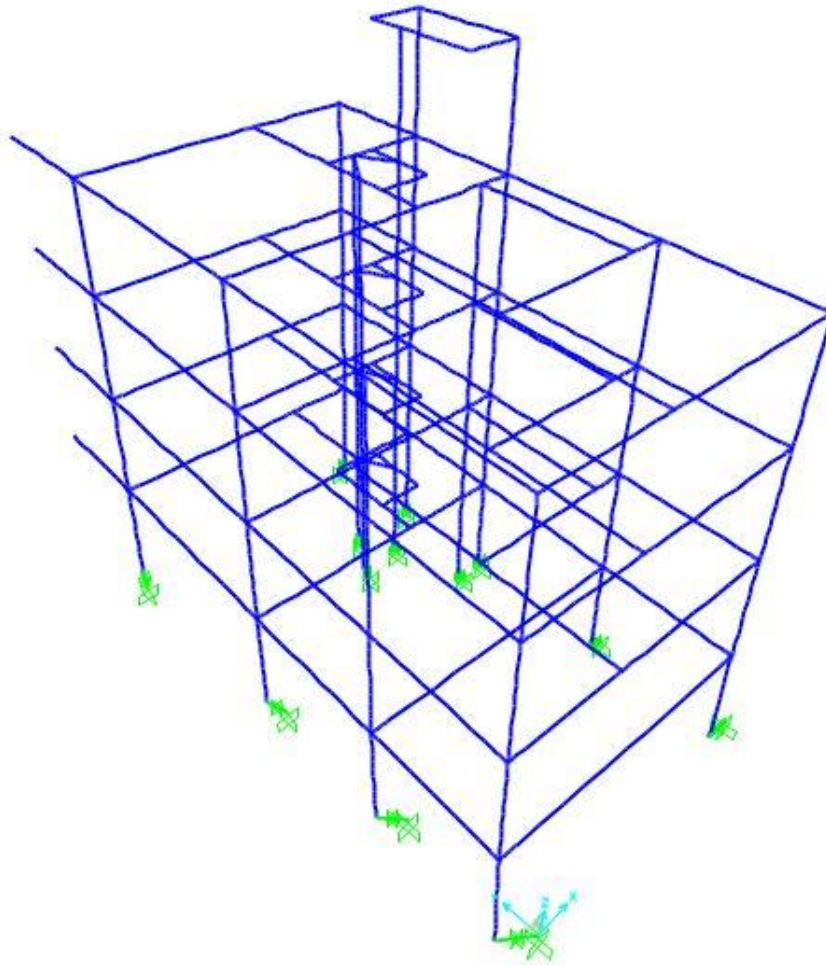
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.870904	0.12943	0.277	3.464E-07	1.41E-05	0.00012	0.59189
MODAL	Mode	2	1.640693	0.78467	0.20114	3.08E-08	5.92E-05	0.00115	0.01164
MODAL	Mode	3	1.499501	0.08301	0.52048	8.198E-08	0.00047	0.00021	0.39457
MODAL	Mode	4	0.277013	0.00015	0.000008299	0.00004224	0.00527	0.01678	0.00038
MODAL	Mode	5	0.268986	0.00185	0.00008844	0.00043	0.02596	0.36669	0.00026
MODAL	Mode	6	0.244945	0.0007	0.00027	0.00028	0.08672	0.13825	0.00049
MODAL	Mode	7	0.21398	0.00002203	0.00087	0.000008801	0.24658	0.00462	0.00057
MODAL	Mode	8	0.174638	2.942E-07	0.000006158	0.00195	0.00297	0.00151	4.861E-06
MODAL	Mode	9	0.167649	2.409E-07	0.000003484	0.00001978	1.18E-05	7.19E-06	2.925E-06
MODAL	Mode	10	0.160562	3.292E-08	0.00001288	0.01763	0.00392	0.01184	1.076E-06
MODAL	Mode	11	0.157362	3.606E-08	1.298E-09	0.00187	0.00042	1.96E-08	1.525E-08
MODAL	Mode	12	0.155216	0.00000034	0.000001181	0.07505	0.02907	0.00019	9.311E-07

Από την ιδιομορφική ανάλυση του σεισμικά μονωμένου φορέα με εφεδράνα τύπου LRB προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα :

1. Η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι κυρίως περιστροφική ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z με δρώσα ιδιομορφική μάζα 59.19%.
2. Η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση X με δρώσα ιδιομορφική μάζα 78.46%.
3. Η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση Y με δρώσα ιδιομορφική μάζα 52.05%.
4. Από την 4<sup>η</sup> ιδιομορφή η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών είναι πολύ μικρή.

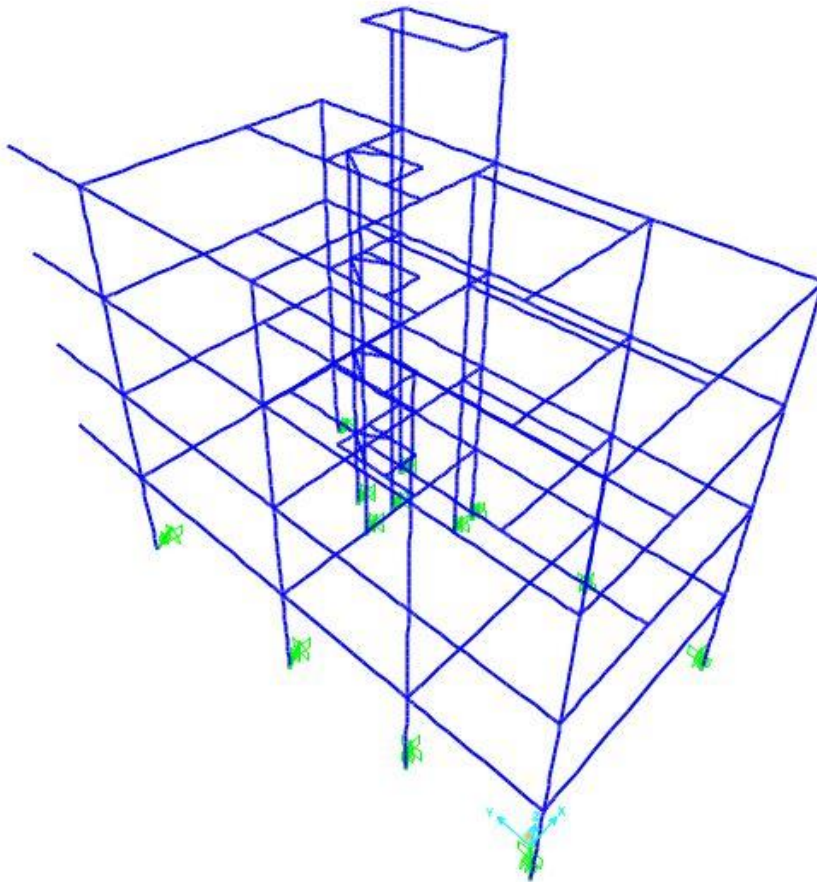
Παρατηρήθηκε σημαντική αύξηση τόσο των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης όσο και των δρωσών μαζών σε σχέση με τον πακτωμένο φορέα, γεγονός που οφείλεται αποκλειστικά στην παρουσία των εφεδράνων.

1<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $T_1 = 1.87 \text{ sec}$  , περιστροφική κίνηση κατά Z



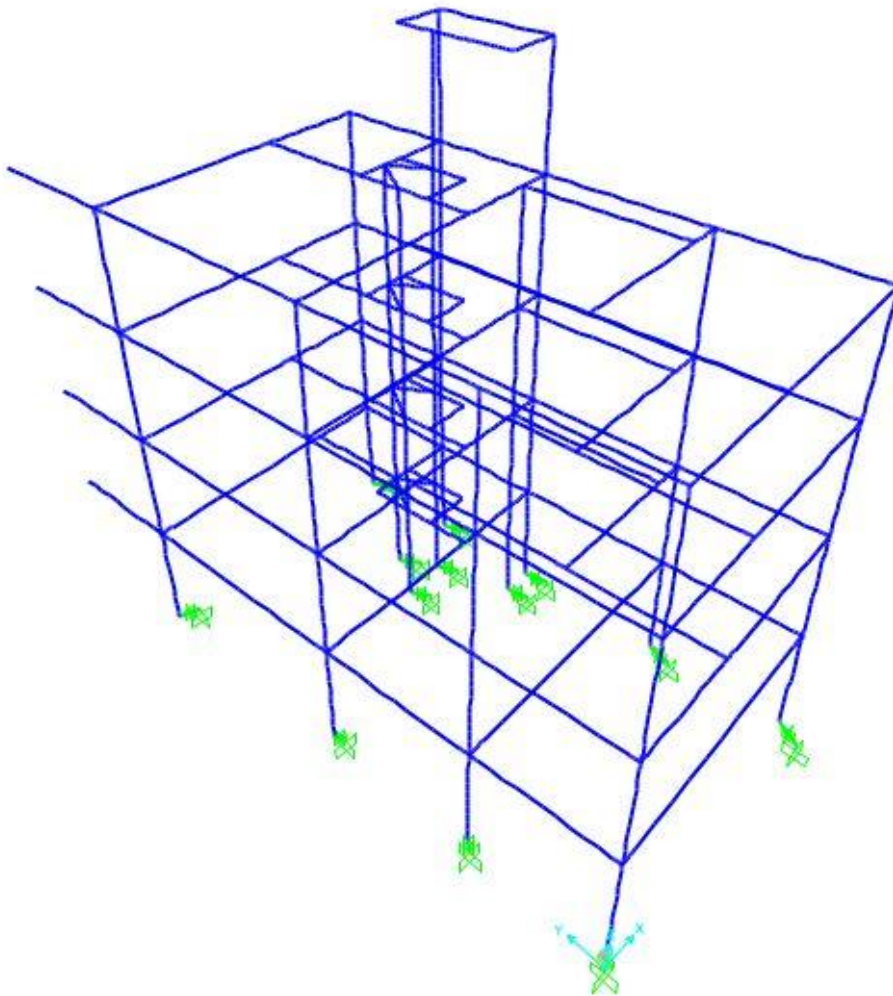
Εικόνα 5.4 1η ιδιομορφή μονομένου φορέα με  $T = 1.87 \text{ sec}$

2<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $T_2 = 1.64 \text{ sec}$ , μεταφορική κίνηση κατά  $X$



Εικόνα 5.5 2η ιδιομορφή μονωμένου φορέα με  $T = 1.64 \text{ sec}$

3<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $T_3 = 1,5 \text{ sec}$  , μεταφορική κίνηση κατά Y



Εικόνα 5.6 3η ιδιομορφή μονωμένου φορέα με  $T = 1.5 \text{ sec}$



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 :ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

### 6.1 Γενικά

Η υπερωθητική ανάλυση αποτελεί ουσιαστικά μια βηματική μη γραμμική (πλαστική) ανάλυση όπου τα πλευρικά φορτία αυξάνονται σταδιακά, διατηρώντας σταθερό το μέγεθος των μεταξύ τους τιμών μέχρι το στοχευόμενο κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης (Μέγιστη δύναμη ή Μέγιστη μετακίνηση), ενώ τα κατακόρυφα επιβαλλόμενα φορτία παραμένουν σταθερά. Η ανάλυση pushover περιγράφει σε ικανοποιητικό βαθμό τη συμπεριφορά της κατασκευής και επιτυγχάνεται η πρόβλεψη του αναπτυσσόμενου μηχανισμού κατάρρευσης. Τα αποτελέσματα αυτής είναι άμεσα εξαρτημένα από την μορφή της επιβαλλόμενης πλευρικής φόρτισης και για αυτό τον λόγο κατά την επιλογή της κατανομής του πλευρικού φορτίου που θα επιβάλλουμε για να πραγματοποιήσουμε την υπερωθητική ανάλυση θα πρέπει πρώτα να λάβουμε υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η πλευρική φόρτιση που επιβάλλεται συνήθως είναι τριγωνικής κατανομής

Υπάρχουν δύο τύποι υπερωθητικής ανάλυσης και διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο με τον οποίο καθορίζουμε τον τερματισμό της ανάλυσης. Η πρώτη βασίζεται στην επιβαλλόμενη δύναμη και έχει σαν κριτήριο τερματισμού της, την πλευρική δύναμη που έχουμε προβλέψει πως η κατασκευή είναι σε θέση να φέρει μέχρι την κατάρρευσή της. Όμως μπορεί μια κατασκευή, σε περίπτωση που δεν γνωρίζουμε την μέγιστη αυτή δύναμη, να καταρρεύσει σε δύναμη μικρότερη από αυτή που προβλέψαμε με αποτέλεσμα να συνεχιστεί η εφαρμογή της δύναμης στην κατασκευή χωρίς τελικά να ικανοποιείται το κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης. Ο δεύτερος τρόπος λύνει αυτό το πρόβλημα εφόσον το κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης είναι πλέον βασισμένο στην μετακίνηση ελέγχου. Θέτουμε τη μέγιστη τιμή μετακίνησης που προβλέπουμε πως θα αναπτύξει η κατασκευή στο επίπεδο επιτελεστικότητας που περιγράφει την κατάρρευση και την ορίζουμε ως μετακίνηση ελέγχου (Control Displacement) για τον τερματισμό της ανάλυσης.

### 6.2 Βασικές Παραδοχές της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Για την πραγματοποίηση της υπερωθητικής ανάλυσης έγιναν οι εξής παραδοχές.

1. Το προσομοίωμα της κατασκευής υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία και θα αυξάνονται μονότονα έως κάποιο από τα δομικά στοιχεία της κατασκευής να μην μπορεί να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
2. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση ( αποτίμηση ή ανασχεδιασμού ), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση αυτή. Ελέγχεται ότι για την μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση ( γωνία στροφής ) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για την σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
3. Όταν εφαρμόζεται η ανελαστική μέθοδος συνίσταται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Λαμβάνοντας υπόψη πως δεν υπήρχε η δυνατότητα πραγματοποίησης επιτόπου αποτίμησης βλαβών και μετρήσεων της αντοχής των υλικών της υφιστάμενης κατασκευής θεωρήθηκε πως η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων είναι «Ικανοποιητική».
4. Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης θα γίνει αυτόματα μέσω της χρήσης του λογισμικού SAP2000.

### 6.3 Ανελαστική στατική ανάλυση στο SAP2000

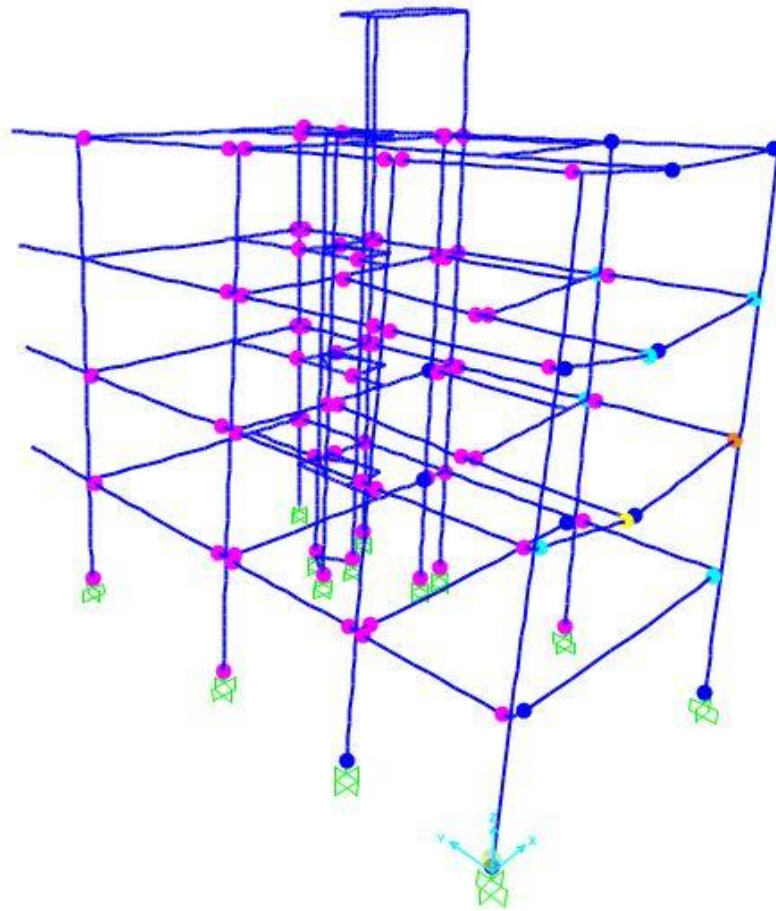
Η ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό SAP2000. Έγιναν δύο υπερωθητικές αναλύσεις μια για την διεύθυνση X και μια για την διεύθυνση Y. Αρχικά ορίστηκαν οι συνδυασμοί φόρτισης για τις δύο διευθύνσεις, σε πρώτο στάδιο καθορίστηκε η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων από τον συνδυασμό  $1.0G + 0.3Q$  η οποία αποτελεί και αρχική συνθήκη για την πριν την φόρτιση της κατασκευής με πλευρικά φορτία. Σε δεύτερο στάδιο καθορίστηκε η φόρτιση που περιλαμβάνει το πλευρικό φορτίο τριγωνικής κατανομής εξυπηρετώντας την προσομοίωση των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή στα επίπεδα των ορόφων. Με την επιβολή των φορτίων θα



δημιουργηθούν στη κατασκευή πλαστικές αρθρώσεις, οι οποίες και πρέπει να καθοριστούν στο λογισμικό καθώς και οι ιδιότητες τους. Πλαστικές αρθρώσεις θα δημιουργηθούν στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Έπειτα καθορίζεται το σημείο που αποτελεί την μετακίνηση ελέγχου όπου αυτό είναι στην κορυφή του τελευταίου ορόφου χωρίς να λαμβάνουμε υπόψη την ύπαρξη του δώματος και σε σημείο τέτοιο ώστε να είναι αντιπροσωπευτικό για την κατασκευή κοντά στο κέντρο βάρους της. Τέλος ακολουθεί η εκτέλεση της ανάλυσης όπου σταδιακά αυξάνεται το πλευρικό φορτίο μέχρι η κατασκευή να αναπτύξει την μεγιστη μετακίνηση οροφής που ορίστηκε ή να αστοχήσει κάποιο μέλος της κατασκευής. Τα αποτελέσματα που θα εξαχθούν είναι το διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετακίνησης Οροφής , το διάγραμμα Φασματικής Απόκρισης (ADRS), από την τομή των δύο διαγραμμάτων προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας και οι μετακινήσεις ανά όροφο για κάθε μια από τις δύο αναλύσεις

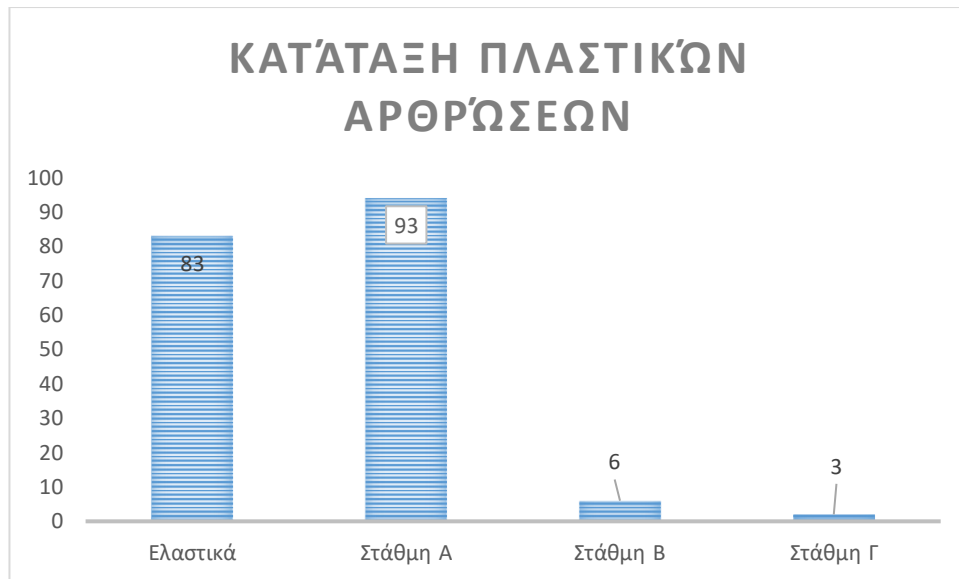
#### **6.4 Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά τη διεύθυνση X πριν την σεισμική μόνωση**

Η μέθοδος περιλαμβάνει την σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό μια σεισμική διέγερση που ασκείται πάνω στο φορέα μέσω επιταχύνσεων μέχρι ο κόμβος 79 του τρίτου ορόφου σχεδόν στο κέντρο βάρους του κτιρίου να φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση των 0.60 μέτρων η οποία έχει οριστεί από το πρόγραμμα ή μέχρις ότου να αστοχήσει κάποιο δομικό μέλος της κατασκευής όπου και τερματίζεται η ανάλυση. Κατά την ανάλυση σχηματίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών και στην βάση των υποστυλωμάτων και κατατάχθηκαν σε στάθμες επιτελεστικότητας τα οποία αναλύθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν στην κατασκευή κατά το τέλος της ανάλυσης.



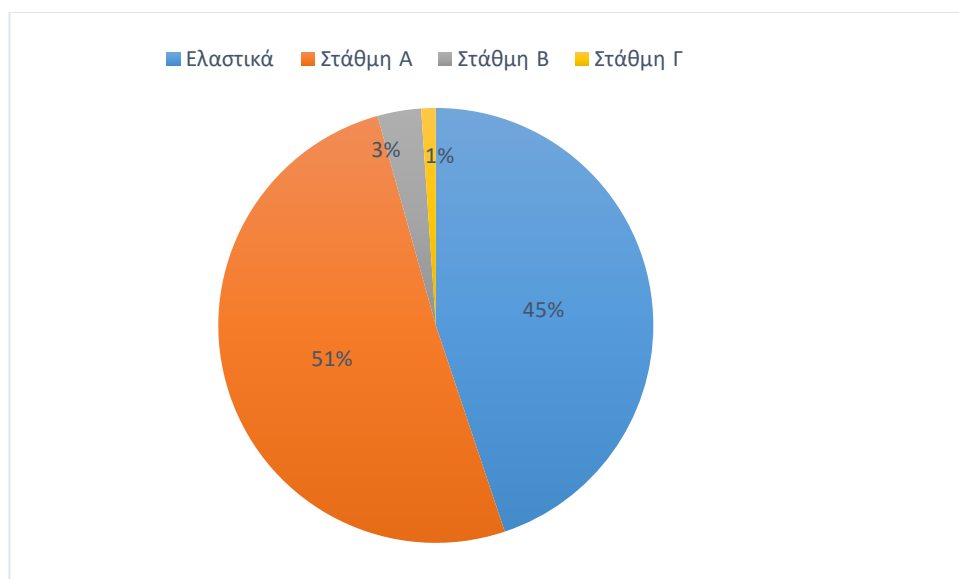
Εικόνα 6.1 Θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή για την διεύθυνση X

Τα διάφορα χρώματα αναπαριστούν τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες προβλέπονται από τον κανονισμό, συγκεκριμένα οι πλαστικές αρθρώσεις με ροζ και μπλε χρώμα ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Α , οι πλαστικές αρθρώσεις με γαλάζιο χρώμα ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Β και τέλος με πράσινο, πορτοκαλί κίτρινο και κόκκινο στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.



Εικόνα 6.2 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στην στάθμη επιτελεσματικότητας

Συνολικά στο κτίριο μπορούν να δημιουργηθούν 185 πλαστικές αρθρώσεις , από αυτές οι 83 συμπεριφέρθηκαν ελαστικά. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στην στάθμη επιτελεσματικότητας Α, 6 βρίσκονται στη σταθμη Β και 3 βρίσκονται στην στάθμη επιτελεσματικότητας Γ. Να διευκρινιστεί στο σημείο αυτό πως οι πλαστικές αρθρώσεις που συμπεριφέρονται ελαστικά ανήκουν στην στάθμη επιτελεσματικότητας Α άλλα έγινε η διάκριση σε αυτές που έχουν διαρρεύσει για την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του κτιρίου.

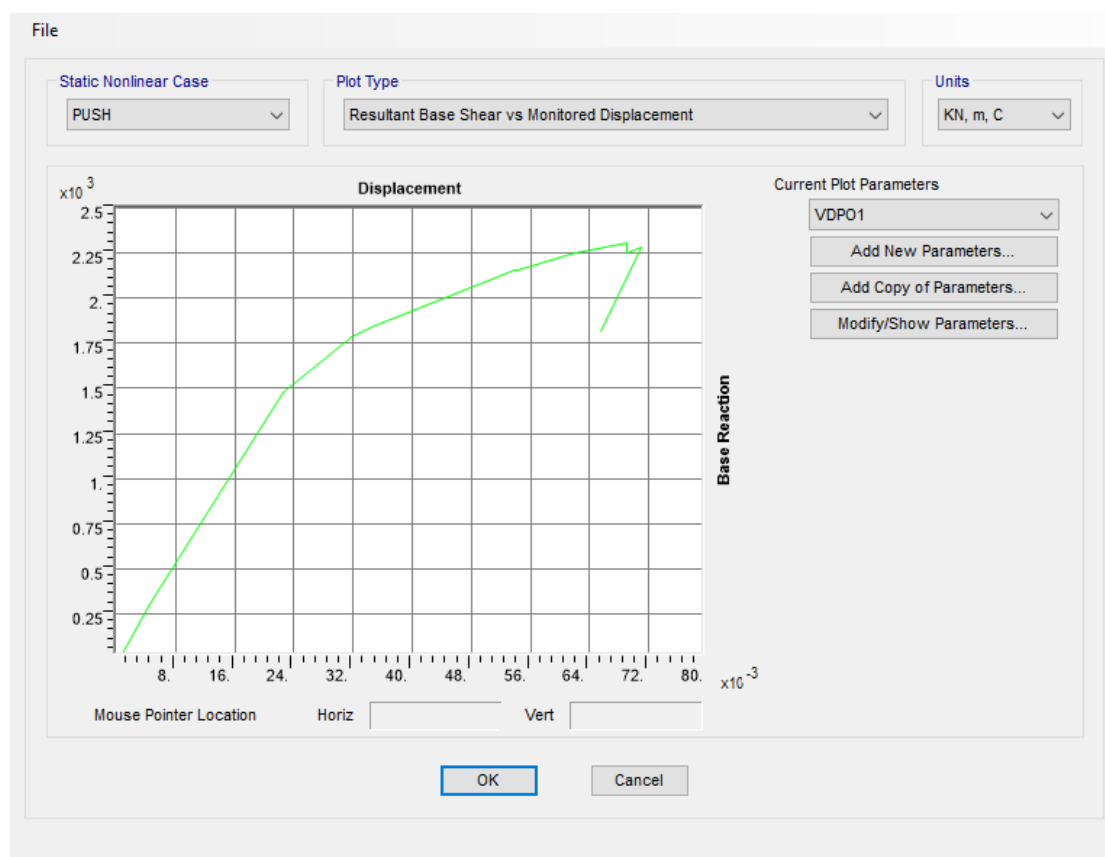


Εικόνα 6.3 ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεσματικότητας

Συνεπώς, το 55% των διατομών πέρασε στην πλαστική περιοχή, ενώ το υπόλοιπο 45% αποκρίθηκε ελαστικά. Από τις πλαστικές αρθρώσεις που διέρρευσαν στην στάθμη επιτελεστικότητας A ανήκουν το 91.2%, στην στάθμη B το 5.8% και στην στάθμη Γ το 3%.

Τα υποστυλώματα καταπονούνται με διαξονική κάμψη (P-M2-M3), για την ροπή M3 τα 12 από τα 13 πέρασαν στην πλαστική περιοχή και ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας A, το ένα συμπεριφέρθηκε ελαστικά.

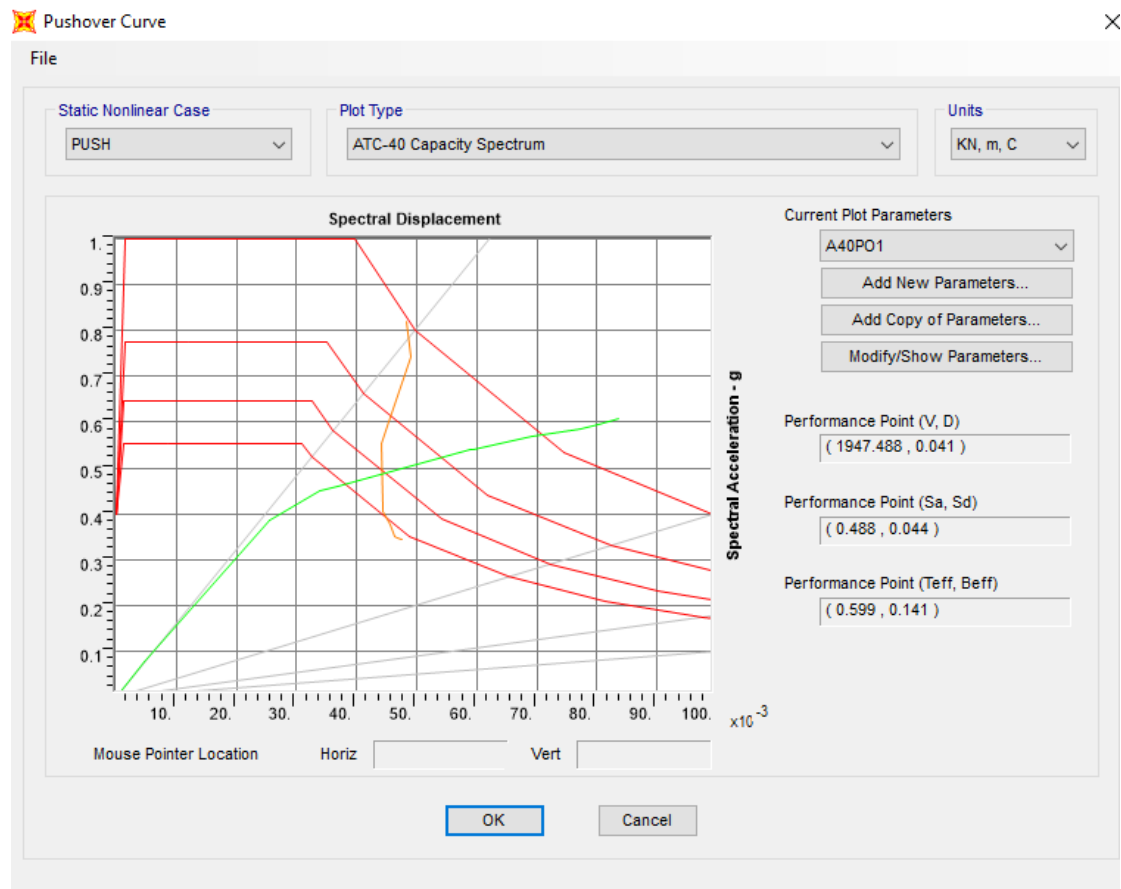
Από την μετατόπιση του κόμβου ελέγχου προκύπτει η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής η οποία αναπαριστά την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου συναρτήσει της τέμνουσας βάσης. Η κλίση της καμπύλης μπορεί να θεωρηθεί και η ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής πριν την αστοχία κάποιου μέλους



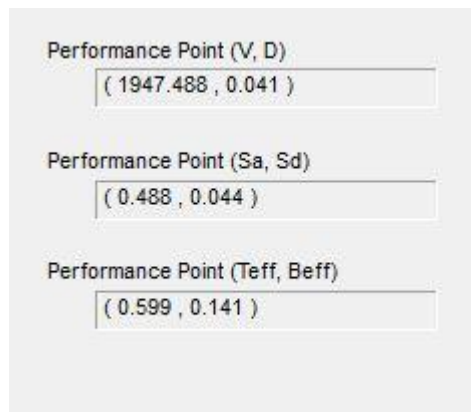
Εικόνα 6.4 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για την διεύθυνση X

Αφού κατασκευάστηκε η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, από την τομή των καμπυλών διαθέσιμης και απαιτούμενης ικανότητας προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής. Το σημείο αυτό δίνει την στοχευόμενη μετακίνηση

της κατασκευής, δηλαδή την μετατόπιση κορυφής του κτιρίου για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.



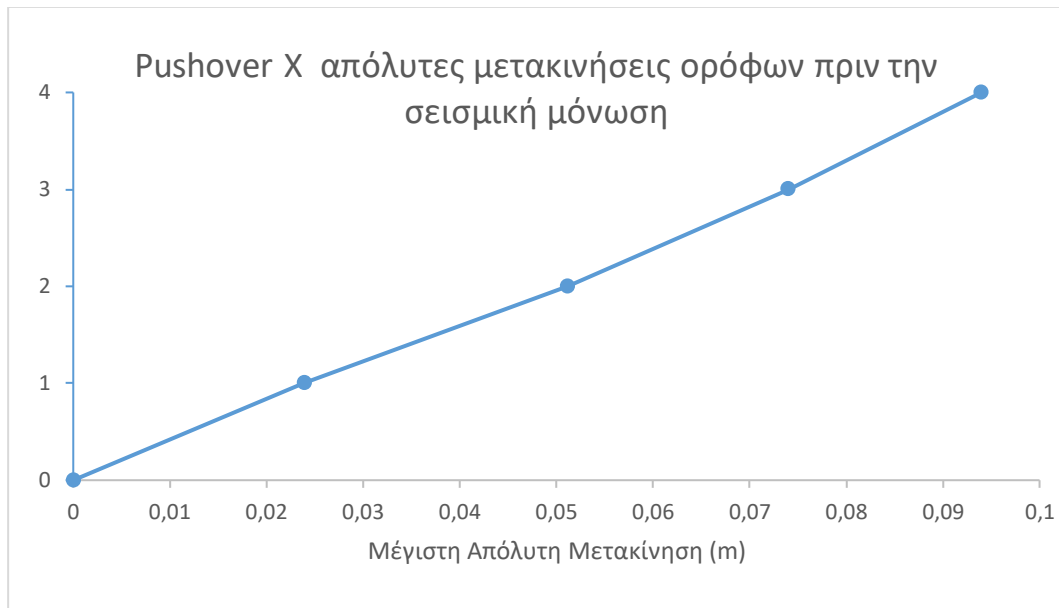
Εικόνα 6.5 Σημείο επιτελεστικότητας κατά  $U_x$  σύμφωνα με το ATC-40



Εικόνα 6.6 Χαρακτηριστικά του σημείου επιτελεστικότητας

Παρατηρείται ότι η στοχευόμενη μετατόπιση είναι  $\delta = 0.041$  m και η τέμνουσα βάσης που αναπτύσσεται είναι  $V = 1947,488$  kN.

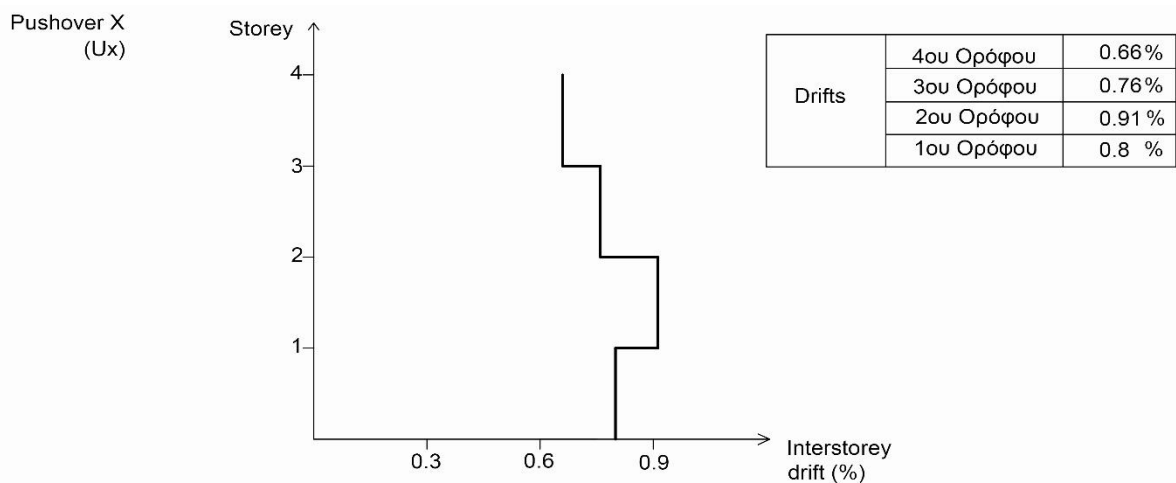
Τέλος παρατίθενται οι μετακινήσεις των ορόφων για την υπερωθητική ανάλυση στη διεύθυνση X



Εικόνα 6.7 Απόλυτες μετακινήσεις ανά όροφο για την Pushover X στο φορέα πριν τη σεισμική μόνωση

Για τον πρώτο όροφο η μετακίνηση στη διεύθυνση X είναι  $u_{1x} = 0.0254$  m, για τον δεύτερο η μετακίνηση είναι  $u_{2x} = 0.0597$  m για τον τρίτο όροφο η μετακίνηση είναι  $u_{3x} = 0.0742$  m και για το δώμα η μετακίνηση φτάνει την τιμή  $u_{4x} = 0.094$  m.

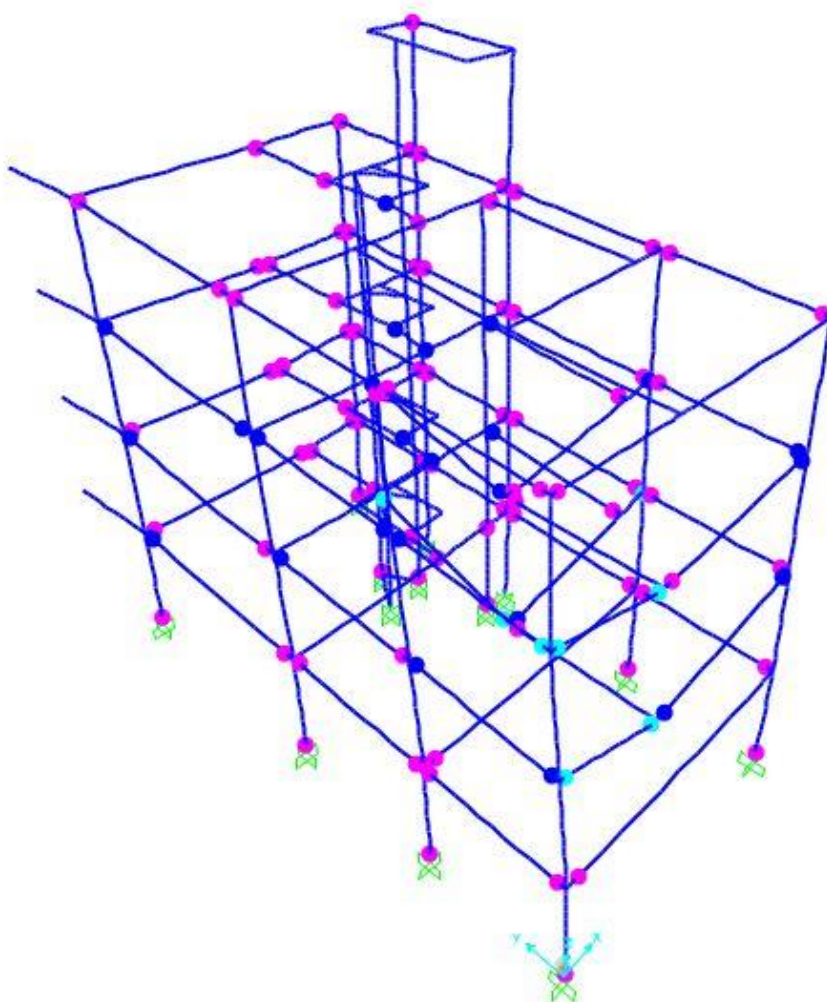
Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων για την διεύθυνση X η οποία είναι παράλληλη στη φόρτιση :



Εικόνα 6.8 Σχετικές μετακινήσεις ανά όροφο στην διεύθυνση X για τον φορέα πριν την σεισμική μόνωση

## Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά τη διεύθυνση Y πριν τη σεισμική μόνωση

Κατά αντιστοιχία με την υπερωθητική ανάλυση κατά X, έτσι και η pushover κατά Y ασκεί μια διέγερση πάνω στην κατασκευή μέσω επιταχύνσεων μέχρις ότου ο κόμβος 79 φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση των 60 εκατοστών αλλά αυτή τη φορά στην διεύθυνση Y. Η ανάλυση ολοκληρώνεται όταν επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή ο φορέας αστοχήσει σε οποιοδήποτε δομικό του μέλος πριν από την μετακίνηση.



Εικόνα 6.9 Θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή για την διεύθυνση Y

Υπενθυμίζεται πως τα διάφορα χρώματα αναπαριστούν τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες προβλέπονται από τον κανονισμό, συγκεκριμένα οι πλαστικές αρθρώσεις με ροζ και μπλε χρώμα ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας

A , οι πλαστικές αρθρώσεις με γαλάζιο χρώμα ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Β και τέλος με πράσινο, πορτοκαλί κίτρινο και κόκκινο στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.



Εικόνα 6.10 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας

Από τις 185 πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων της υφιστάμενης κατασκευής, οι 58 παρέμειναν στην ελαστική περιοχή ενώ η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων διέρρευσε και βρίσκεται στην στάθμη επιτελεστικότητας Α. Μόλις 8 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στην στάθμη επιτελεστικότητας Β και καμία δεν έφτασε μέχρι την στάθμη Γ. Τέλος για τα υποστυλώματα της βάσης τα 11 από τα 13 διέρρευσαν και ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Α ενώ τα 2 παρέμειναν στην ελαστική περιοχή.

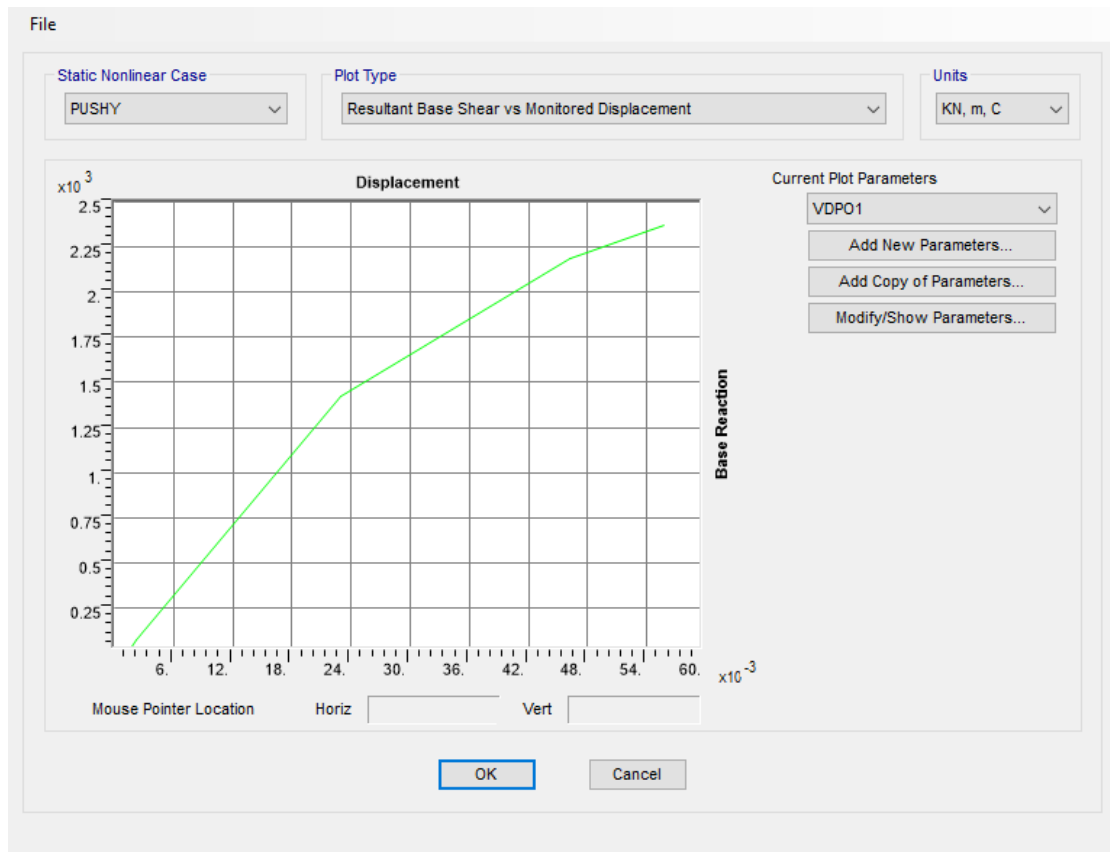




Εικόνα 6.11 Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεσματικότητας

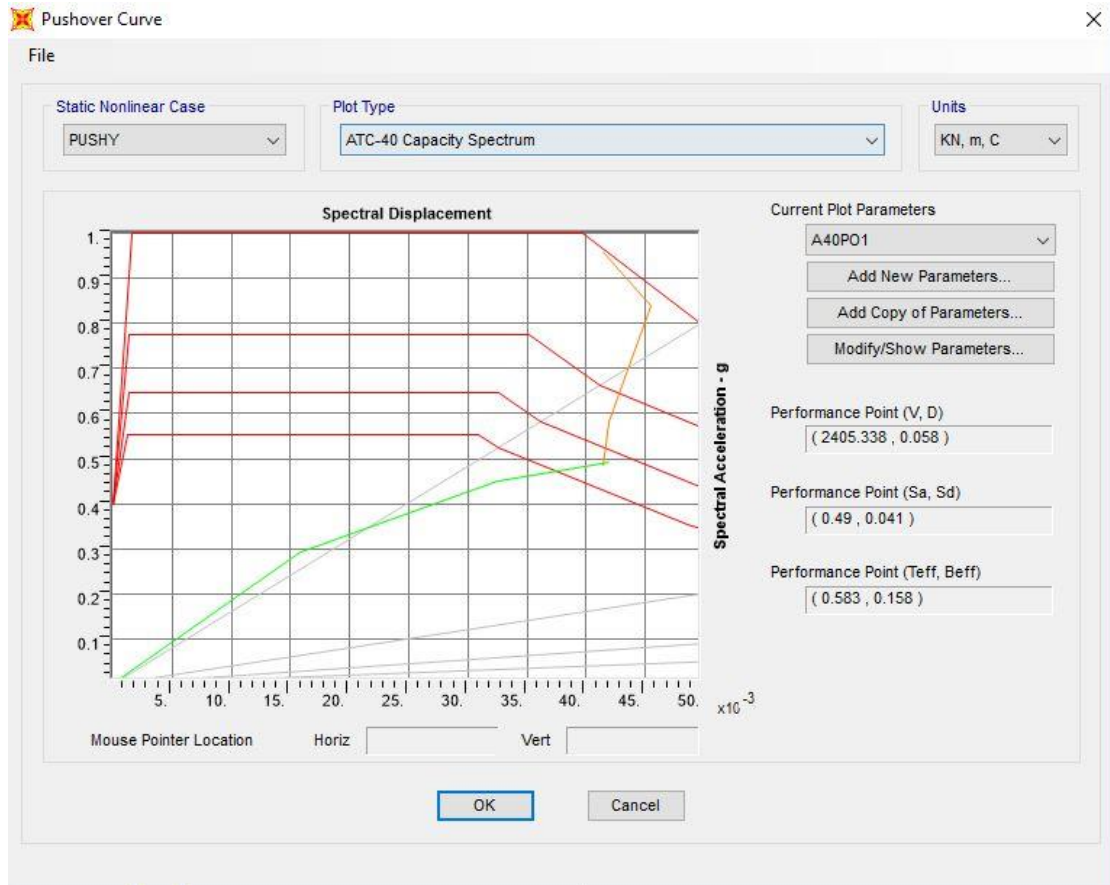
Το 68% των πλαστικών αρθρώσεων διέρρευσε ενώ το υπόλοιπο 32% συμπεριφέρθηκε ελαστικά. Μόνο το 4% των συνολικών πλαστικών αρθρώσεων έφτασε μέχρι την στάθμη επιτελεσματικότητας Β. Από τις πλαστικές αρθρώσεις που διέρρευσαν στην στάθμη επιτελεσματικότητας Α ανήκουν το 93.7% και το υπόλοιπο 6.3% στην στάθμη Β. Το 85 % των υποστυλωμάτων της βάσης βρίσκεται στην στάθμη επιτελεσματικότητας Α ενώ το υπόλοιπο 15% λειτουργεί ελαστικά.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η καμπύλη αντίστασης ή καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για την ανάλυση στην διεύθυνση Υ.

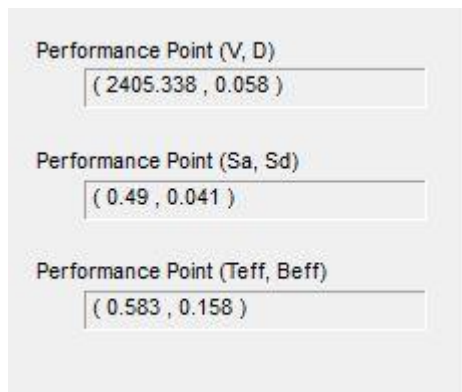


Εικόνα 6.12 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για την διεύθυνση Y

Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τις μεθόδους ATC-40 μπορούμε να υπολογίσουμε το σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου βασίζεται στην εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης, σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται και της αντοχής της κατασκευής.



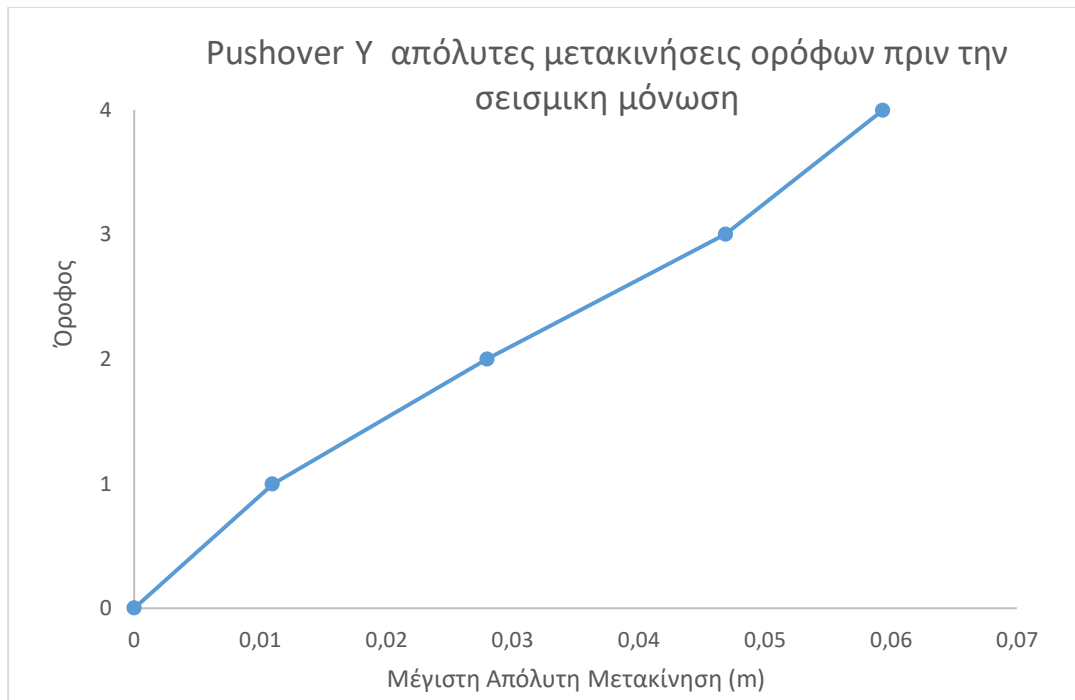
Εικόνα 6.13 Στοιχούμενη μετακίνηση κατά Uy σύμφωνα με το ATC-40



Εικόνα 6.14 Χαρακτηριστικά του σημείου επιτελεστικότητας

Παρατηρήθηκε πως το σημείο επιτελεστικότητας κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση Y του κτιρίου αντιστοιχεί σε μετατόπιση κόμβου ελέγχου 0.058 m ενώ η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης είναι 2405.338 kN.

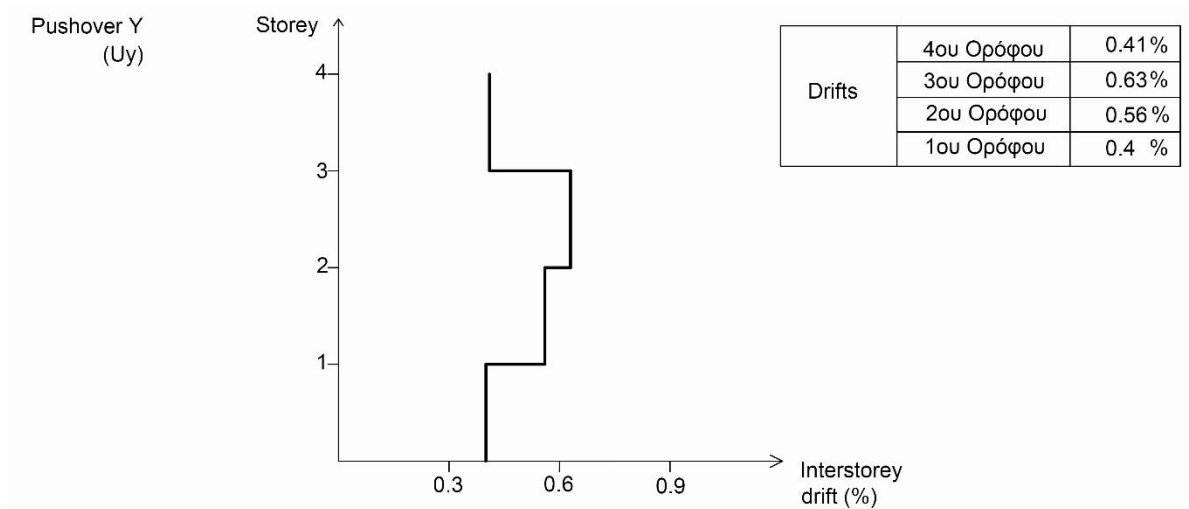
Όσον αφορά τις μετακινήσεις των ορόφων για την υπερωθητική ανάλυση στη διεύθυνση Y παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα



Εικόνα 6.15 Απόλυτες μετακινήσεις ανά όροφο για την Pushover Y πριν την σεισμική μόνωση του φορέα

Για τον πρώτο όροφο η μετακίνηση στη διεύθυνση Y είναι  $u_{1y} = 0.011$  m, για τον δεύτερο η μετακίνηση είναι  $u_{2y} = 0.028$  m για τον τρίτο όροφο η μετακίνηση είναι  $u_{3y} = 0.0469$  m και για την μετακίνηση του τελευταίου ορόφου φτάνει την τιμή  $u_{4y} = 0.0594$  m.

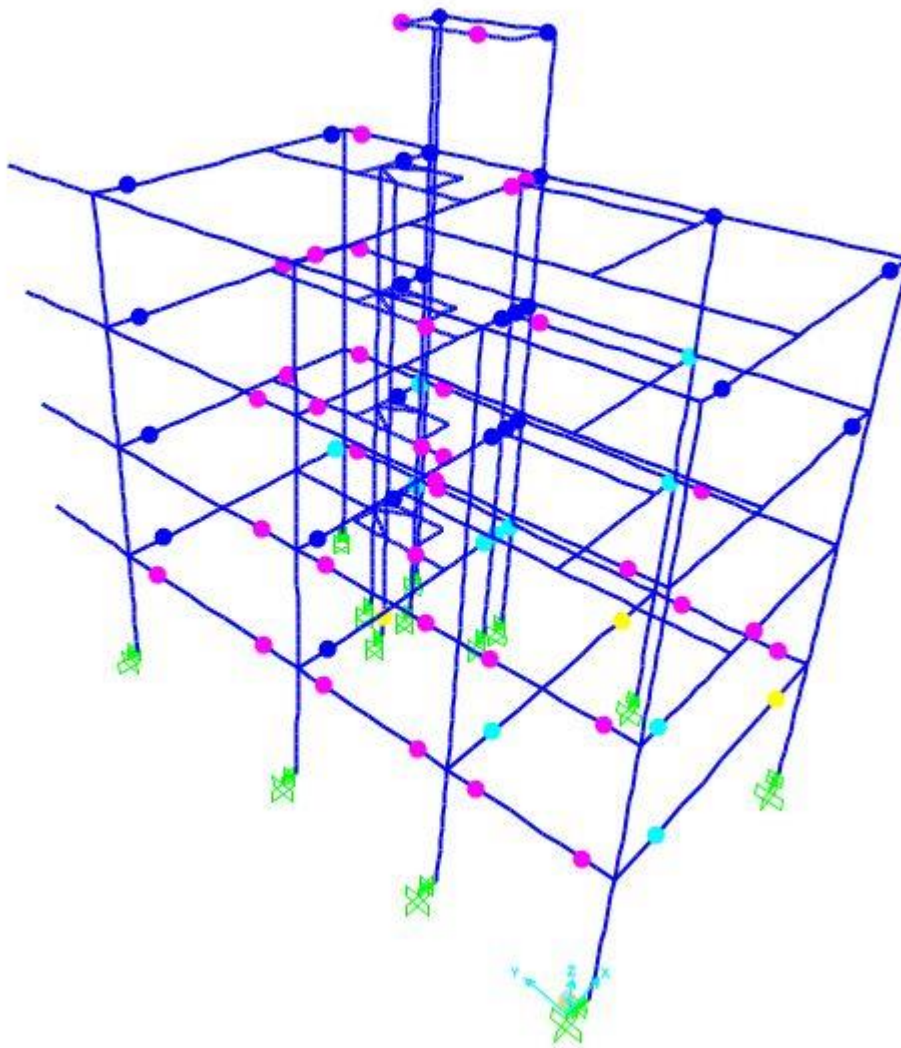
Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων για την διεύθυνση X η οποία είναι παράλληλη στη φόρτιση :



Εικόνα 6.16 Σχετικές μετακινήσεις ανά όροφο στην διεύθυνση Y για τον φορέα πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

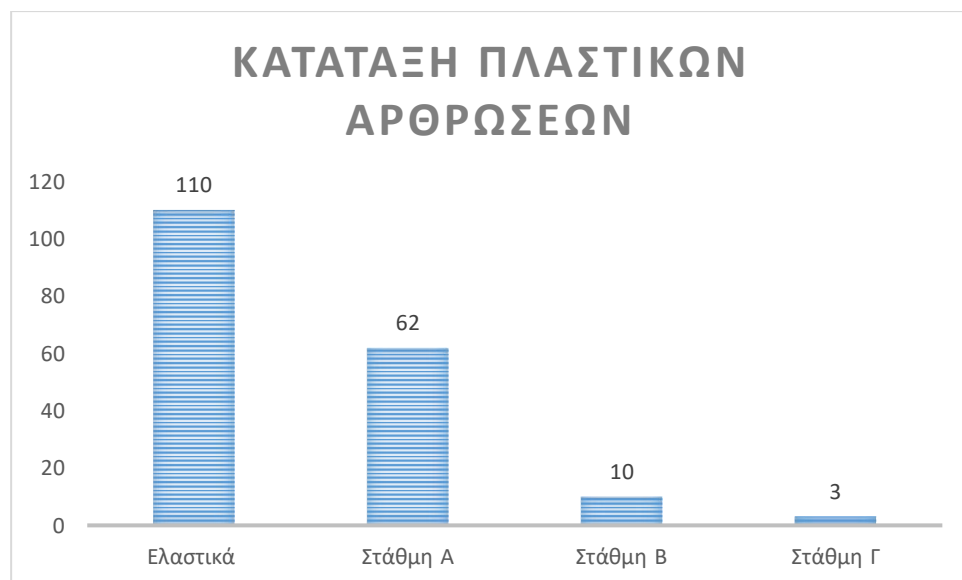
## 6.5 Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά τη διεύθυνση X μετά την σεισμική μόνωση

Η μέθοδος της υπερωθητικής ανάλυσης εφαρμόστηκε στην κατασκευή και υστέρη από την τοποθέτηση εφεδράνων γεγονός που άλλαξε την απόκριση της έναντι των σεισμικών δράσεων. Η ανάλυση τερματίζεται όταν ο κόμβος ελέγχου 79 φτάνει την μετατόπιση ελέγχου των 0.60 μέτρων που έχει οριστεί ή όταν αστοχήσει κάποιο δομικό μέλος της κατασκευής. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν στον φορέα με την σεισμική μόνωση



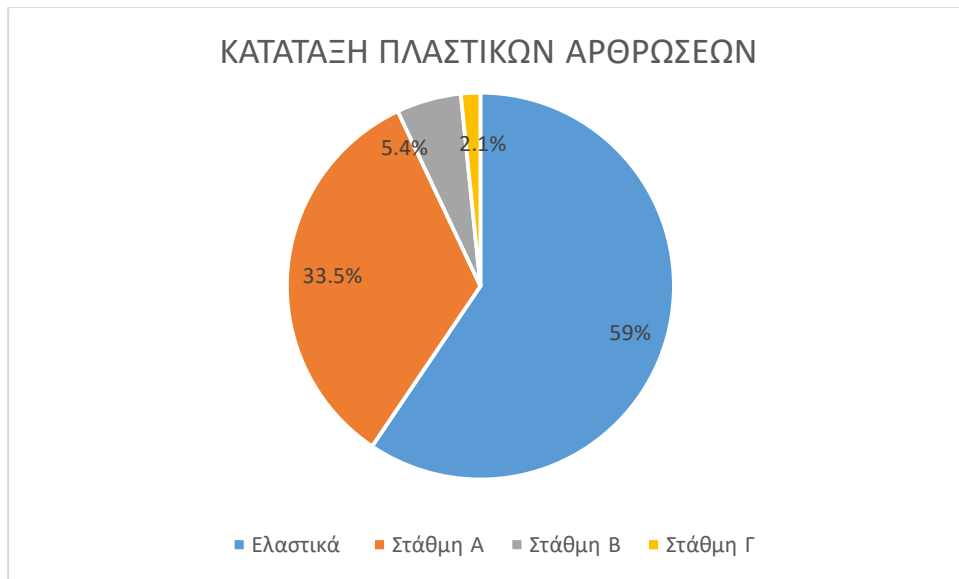
Εικόνα 6.17 Θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων για την κατασκευή με την σεισμική μόνωση

Τα διάφορα χρώματα αναπαριστούν τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες προβλέπονται από τον κανονισμό, συγκεκριμένα οι πλαστικές αρθρώσεις με ροζ και μπλε χρώμα ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Α , οι πλαστικές αρθρώσεις με γαλάζιο χρώμα ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Β και τέλος με πράσινο, πορτοκαλί κίτρινο και κόκκινο στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.



Εικόνα 6.18 Κατάταξη πλαστικών αρθρώσεων

Στην κατασκευή από τις 185 θέσεις πλαστικών αρθρώσεων η πλειοψηφία ανήκει στην στάθμη επιτελεστικότητας Α. Συγκεκριμένα 110 πλαστικές αρθρώσεις παρέμειναν στην ελαστική περιοχή , 62 πλαστικές αρθρώσεις διέρρευσαν και κατατάσσονται στην στάθμη επιτελεστικότητας Α , 10 βρίσκονται στην στάθμη επιτελεστικότητας Β και 3 βρίσκονται στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ. Τέλος για τα υποστυλώματα της βάσης τα οποία καταπονούνται υπό διαξονική κάμψη (P-M2-M3) για την ροπή M3 όλα συμπεριφέρθηκαν ελαστικά εκτός από ένα το οποίο βρέθηκε στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

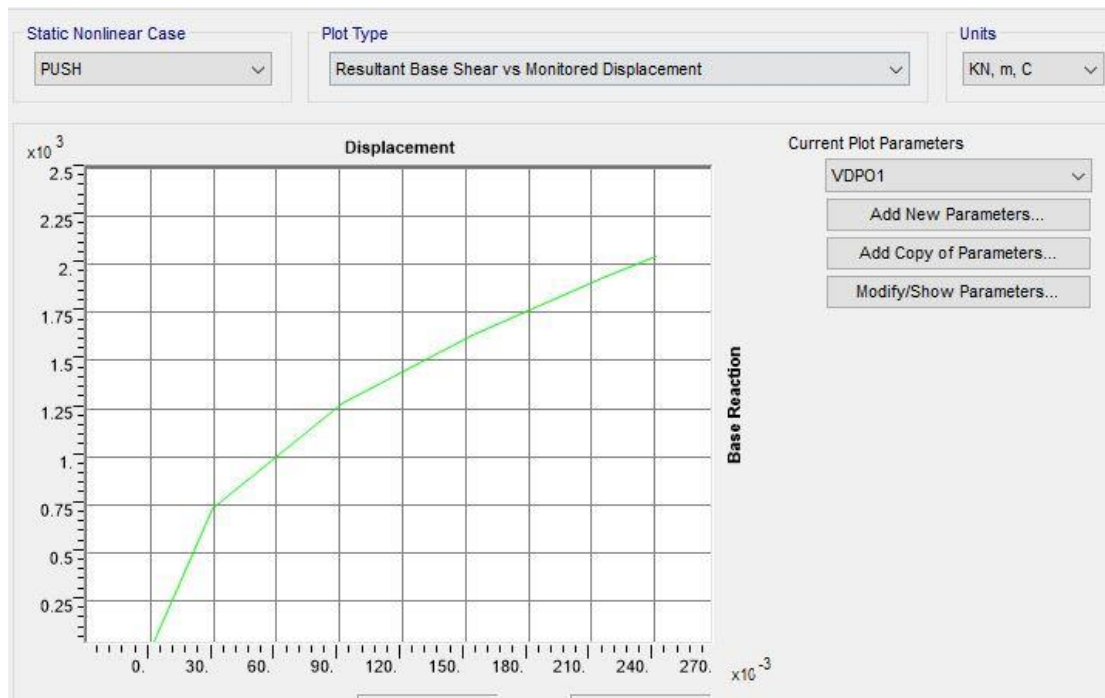


*Εικόνα 6.19 Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας*

Το 41% των πλαστικών αρθρώσεων διέρρευσε και το υπόλοιπο 59% παρέμεινε στον ελαστικό κλάδο. Από τις πλαστικές αρθρώσεις που διέρρευσαν στην στάθμη επιτελεστικότητας Α ανήκουν το 82.6% , στην στάθμη Β το 13.3% και στην στάθμη Γ το 4%.

Το 92.3 % των υποστυλωμάτων της βάσης λειτουργεί ελαστικά και το υπόλοιπο 7.7% βρίσκεται στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ .

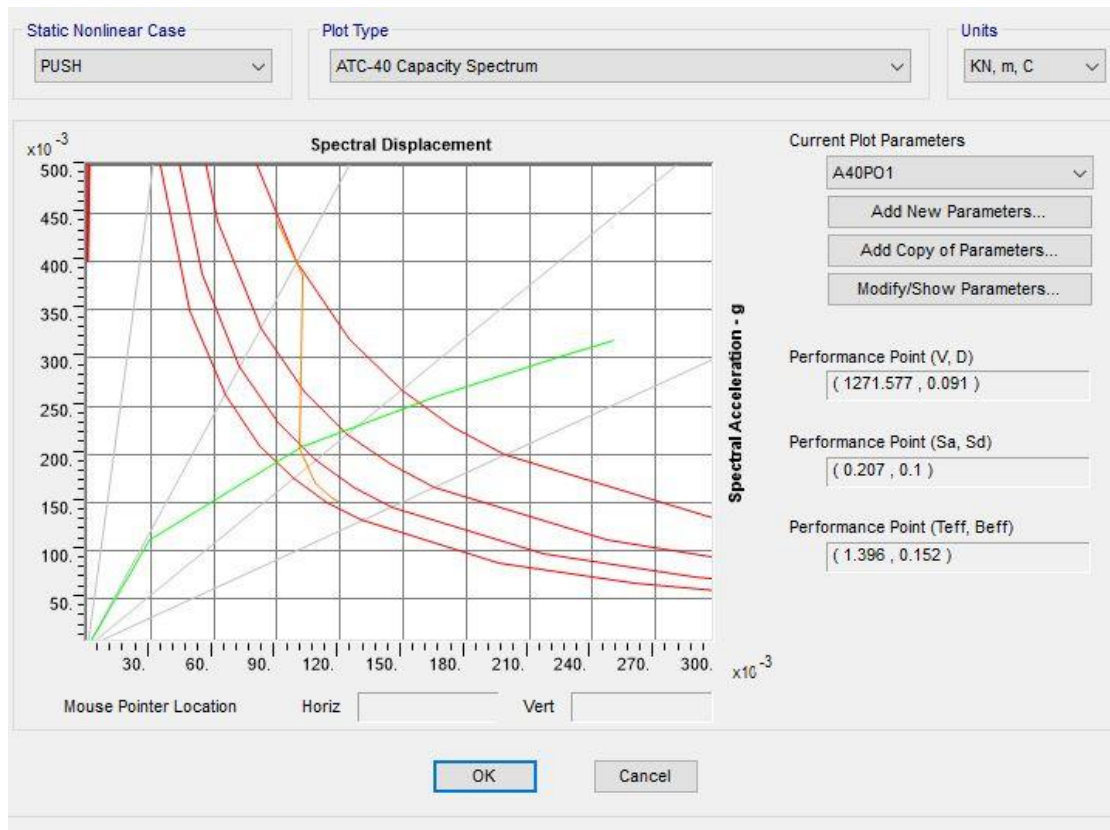
Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η καμπύλη αντίστασης ή καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για την ανάλυση στην διεύθυνση Χ.



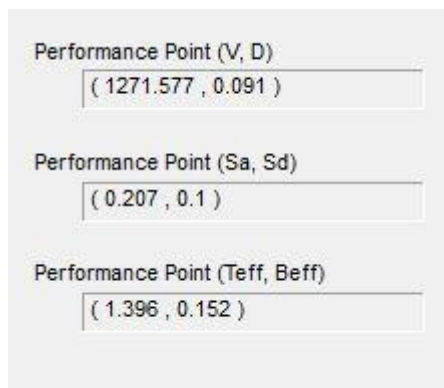
Εικόνα 6.20 Καμπύλη Ικανότητας της κατασκευής με την σεισμική μόνωση για την διεύθυνση X

Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τις μεθόδους ATC-40 μπορούμε να υπολογίσουμε το σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου. Το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται στην τομή των καμπυλών της απαίτησης, σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται και της αντοχής της κατασκευής. Το σημείο αυτό δίνει την στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής, δηλαδή την μετατόπιση κορυφής του κτιρίου για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.





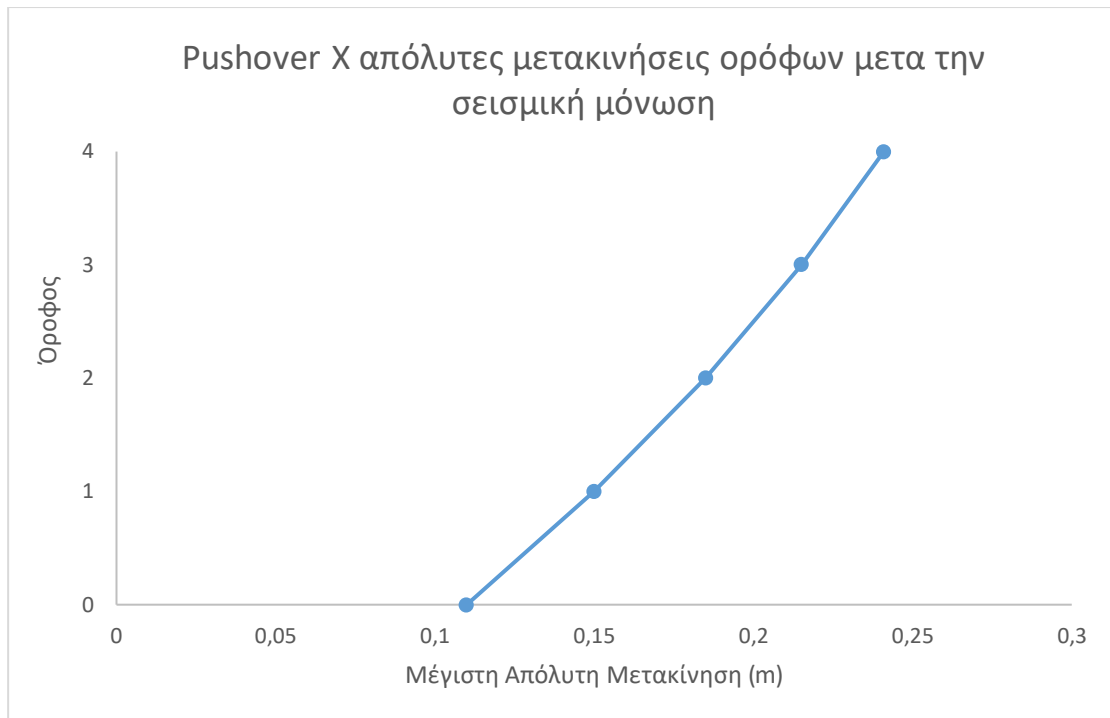
Εικόνα 6.21 Σημείο επιτελεστικότητας κατά  $U_x$  σύμφωνα με το ATC-40



Εικόνα 6.22 Χαρακτηριστικά του σημείου επιτελεστικότητας

Παρατηρήθηκε πως το σημείο επιτελεστικότητας κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση  $X$  του κτιρίου αντιστοιχεί σε μετατόπιση κόμβου ελέγχου 0.091 m ενώ η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης είναι 1271.577 kN, αισθητά μικρότερη από το σημείο επιτελεστικότητας για την κατασκευή πριν την σεισμική μόνωση.

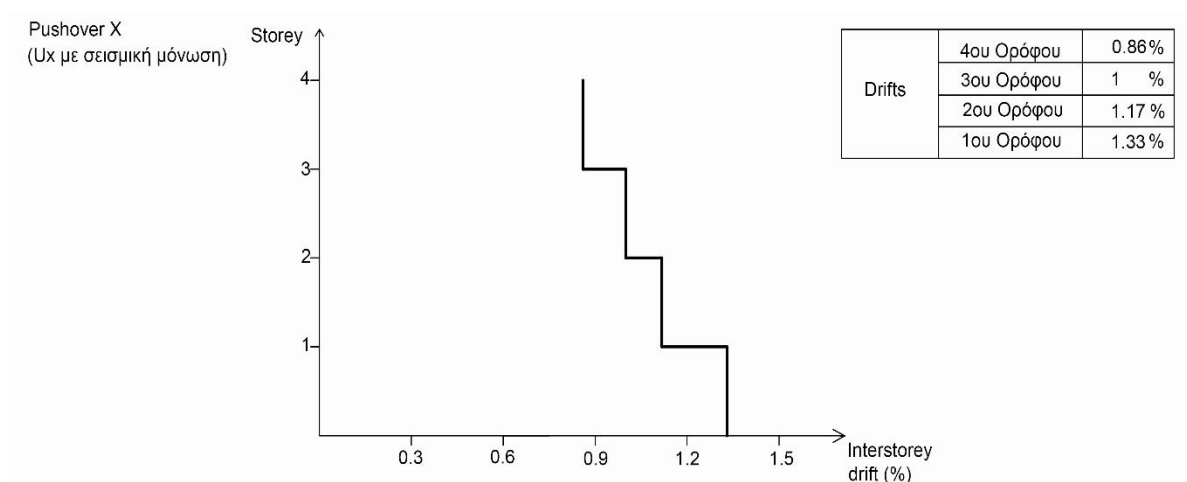
Όσον αφορά τις απόλυτες μετακινήσεις των ορόφων για την υπερωθητική ανάλυση στη διεύθυνση  $X$  παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα :



Εικόνα 6.23 Απόλυτες μετακινήσεις ανά όροφο για την Pushover X μετά τη σεισμική μόνωση του φορέα

Η μετακίνηση στην στάθμη 0.0 του κτιρίου είναι  $u_{0x} = 0.11$  m. Για τον πρώτο όροφο η μετακίνηση στη διεύθυνση X είναι  $u_{1x} = 0.15$  m, για τον δεύτερο η μετακίνηση είναι  $u_{2x} = 0.185$  m για τον τρίτο όροφο η μετακίνηση είναι  $u_{3x} = 0.215$  m και για το δώμα η μετακίνηση φτάνει την τιμή  $u_{4x} = 0.241$  m.

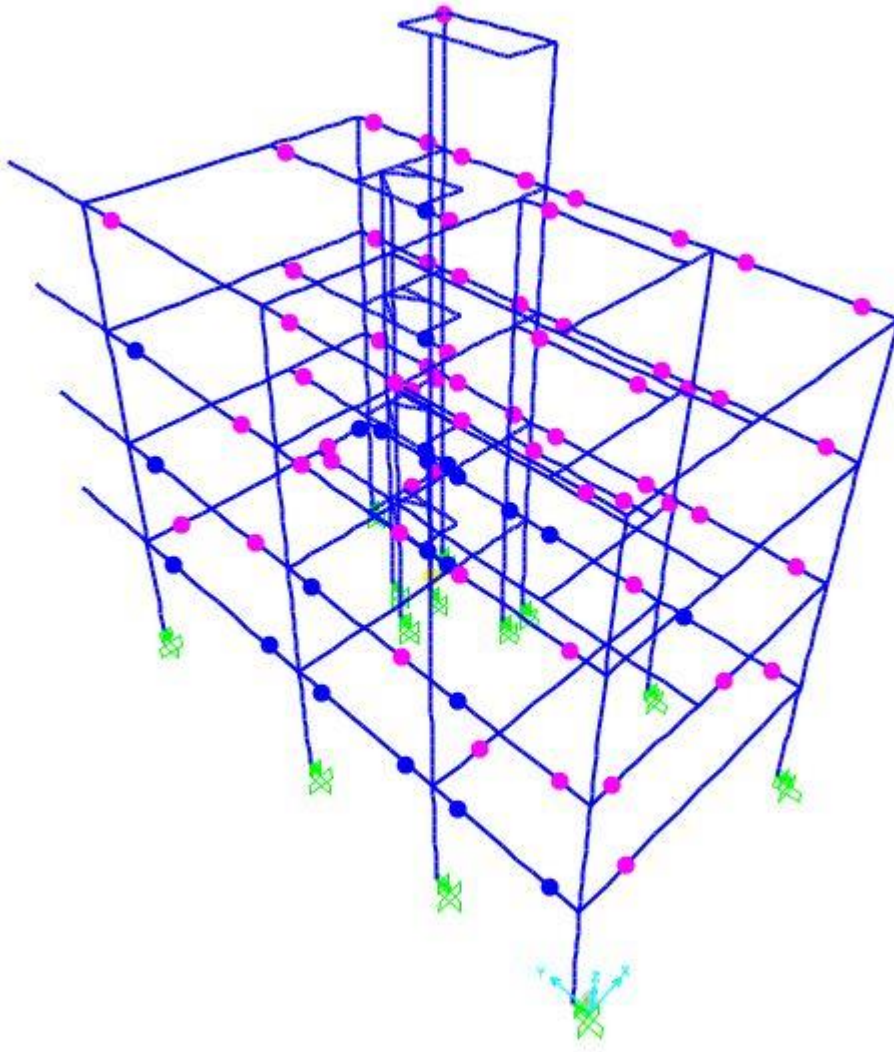
Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων για την διεύθυνση X η οποία είναι παράλληλη στη φόρτιση :



Εικόνα 6.24 Σχετικές μετακινήσεις ανά όροφο στη διεύθυνση X για τον φορέα μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

## **Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά τη διεύθυνση Y μετά την σεισμική μόνωση**

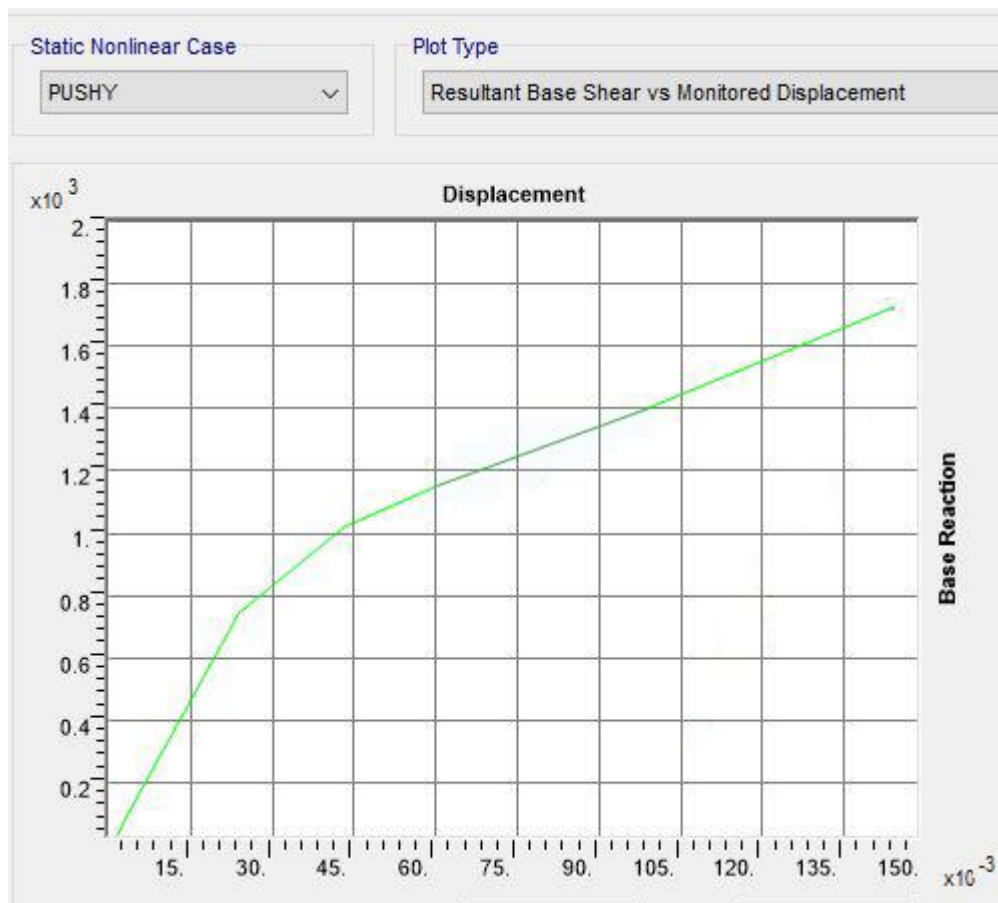
Η pushover κατά Y ασκεί μια διέγερση πάνω στην κατασκευή μέσω επιταχύνσεων μέχρις ότου ο κόμβος 79 φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση των 60 εκατοστών στην διεύθυνση Y. Η ανάλυση ολοκληρώνεται όταν επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή ο φορέας αστοχήσει σε οποιοδήποτε δομικό του μέλος πριν από την μετακίνηση. Τελικά η ανάλυση ολοκληρώθηκε μετά το πέρας 163 βημάτων , αυτό πιθανώς συμβαίνει γιατί το πρόγραμμα αδυνατεί να πραγματοποιήσει την ανάλυση μέχρι τέλους λόγω προβλημάτων σύγκλισης. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν στην κατασκευή κατά το τέλος της ανάλυσης.



Εικόνα 6.25 Θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων για την κατασκευή μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

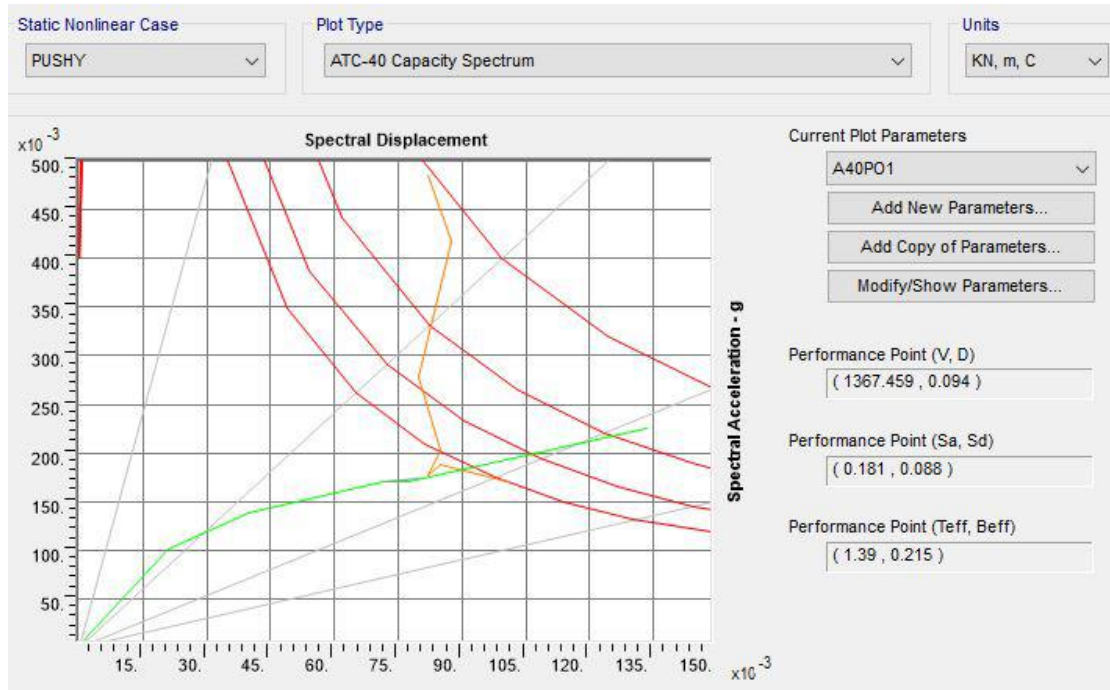
Το σύνολο των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν στην κατασκευή ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ καμία δεν κατάφερε να περάσει στην στάθμη Β ούτε στην Γ. Τα υποστυλώματα της βάσης για την ροπή M3 είχαν ελαστική απόκριση. Ο συνολικός αριθμός των διατομών που διέρρευσαν ήταν 72 από τις 185 πιθανές θέσεις. Συνεπώς, το 39% των διατομών βρίσκεται στην πλαστική περιοχή και αυτό έχει επιρροή και στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Η κλίση της καμπύλης ικανότητας αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία όπου για μικρές τιμές της τέμνουσας η δυσκαμψία μπορεί να θεωρηθεί και ως η δυσκαμψία του φορέα στην ελαστική φάση, όσο μεγάλωνει η τέμνουσα της βάσης και κάποιες διατομές της κατασκευής διαρρέουν η κλίση της καμπύλης μειώνεται, στην

προκειμένη περίπτωση λόγω του μικρού αριθμού των διατομών που διέρρευσαν αναμένεται η καμπύλη να μην έχει τόσο έντονη μεταβολή της κλίσης όσο θα έπρεπε. Παρακάτω παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης για την διεύθυνση Y.

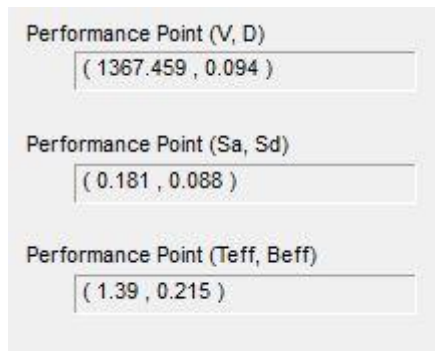


Εικόνα 6.26 Καμπύλη Ικανότητας της κατασκευής μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης για την διεύθυνση Y

Αφού κατασκευάστηκε η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, από την τομή των καμπυλών διαθέσιμης και απαιτούμενης ικανότητας προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής. Το σημείο αυτό δίνει την στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής, δηλαδή την μετατόπιση κορυφής του κτιρίου για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το διάγραμμα ATC-40 καθώς και η τομή των καμπυλών διαθέσιμης και απαιτούμενης ικανότητας.



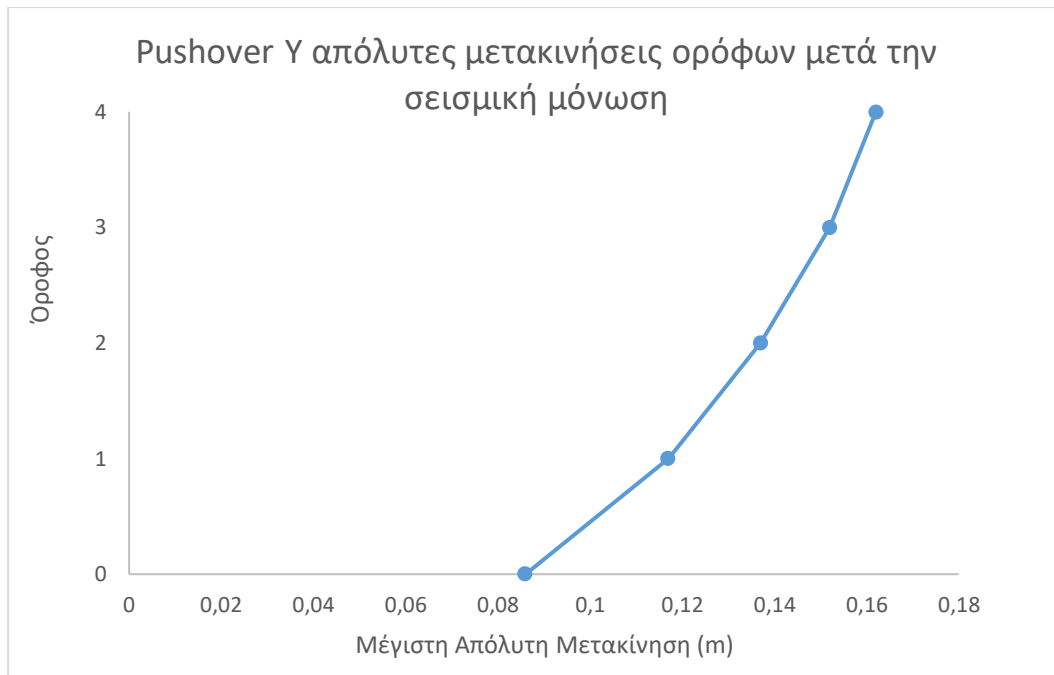
Εικόνα 6.27 Σημείο επιτελεσματικότητας κατά Uy σύμφωνα με το ATC-40



Εικόνα 6.28 Χαρακτηριστικά του σημείου επιτελεσματικότητας

Παρατηρήθηκε πως το σημείο επιτελεσματικότητας κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση Y μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στο κτίριο αντιστοιχεί σε μετατόπιση κόμβου ελέγχου 0.094 m ενώ η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης είναι 1367.459kN.

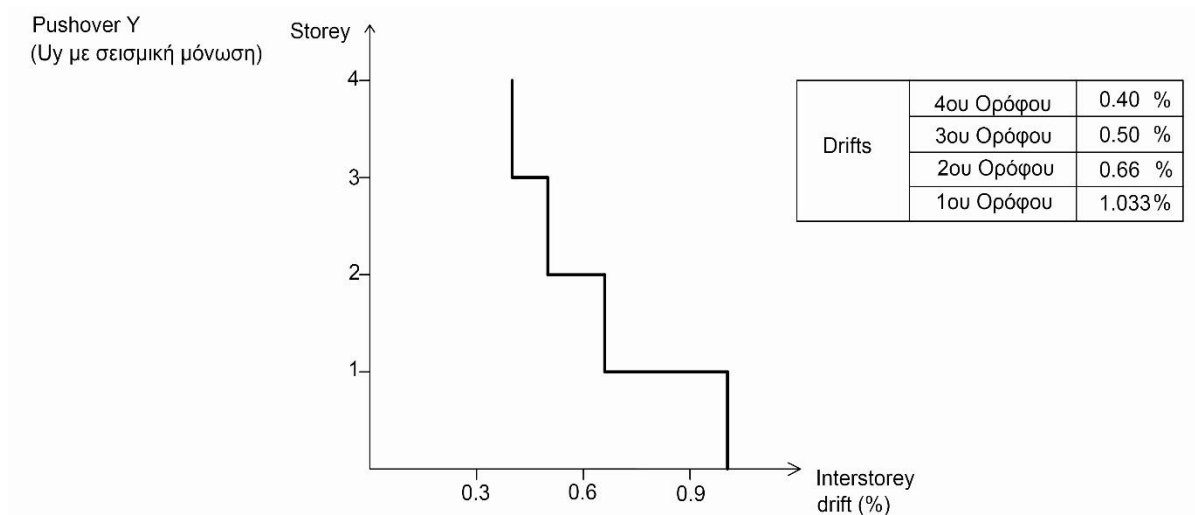
Όσον αφορά τις μετακινήσεις των ορόφων για την υπερωθητική ανάλυση στη διεύθυνση Y παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα :



Εικόνα 6.29 Απόλυτες μετακινήσεις ανά όροφο για την Pushover Y μετά τη σεισμική μόνωση του φορέα

Η μετακίνηση στην στάθμη 0.0 του κτιρίου είναι  $u_{0y} = 0.086$  m. Για τον πρώτο όροφο η μετακίνηση στη διεύθυνση Y είναι  $u_{1y} = 0.117$  m, για τον δεύτερο η μετακίνηση είναι  $u_{2x} = 0.137$  m για τον τρίτο όροφο η μετακίνηση είναι  $u_{3y} = 0.152$  m και για το δώμα η μετακίνηση φτάνει την τιμή  $u_{4y} = 0.162$  m

Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων για την διεύθυνση Y η οποία είναι παράλληλη στη φόρτιση :



Εικόνα 6.30 Σχετικές μετακινήσεις ανά όροφο στη διεύθυνση Y στο φορέα μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

## 7.1 Γενικά

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί την δεύτερη κατηγορία μη γραμμικών αναλύσεων. Με την πάροδο των χρόνων και την εξέλιξη της τεχνολογίας σε διάφορους τομείς, όπως η βελτίωση των αλγορίθμων, η αύξηση της υπολογιστικής ισχύος και η ανάπτυξη λογισμικών, οι αναλύσεις χρονοϊστορίας έχουν κερδίσει σημαντικό έδαφος τόσο σε ερευνητικό επίπεδο όσο και σε επίπεδο σχεδιασμού νέων κατασκευών.

Στην ανελαστική δυναμική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου και υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης πρέπει να ελέγχονται και σε περίπτωση που κρίνεται απαραίτητο να μειώνεται το χρονικό βήμα ολοκλήρωσης. Με τον τρόπο αυτό είναι δυνατόν να μειωθούν κάποιοι παράγοντες όπως η απότομη μείωση της δυσκαμψίας που επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Σε κάθε χρονικό βήμα η διόρθωση της λύσης γίνεται μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας σύγκλισης Newton-Raphson.

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση εξαρτάται από δύο παράγοντες, πρώτον την εξιδανίκευση του φορέα δηλαδή του προσομοιώματος για την αναπαράσταση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του, και δεύτερον με την επιλογή του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί. Το τελευταίο απαιτεί την καλή γνώση της αναμενόμενης σεισμικής κίνησης στο σημείο το οποίο εδράζεται η κατασκευή.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια του σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση της κατασκευής κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Για τον λόγο αυτό η ανελαστική δυναμική ανάλυση έχει εφαρμογή σε οποιονδήποτε φορέα η έδαφος θεμελίωσης, παρόλα αυτά η απόκριση της κατασκευής ενδέχεται να είναι στα χαρακτηριστικά συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται συνεπώς η ανάλυση πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες εδαφικές διεγέρσεις

και ύστερα να υπολογίζεται η μέση απόκριση του φορέα. Τα χρησιμοποιούμενα επιταχυνσιογραφήματα είναι κατάλληλα επιλεγμένες φυσικές καταγραφές ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με κάποιο φάσμα σχεδιασμού, για την κατασκευή των οποίων ελήφθησαν όλες οι πιθανές αβεβαιότητες όσον αφορά στη σεισμική διέγερση. Τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα διακρίνονται σε πλήρως τεχνητά και σε ήμι-τεχνητά που θυμίζουν περισσότερο φυσικές καταγραφές.

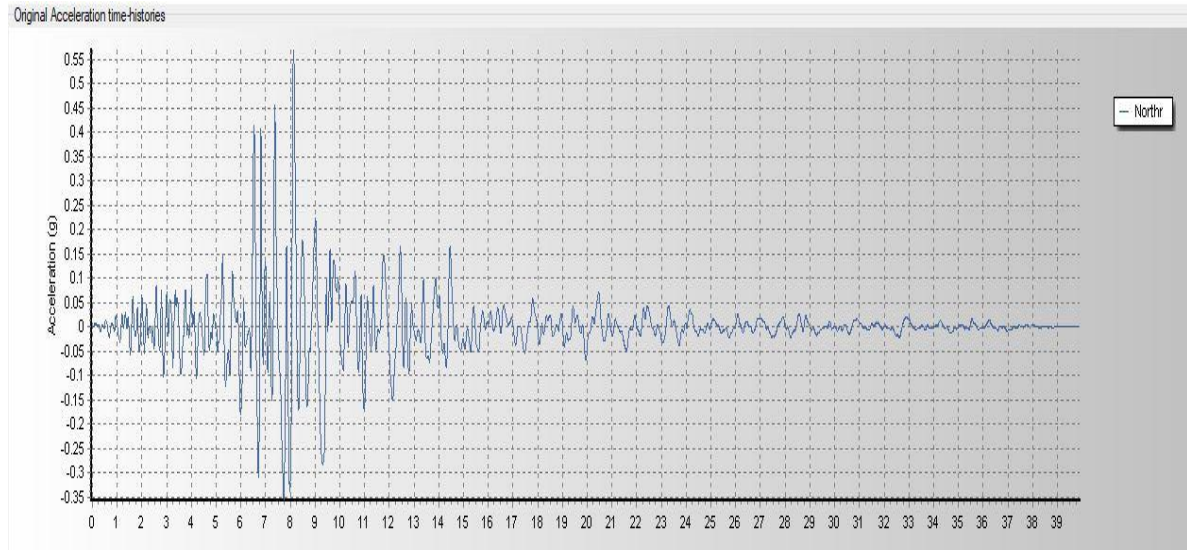
Τέλος, η ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης χρησιμοποιείται όμως σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών και ο λόγος είναι το μεγάλο υπολογιστικό κόστος, η ανάγκη προσεκτικής επιλογής κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων και η δυσκολία στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των αποτελεσμάτων. Χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

## 7.2 Επιταχυνσιογραφήματα

Για την εφαρμογή της μεθόδου επιλέχθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα του σεισμού του Northridge στο Los Angeles της California (1994, Rinaldi Station)

Για να χρησιμοποιηθούν οι σεισμικές καταγραφές πρέπει να είναι συμβατές με το φάσμα σχεδιασμού έτσι ώστε όλες οι συχνότητες του δομικού έργου να διεγείρονται ακριβώς όπως και το φάσμα σχεδιασμού. Η αναγωγή του επιταχυνσιογραφήματος στο φάσμα του κανονισμού έγινε μέσω του λογισμικού Seismomatch της εταιρείας Seismosoft. Στο πρόγραμμα εισάγεται το πραγματικό επιταχυνσιογράφημα και το φάσμα απόκρισης του κανονισμού, έτσι ώστε να προκύψει το προσαρμοσμένο επιταχυνσιογράφημα το οποίο θα ανταποκρίνεται στη λογική του σχεδιασμού και θα είναι συγκρίσιμο με άλλες μεθόδους ανάλυσης. Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν τα ακόλουθα :

## Σεισμός Northridge ( California, Rinaldi 1994 )

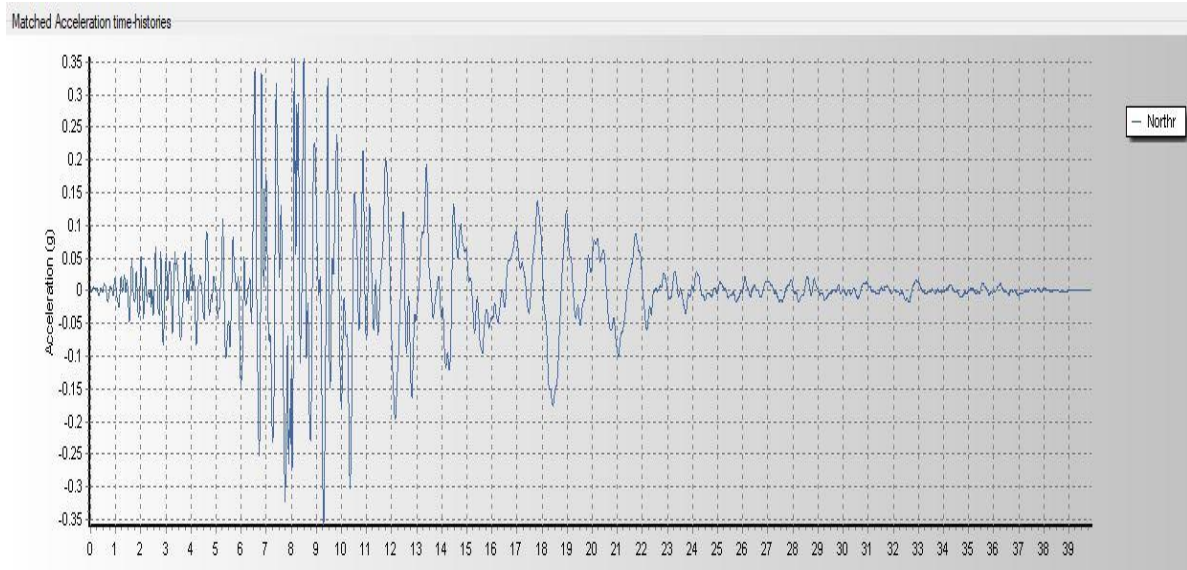


Εικόνα 7.1 Πραγματικό επιταχυνσιογράφημα για τον σεισμό του Northridge

Ground Motion Parameters for Original Accelerograms	
Accelerogram	1- Northrid
Max Acceleration (g)	0.56830
Max Velocity (cm/sec)	51.82672
Max Displacement (cm)	9.03470

Εικόνα 7.2 Πραγματικοί παράμετροι εδαφικής κίνησης

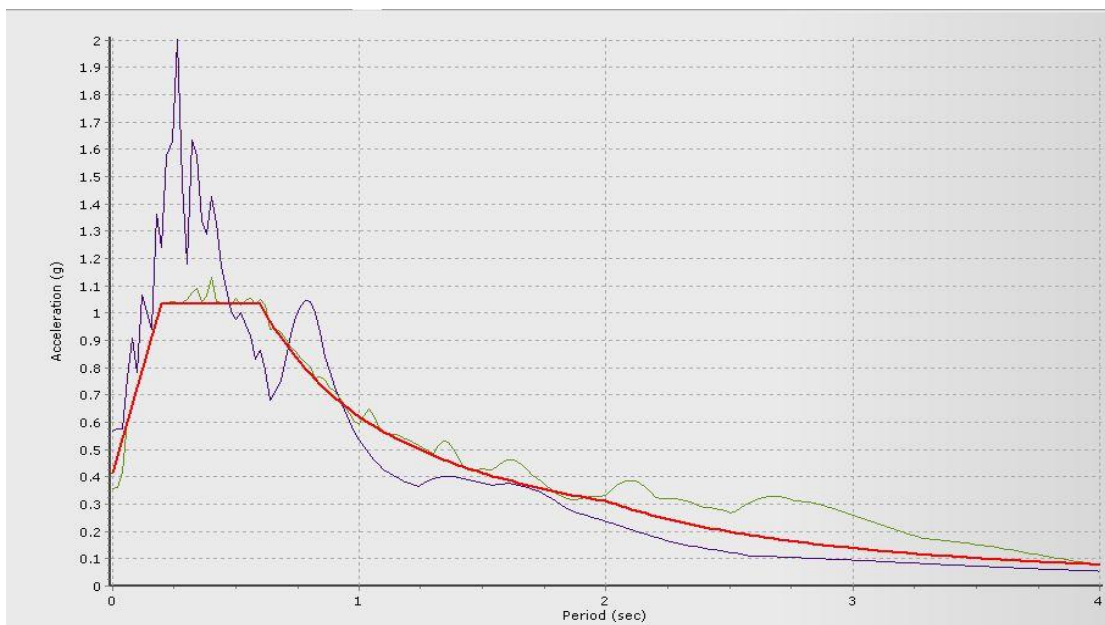
Έπειτα από την εισαγωγή του παραπάνω επιταχυνσιογραφήματος που αποτελεί μια πραγματική καταγραφή προέκυψε το εξής προσαρμοσμένο επιταχυνσιογράφημα :



Εικόνα 7.3 Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch για τον σεισμό του Northridge

Ground Motion Parameters for Matched Accelerograms	
Accelerogram	1- Northrid
Max Acceleration (g)	0.35781
Max Velocity (cm/sec)	51.85928
Max Displacement (cm)	13.95946

Εικόνα 7.4 Προσαρμοσμένοι παράμετροι εδαφικής κίνησης

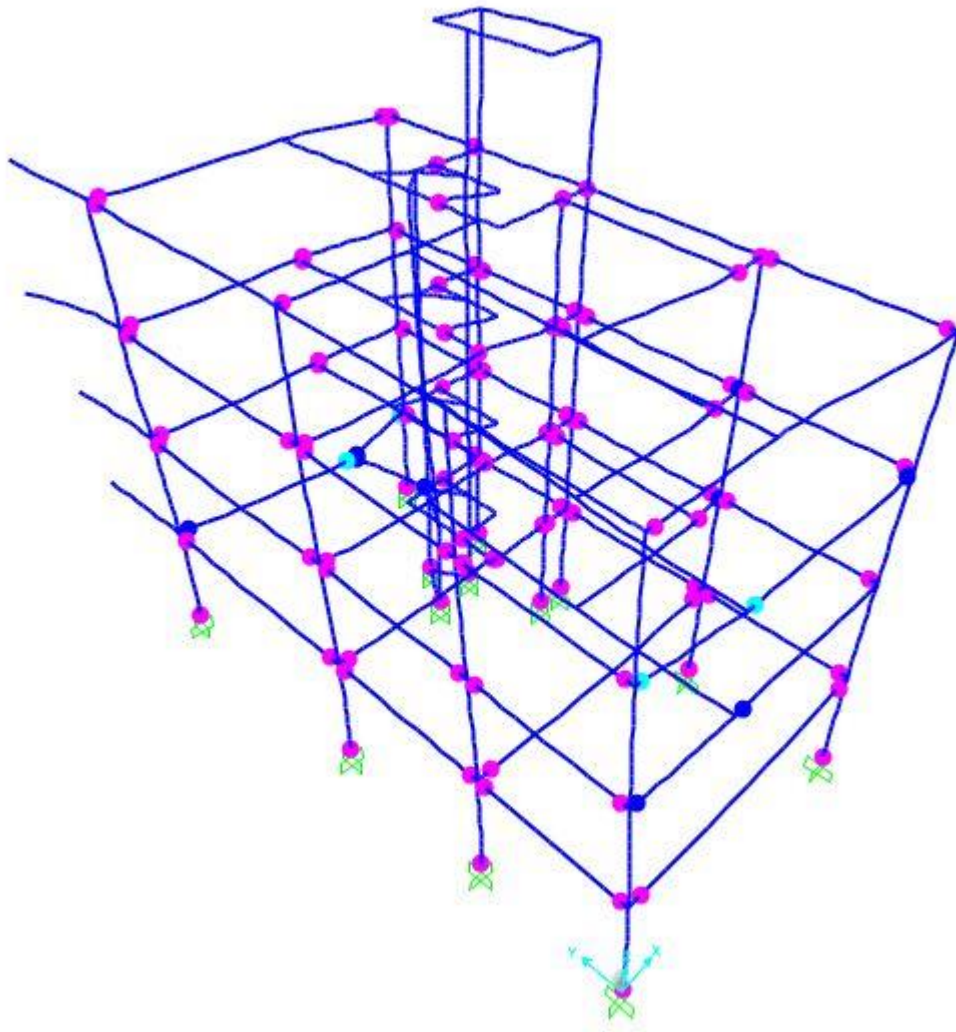


Εικόνα 7.5 Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στο φάσμα σχεδιασμού του Κανονισμού EC-8

### **7.3 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό του Northridge πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης**

#### **Φόρτιση X+0.3Y (φόρτιση παράλληλη με την μικρή πλευρά του κτιρίου)**

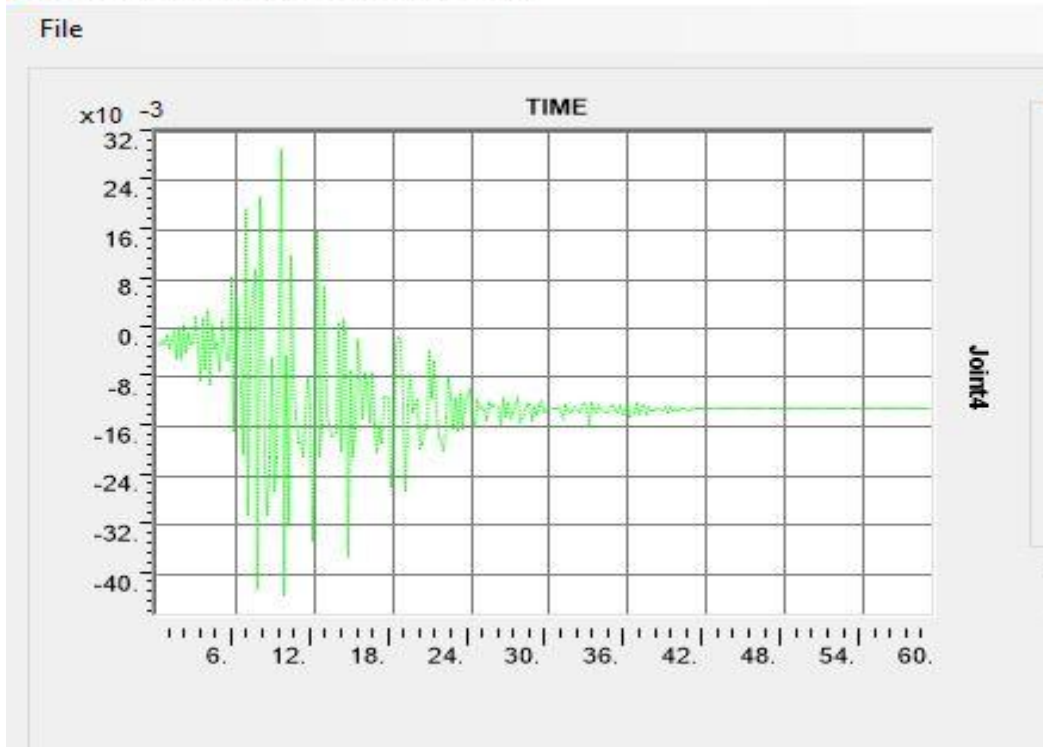
Ύστερα από την εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για την σεισμική διέγερση Northridge παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής. Παρατηρείται ότι τα περισσότερα δοκάρια της κατασκευής πέρασαν στην πλαστική περιοχή, ενώ συνέβησαν μεγαλύτερες βλάβες στα δοκάρια που ήταν παράλληλα στην κύρια διεύθυνση της φόρτισης. Συγκεκριμένα δημιουργήθηκαν 142 πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς της κατασκευής που αποτελούν το 77% των διατομών που μπορούν να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Η συντριπτική πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν βρίσκεται στην στάθμη επιτελεστικότητας A ενώ μόλις 3 βρίσκονται στην στάθμη επιτελεστικότητας B.



Εικόνα 7.6 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς για την σεισμική διέγερση Northridge για την διεύθυνση X

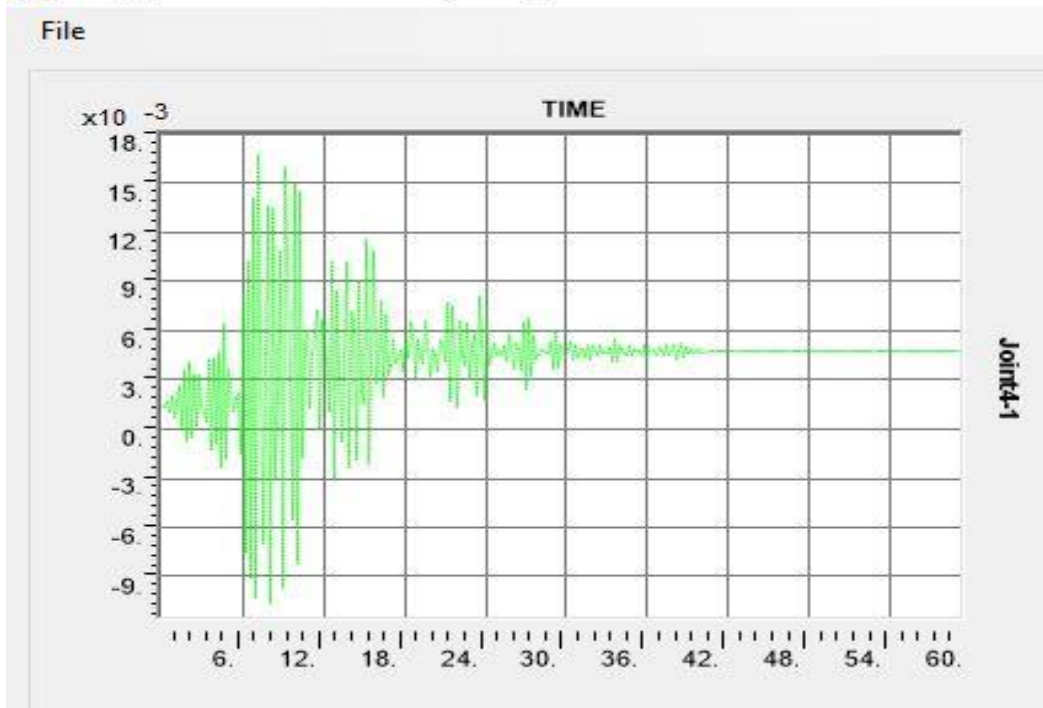
Από την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα μετακίνησης κορυφής και για τις δύο διευθύνσεις:

✘ Display Plot Function Traces (NR94\_3)



Εικόνα 7.7 Μετακίνηση κορυφής στην διεύθυνση X

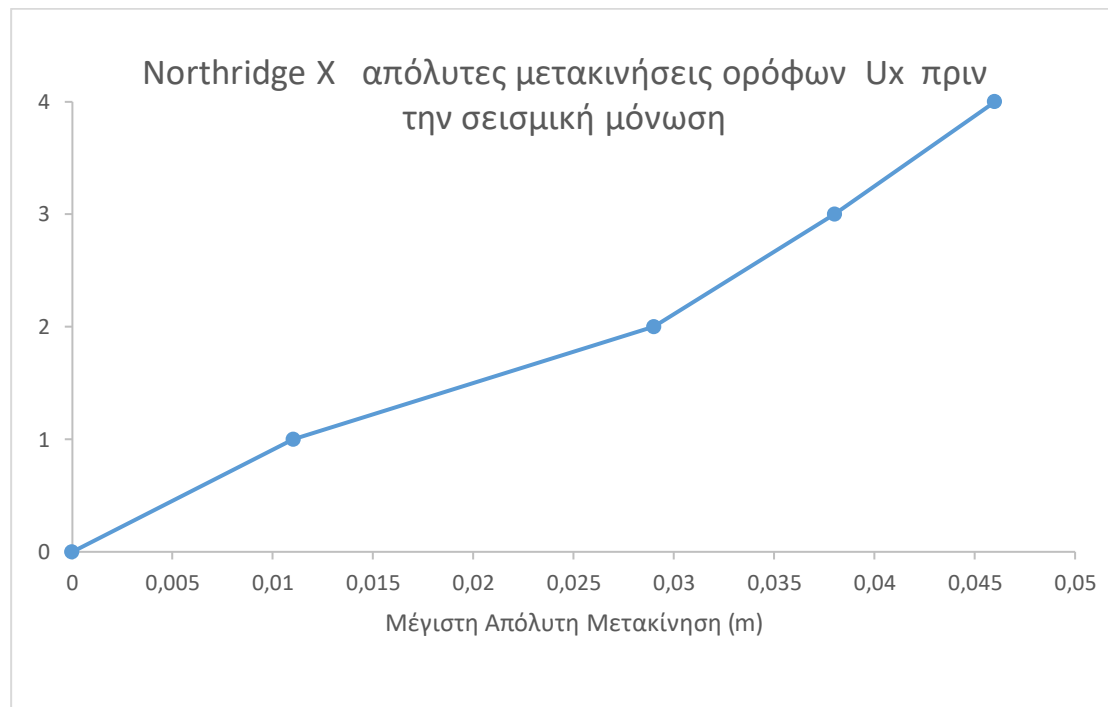
✘ Display Plot Function Traces (NR94\_3)



Εικόνα 7.8 Μετακίνηση κορυφής στην διεύθυνση Y

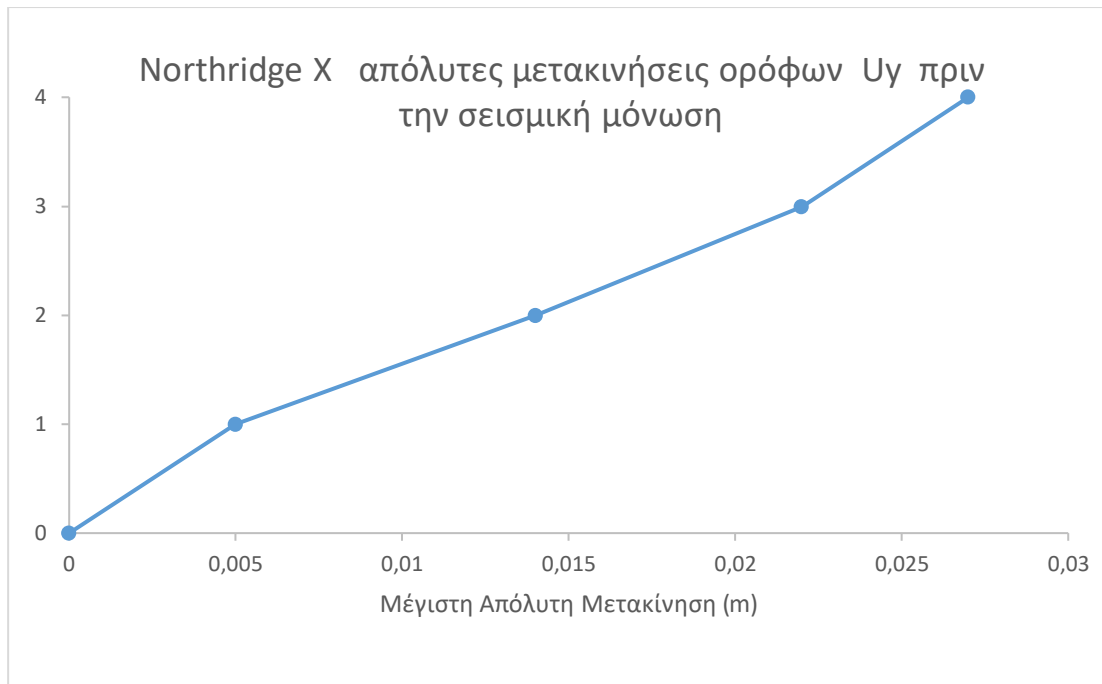
Στην διεύθυνση X η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 4.5 εκατοστά ενώ παρατηρείται μετά τα 24 sec μικρή παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 1.3 εκατοστά. Στην διεύθυνση Y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 1.6 εκατοστά ενώ παρατηρείται ελάχιστη παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 0.5 εκατοστά.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι απόλυτες μετακινήσεις των ορόφων και για τις δύο διευθύνσεις για την σεισμική διέγερση Northridge :



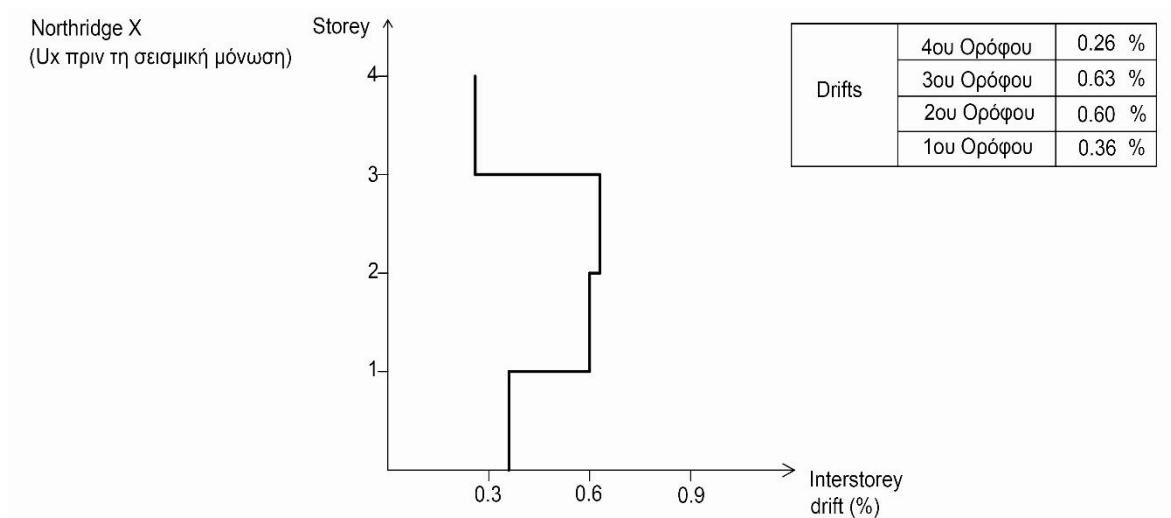
Εικόνα 7.9 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων στην διεύθυνση X





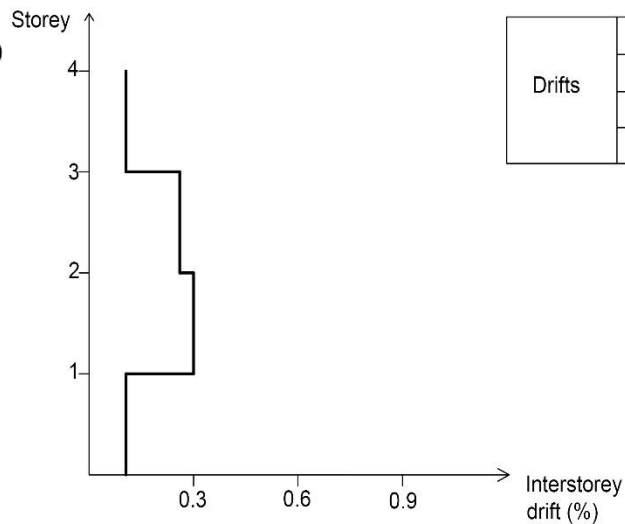
Εικόνα 7.10 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων στην διεύθυνση Y

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε το 0.63% του ύψους του ορόφου για την διεύθυνση X και το 0.3% για την διεύθυνση Y.



Εικόνα 7.11 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση X

Northridge X  
(Uy πριν τη σεισμική μόνωση)

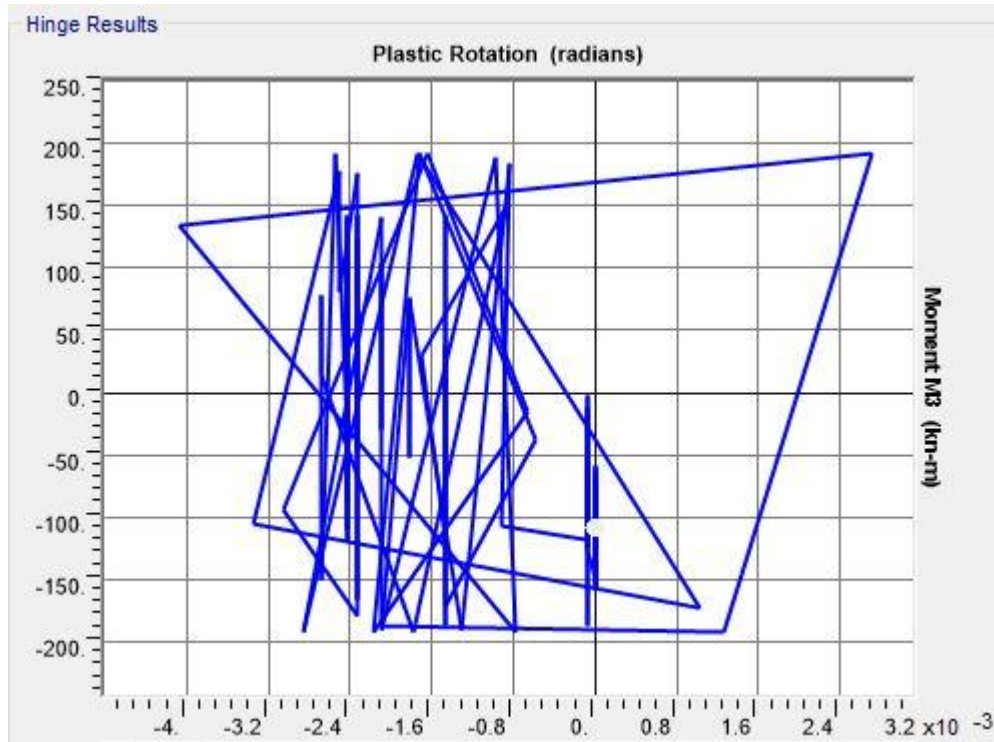


Drifts	4ου Ορόφου	0.16 %
	3ου Ορόφου	0.26 %
	2ου Ορόφου	0.30 %
	1ου Ορόφου	0.16 %

Εικόνα 7.12 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση Y

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψαν και οι μέγιστες τιμές των τεμνουσών δυνάμεων που αναπτύχθηκαν στην κατασκευή στην στάθμη της πυλωτής. Η τιμή της  $V_x$  είναι 3970.1 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 1889.98 kN

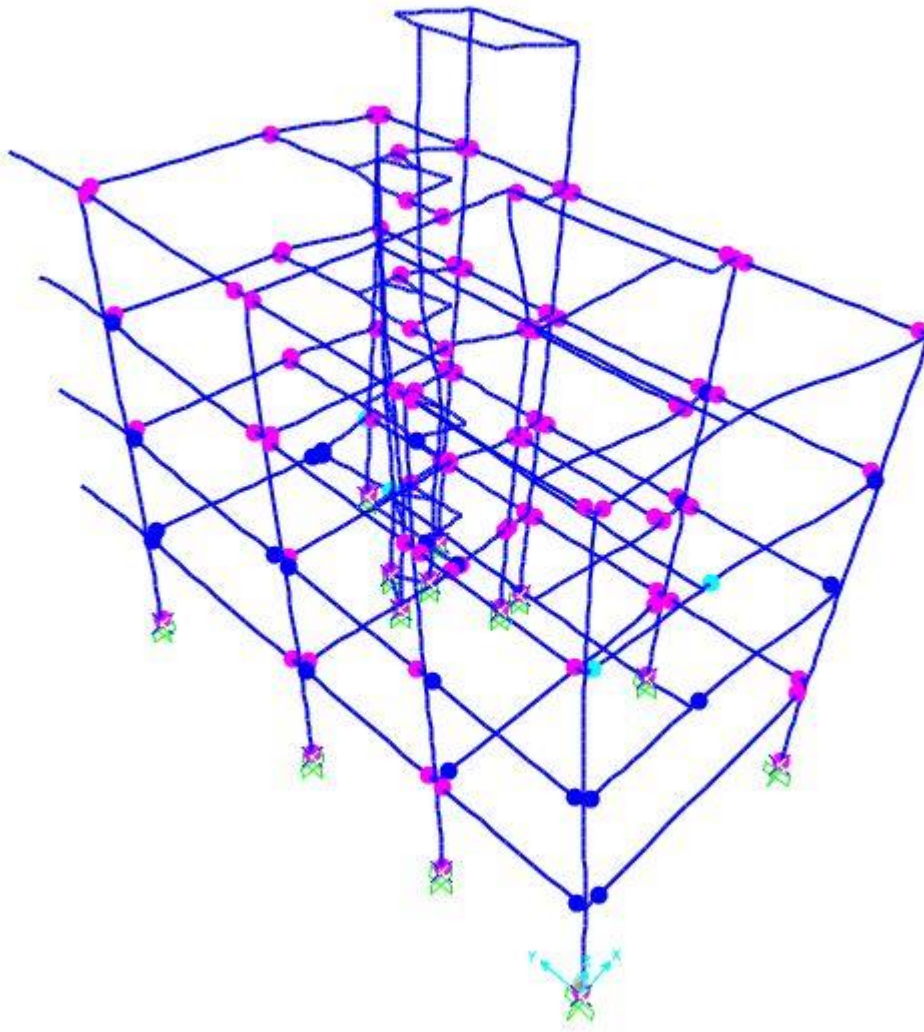
Τέλος παρουσιάζονται ενδεικτικά τα διαγράμματα ροπής στροφής την δοκού 35 στην στάθμη του πρώτου ορόφου. Στο διάγραμμα φαίνονται οι ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού όπου φτάνει τελικά μέχρι την τιμή της διαρροής του.



Εικόνα 7.13 Διάγραμμα ροπής στροφής άρθρωσης δοκού 35

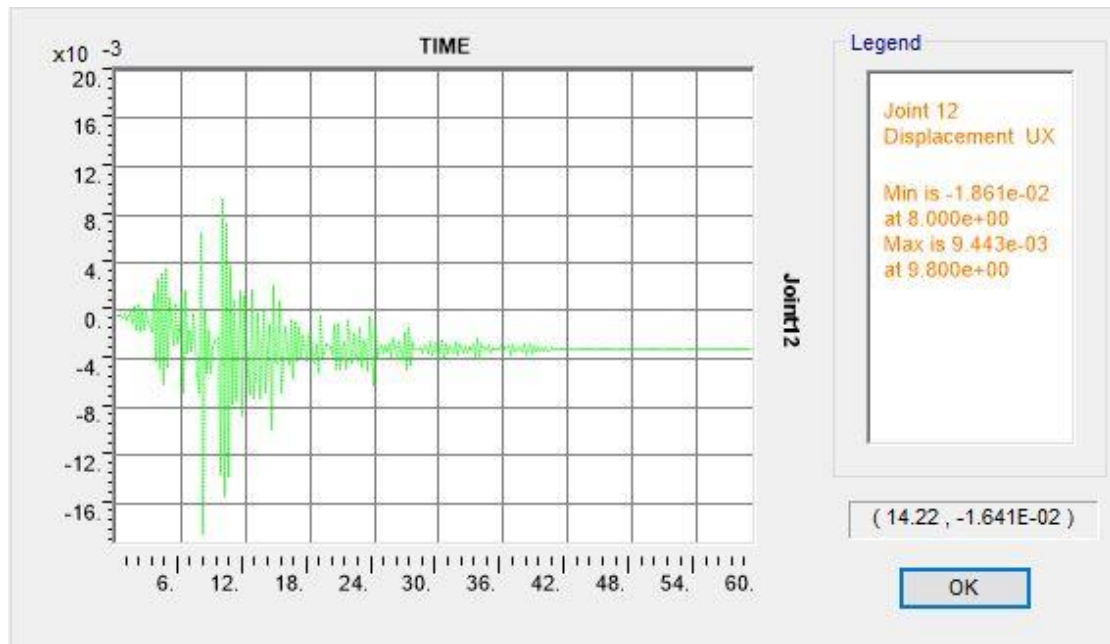
### **Φόρτιση Y+0.3X (φόρτιση παράλληλη με την μεγάλη πλευρά του κτιρίου)**

Από την εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για την σεισμική διέγερση Northridge παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής. Παρατηρείται ότι σχεδόν όλα τα δοκάρια της κατασκευής πέρασαν στην πλαστική περιοχή. Ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν είναι 155 και αποτελούν το 84% των διατομών. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στην στάθμη επιτελεστικότητας A ενώ μόλις 5 βρίσκονται στην στάθμη επιτελεστικότητας B. Οι πλαστικές αρθρώσεις όλων των υποστρωμάτων βρίσκονται στην στάθμη επιτελεστικότητας A.

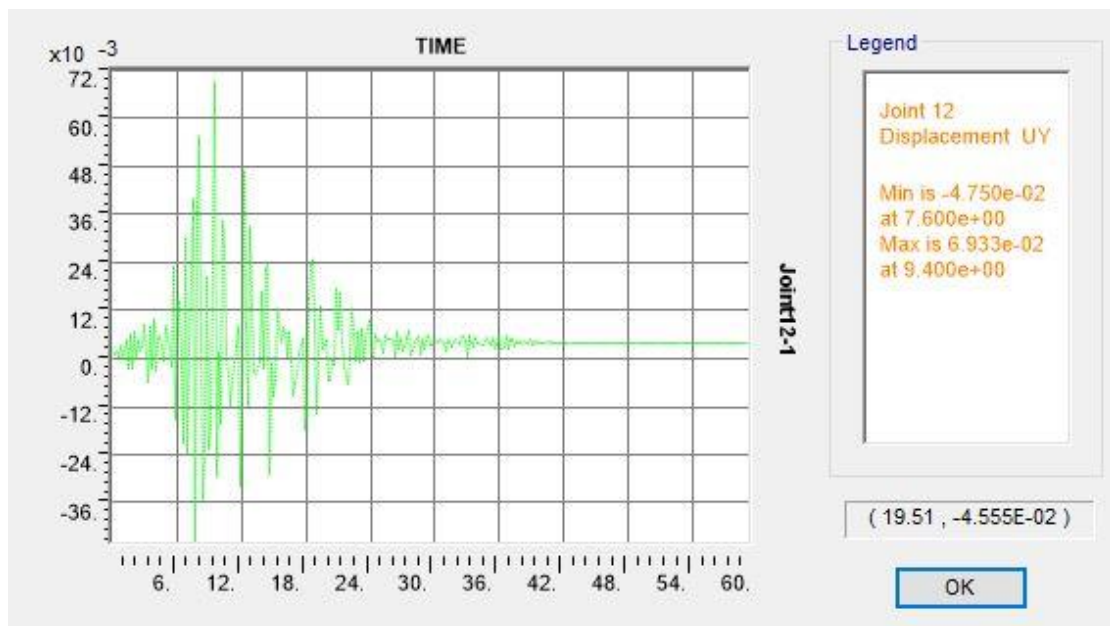


Εικόνα 7.14 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς για την σεισμική διέγερση Northridge για την διεύθυνση Y

Από την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα μετακίνησης κορυφής και για τις δύο διευθύνσεις:



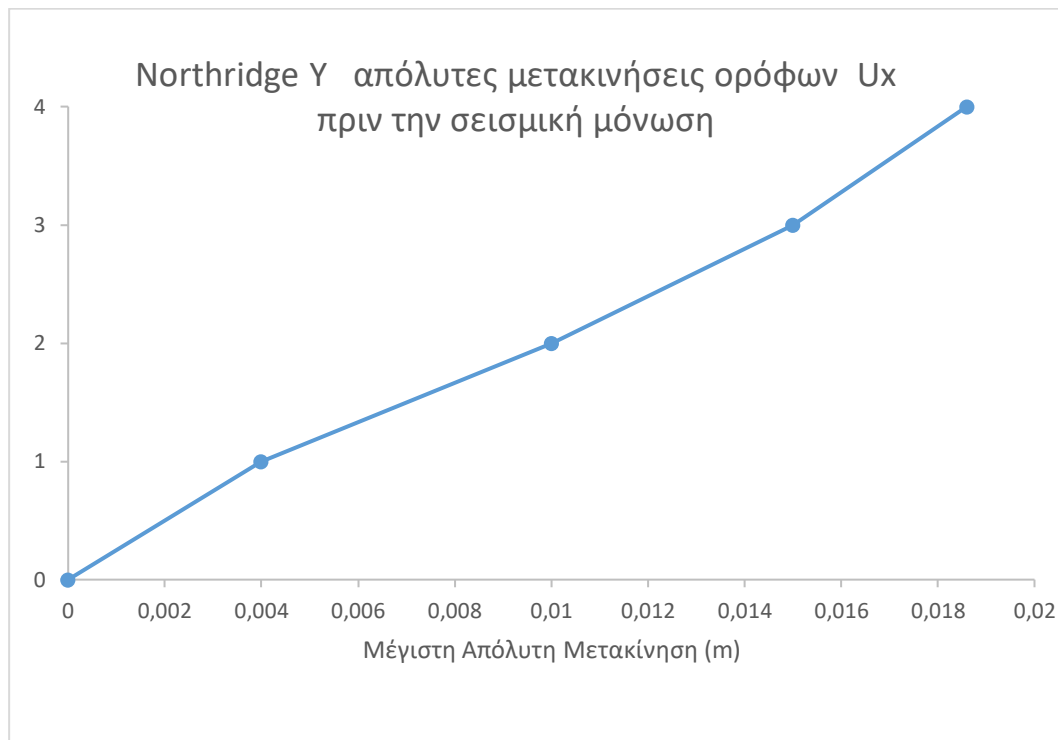
Εικόνα 7.15 Μετακίνηση κορυφής στην διεύθυνση X



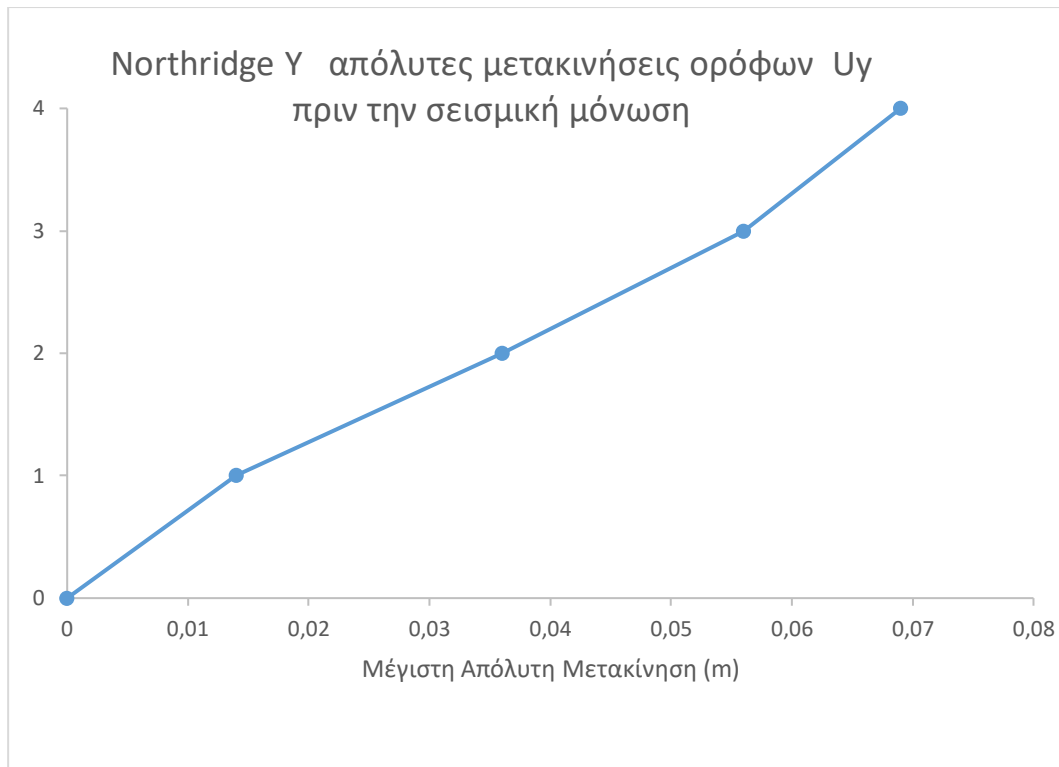
Εικόνα 7.16 Μετακίνηση κορυφής στην διεύθυνση Y

Στην διεύθυνση X η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 2 εκατοστά ενώ παρατηρείται μετά τα 24 sec ελάχιστη παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 3 χιλιοστά. Στην διεύθυνση Y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 7 εκατοστά ενώ παρατηρείται ελάχιστη παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 0.5 εκατοστά.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι απόλυτες μετακινήσεις των ορόφων και για τις δύο διευθύνσεις για την σεισμική διέγερση Northridge :

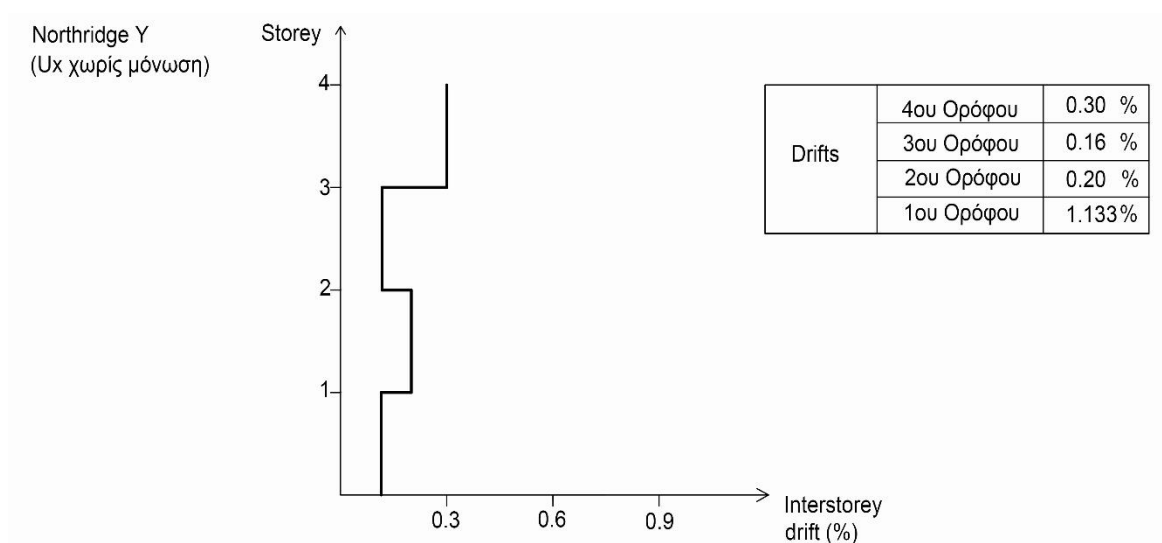


Εικόνα 7.17 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση X

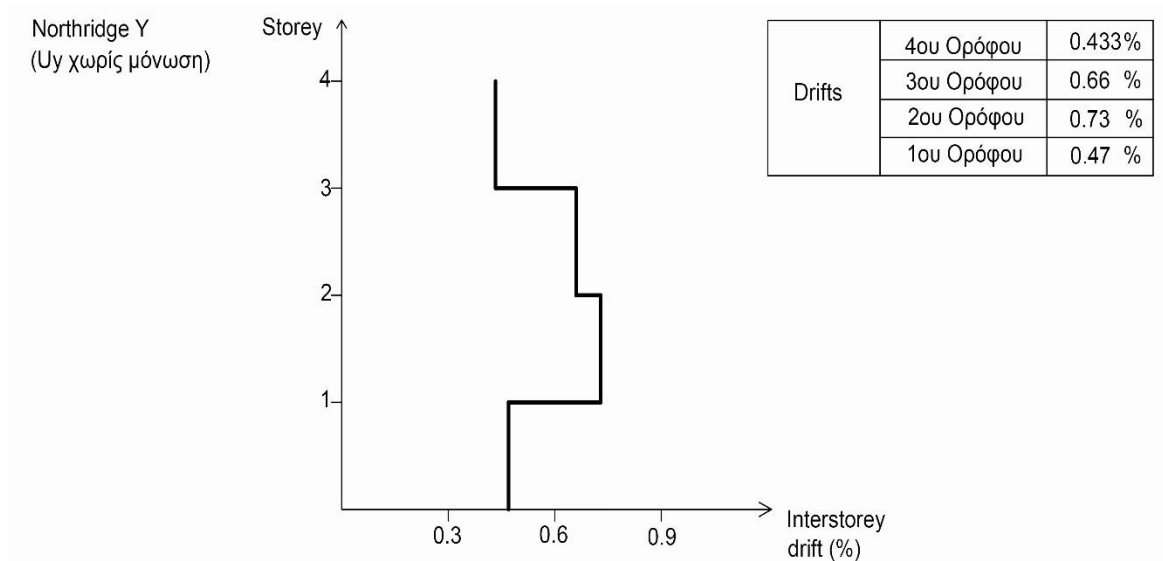


Εικόνα 7.18 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση Y

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε το 0.3% του ύψους του ορόφου για την διεύθυνση X και το 0.73% για την διεύθυνση Y.



Εικόνα 7.19 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση X

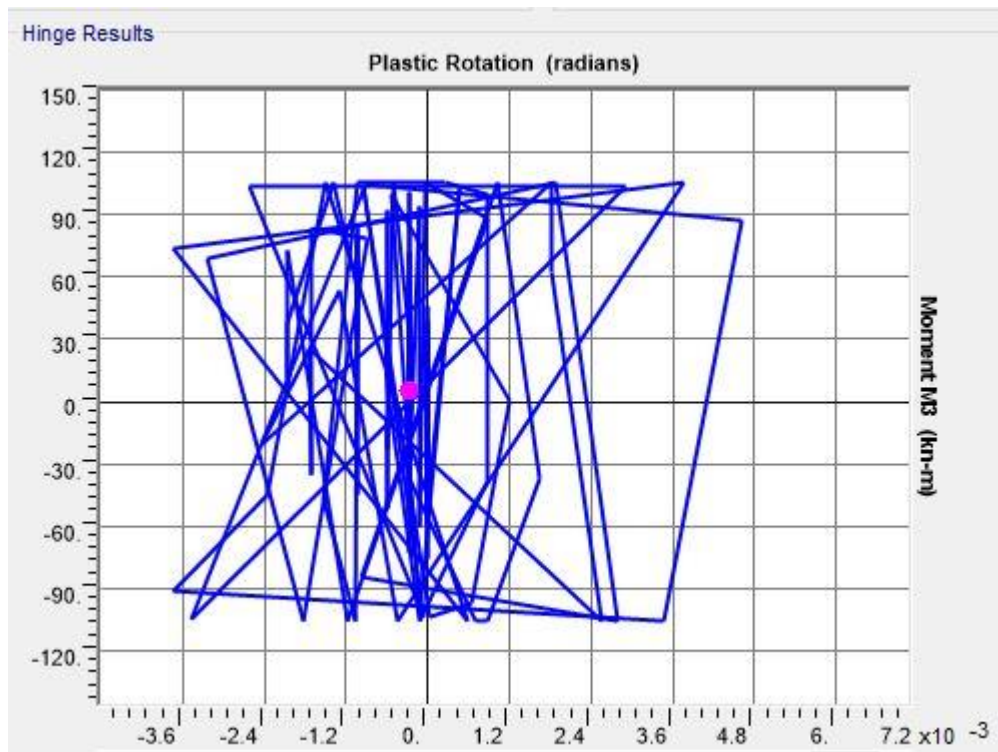


Εικόνα 7.20 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση Y

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψαν και οι μέγιστες τιμές των τεμνουσών δυνάμεων που αναπτύχθηκαν στην κατασκευή στην στάθμη της πυλωτής. Η τιμή της  $V_x$  είναι 2514.27 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 4416.68 kN

Ακόμη παρουσιάζεται ενδεικτικά το διάγραμμα ροπής-στροφής την δοκού στην στάθμη του πρώτου ορόφου. Στο διάγραμμα φαίνονται οι ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού όπου φτάνει τελικά μέχρι την τιμή της διαρροής του.

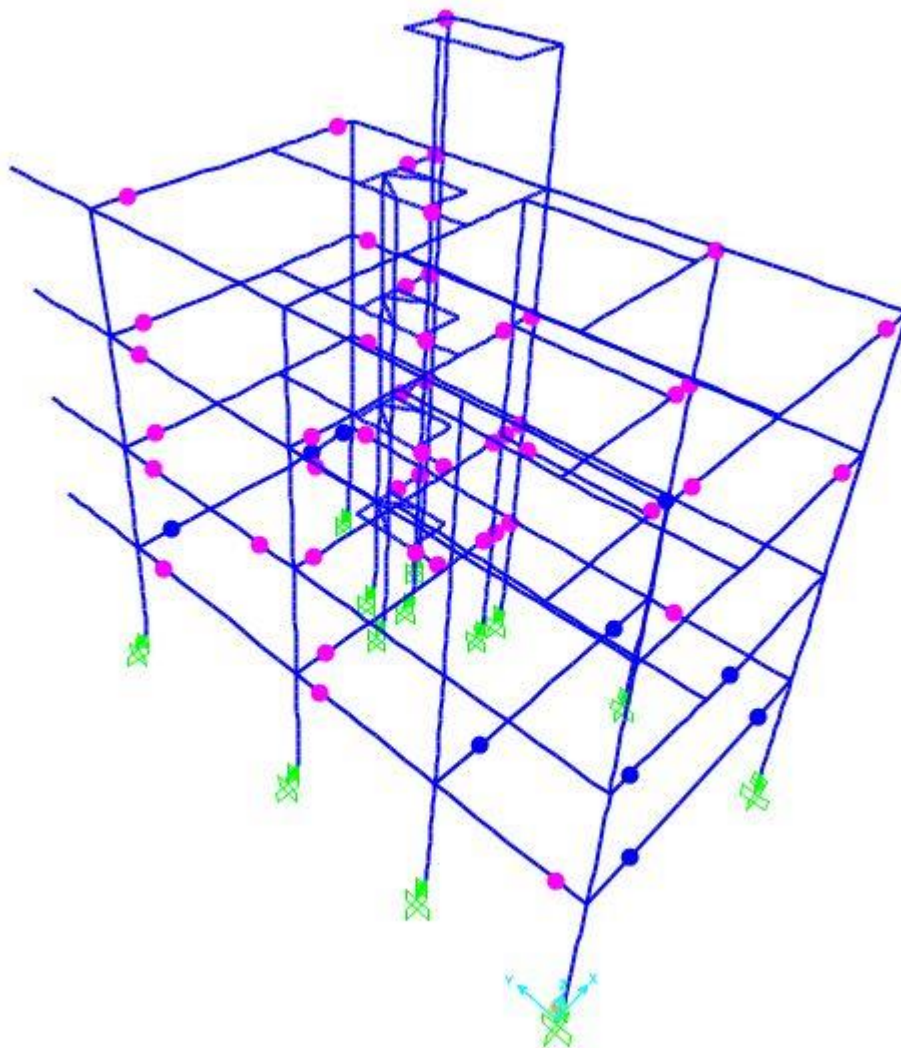




Εικόνα 7.21 Διάγραμμα ροπής-στροφής άρθρωσης δοκού 86

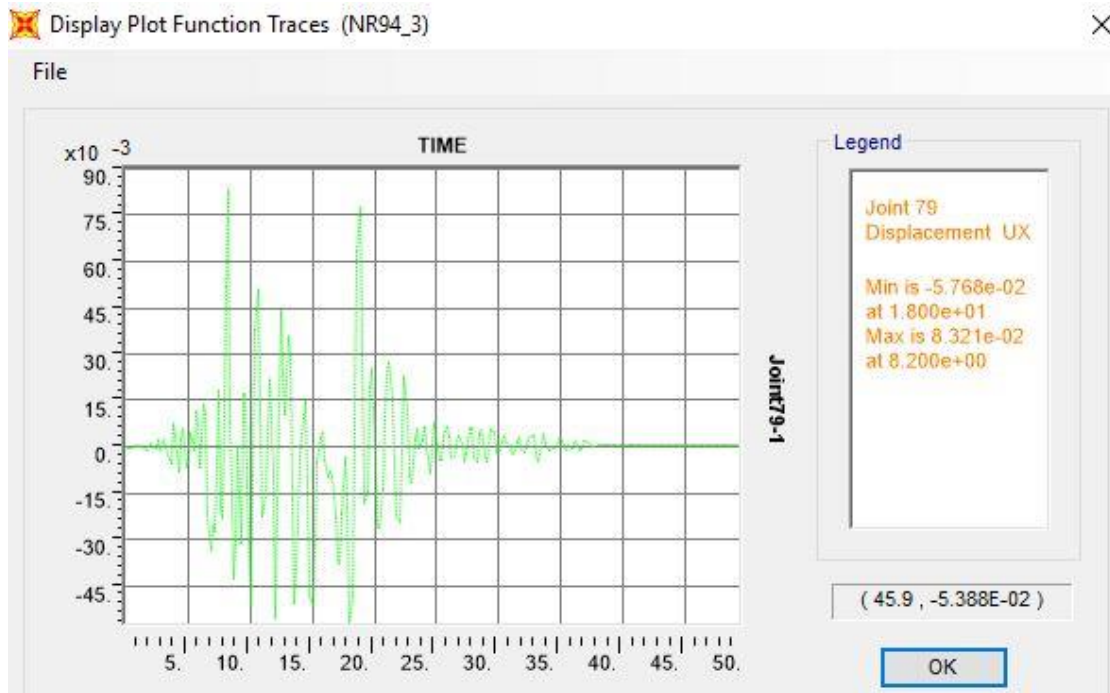
#### 7.4 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό του Northridge μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης Φόρτιση $X+0.3Y$ (φόρτιση παράλληλη με την μικρή πλευρά του κτιρίου)

Ύστερα από την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στην βάση της κατασκευής έγινε η ανελαστικής δυναμική ανάλυση για την σεισμική διέγερση Northridge, παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής. Παρατηρείται σημαντική μείωση στο αριθμό των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν σε σχέση με το προσομοίωμα του κτιρίου πριν την σεισμική μόνωση της βάσης. Όλες οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν βρίσκεται στην στάθμη επιτελεσματικότητας A και εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής. Ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν είναι 59 και να σημειωθεί πως όλα τα υποστυλώματα της βάσης είχαν ελαστική συμπεριφορά.

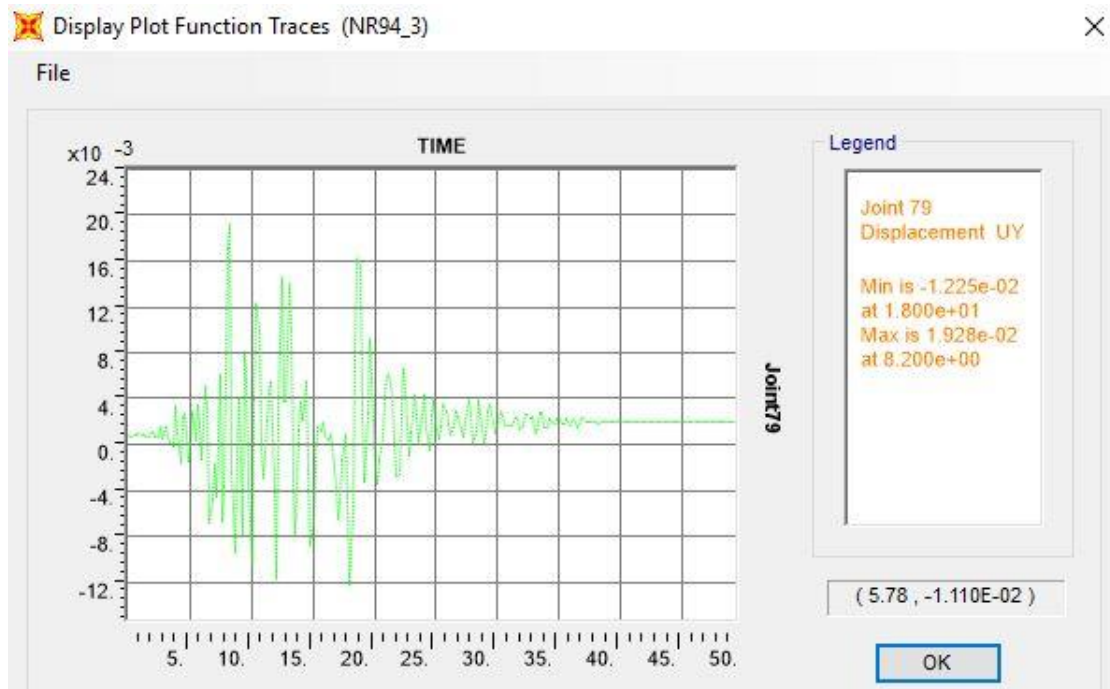


Εικόνα 7.22 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς για την σεισμική διέγερση Northridge στη διεύθυνση X

Από την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα μετακίνησης κορυφής και για τις δύο διευθύνσεις:



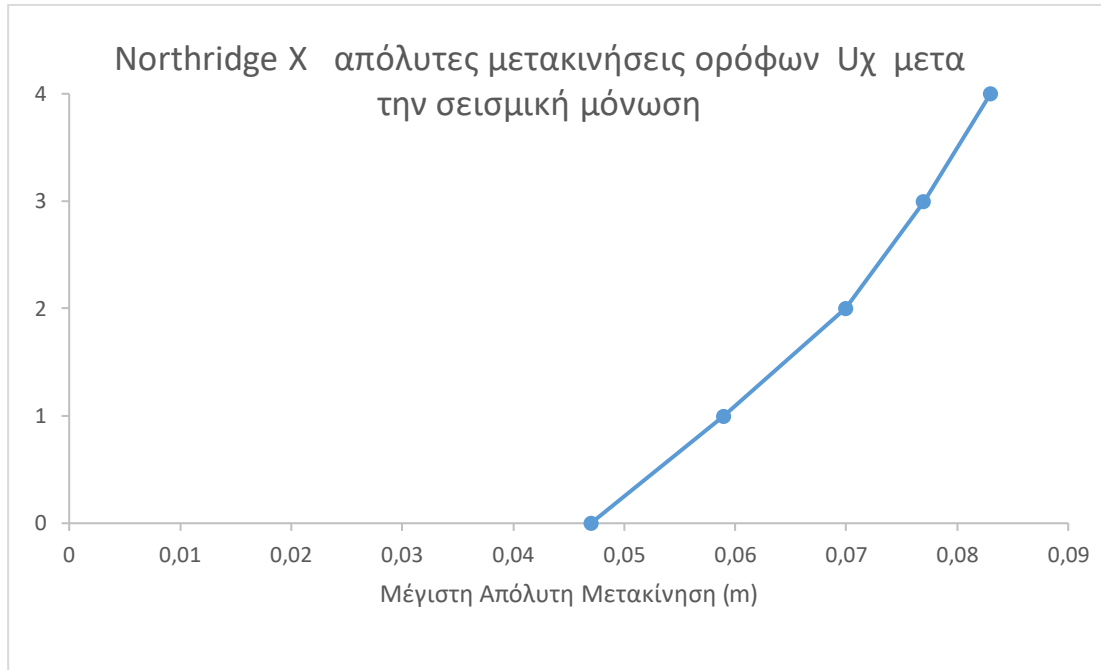
Εικόνα 7.23 Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση X



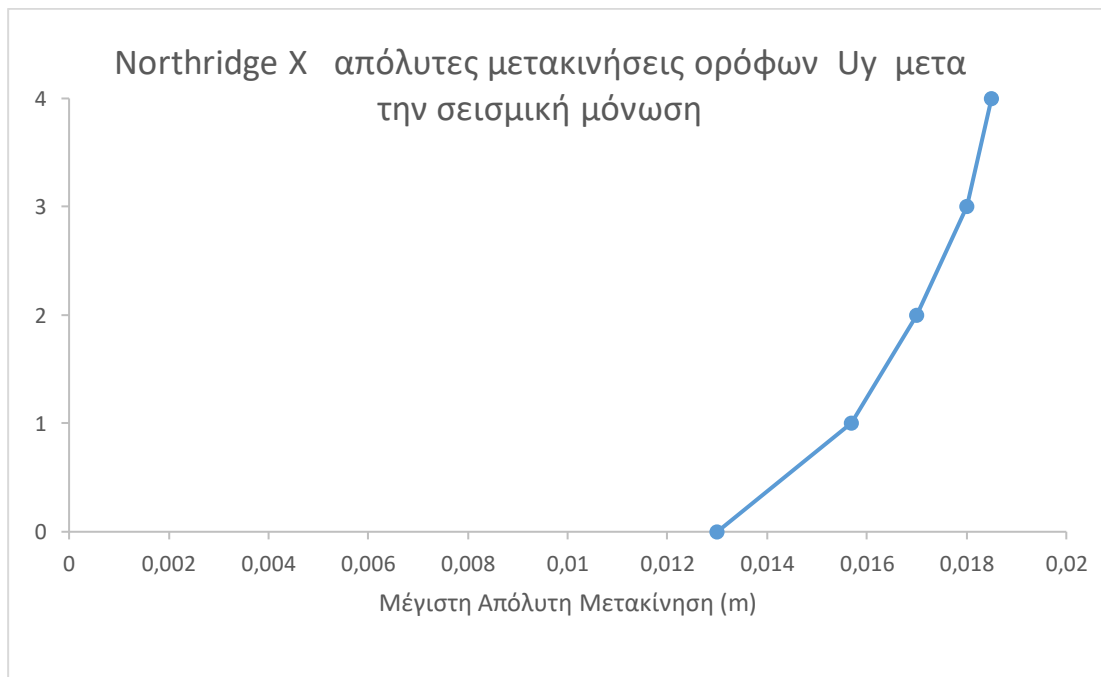
Εικόνα 7.24 Μετακίνηση κορυφής στην διεύθυνση Y

Στην διεύθυνση X η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι 8.32 εκατοστά. Στην διεύθυνση Y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 2 εκατοστά ενώ παρατηρείται ελάχιστη παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 0.3 εκατοστά.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι απόλυτες μετακινήσεις των ορόφων και για τις δύο διευθύνσεις για την σεισμική διέγερση Northridge για τον φορέα μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης της βάσης :



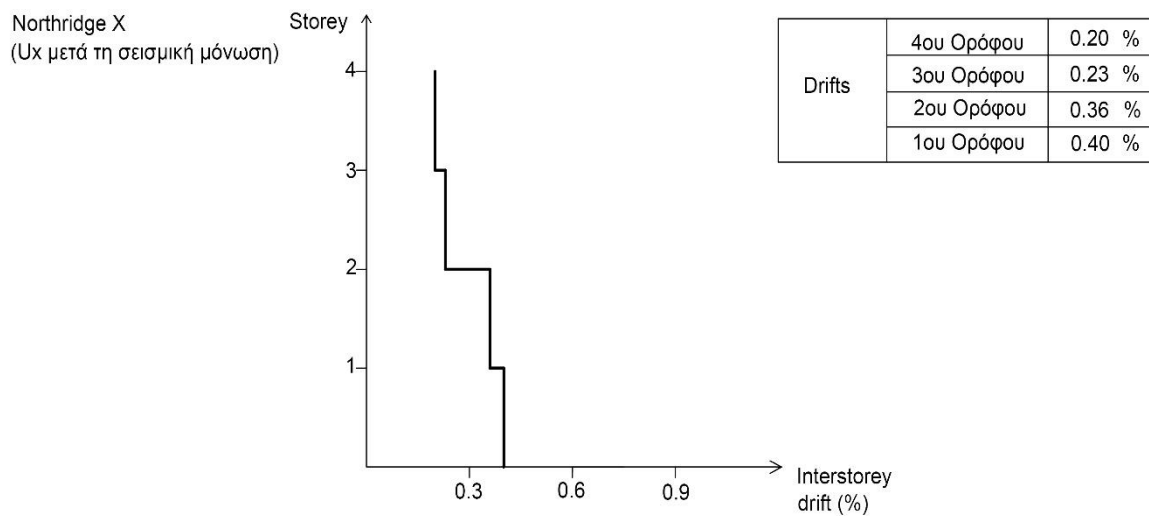
Εικόνα 7.25 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων στην διεύθυνση X



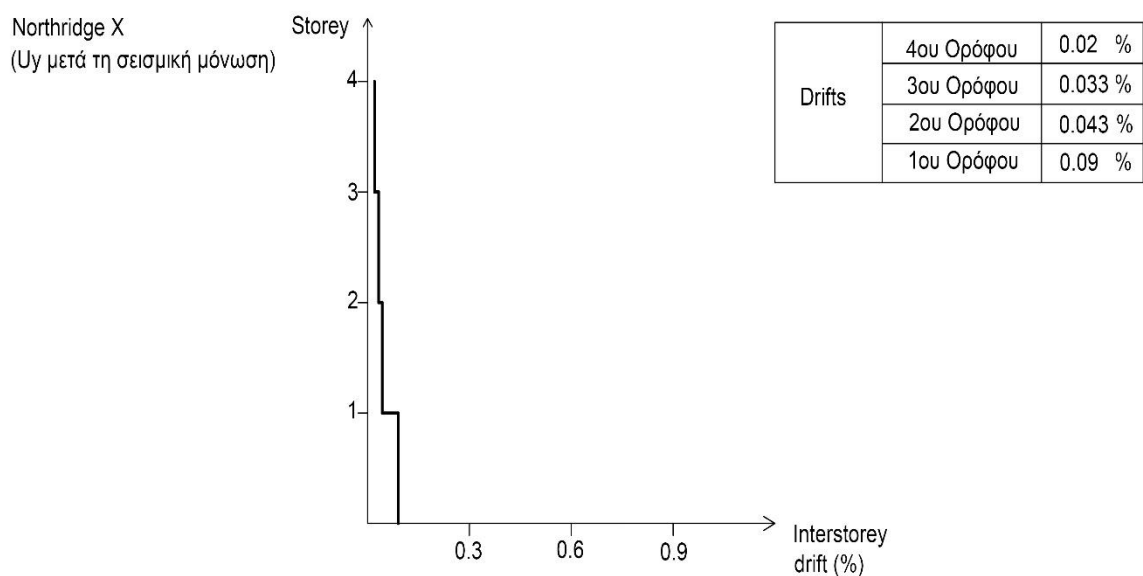
Εικόνα 7.26 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων στην διεύθυνση Y

Στα διαγράμματα απόλυτων μετακινήσεων παρατηρείται μια μετακίνηση στην στάθμη 0.0 της κατασκευής και για τις δύο διευθύνσεις , αυτές είναι οι μετακινήσεις των εφεδράνων όπου για την σεισμική διέγερση του Northridge κατά τη διεύθυνση X η μετακίνηση κατά X της βάσης είναι 4,7 εκατοστά και κατά Y είναι 1.3 εκατοστά.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε το 0.4% του ύψους του ορόφου για την διεύθυνση X και το 0.043% για την διεύθυνση Y, σαφώς μικρότερες από τις σχετικές μετακινήσεις πριν την σεισμική μόνωση του φορέα.



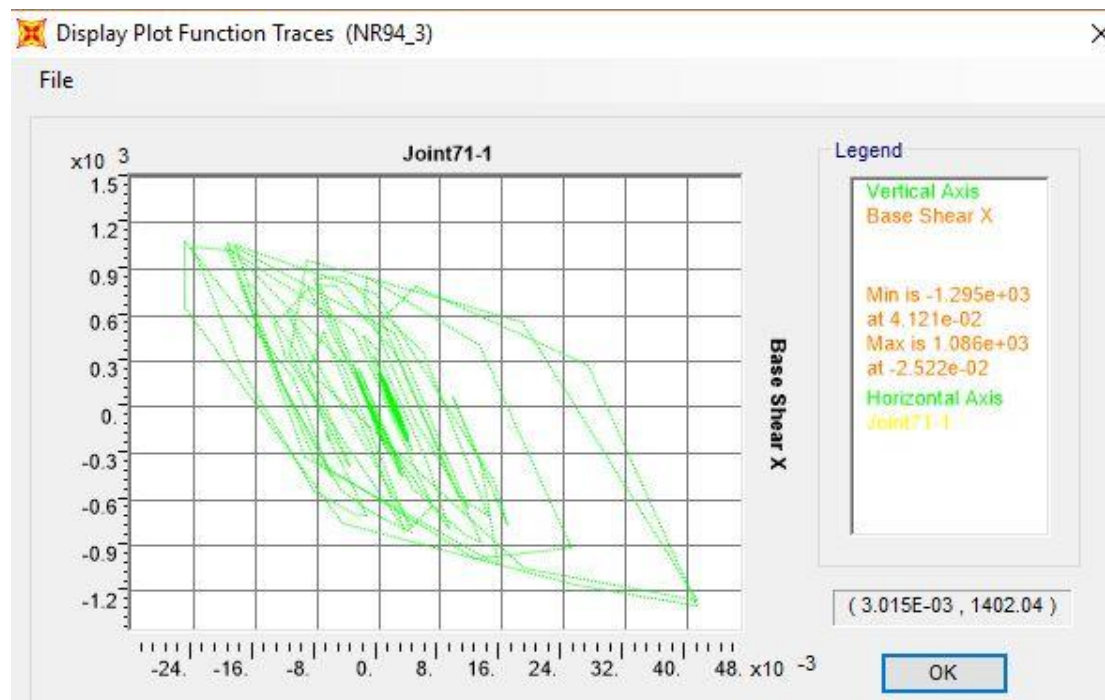
Εικόνα 7.27 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων στην διεύθυνση X



Εικόνα 7.28 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων στην διεύθυνση Y

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψαν και οι μέγιστες τιμές των τεμνουσών δυνάμεων που αναπτύχθηκαν στην κατασκευή στην στάθμη της πυλωτής. Η τιμή της  $V_x$  είναι 1101.316 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 403.727 kN. Παρατηρείται σημαντική μείωση των τεμνουσών δυνάμεων στην βάση της κατασκευής λόγω της εφαρμογής των εφεδράνων.

Ακόμη παρουσιάζεται ενδεικτικά το διάγραμμα υστέρησης του μονωτήρα για την διεύθυνση X. Στο διάγραμμα φαίνεται η μετακίνηση του μονωτήρα στη διεύθυνση X σε συνάρτηση με την τέμνουσα που αναπτύχθηκε στην αντίστοιχη διεύθυνση.

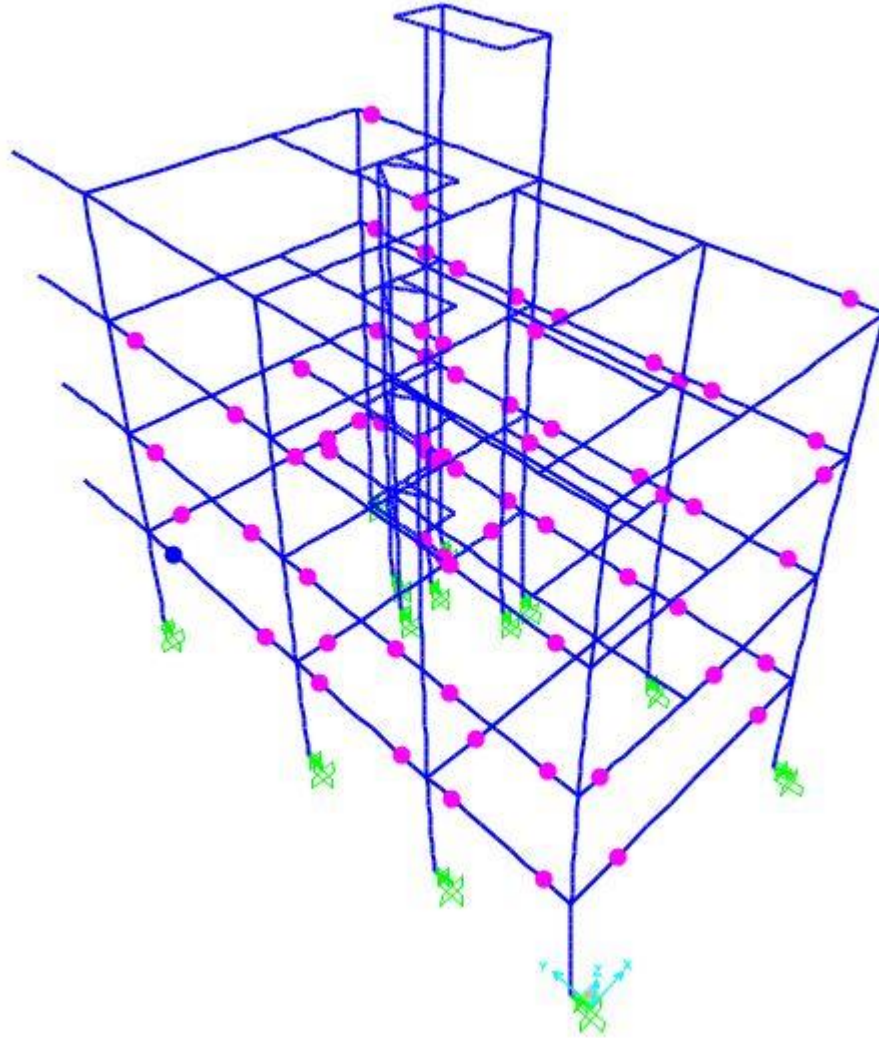


Εικόνα 7.29 Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση  $U_x$

### Φόρτιση Y+0.3X (φόρτιση παράλληλη με την μεγάλη πλευρά του κτιρίου)

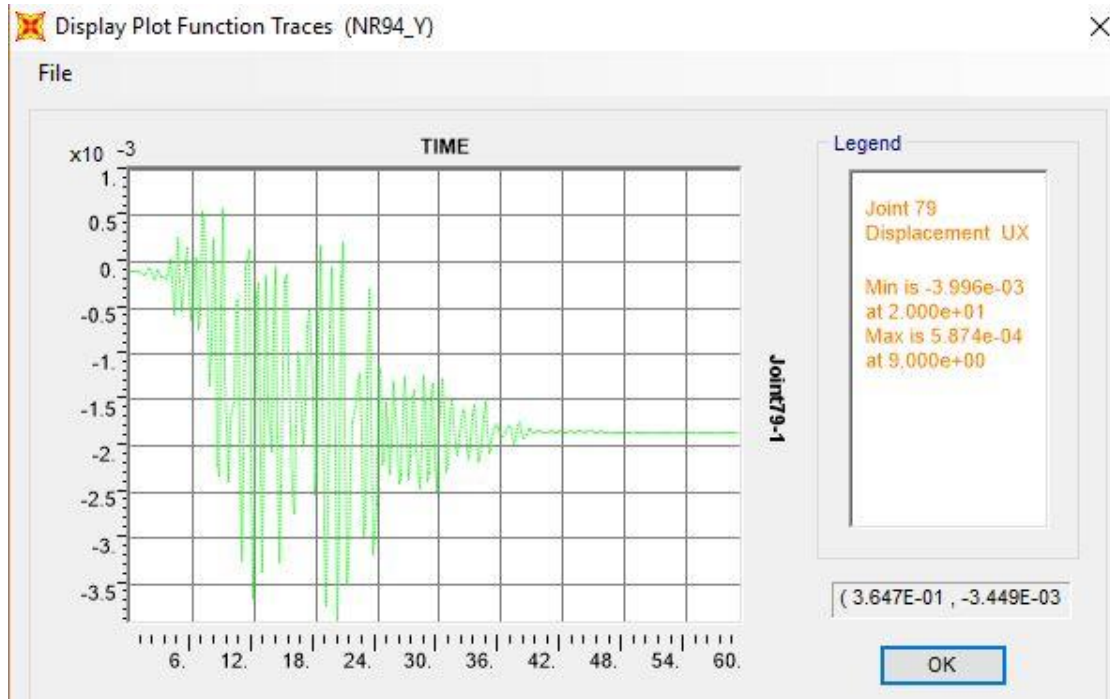
Ύστερα από την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στην βάση της κατασκευής έγινε η ανελαστικής δυναμική ανάλυση για την σεισμική διέγερση Northridge, παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής. Παρατηρείται σημαντική μείωση στο αριθμό των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν σε σχέση με το προσομοίωμα του κτιρίου πριν την σεισμική μόνωση της βάσης. Όλες οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν βρίσκεται στην στάθμη επιτελεσματικότητας A και εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στρώσης όπως και για την διεύθυνση X. Ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που

δημιουργήθηκαν είναι 72 και να σημειωθεί πως όλα τα υποστυλώματα της βάσης είχαν ελαστική συμπεριφορά.

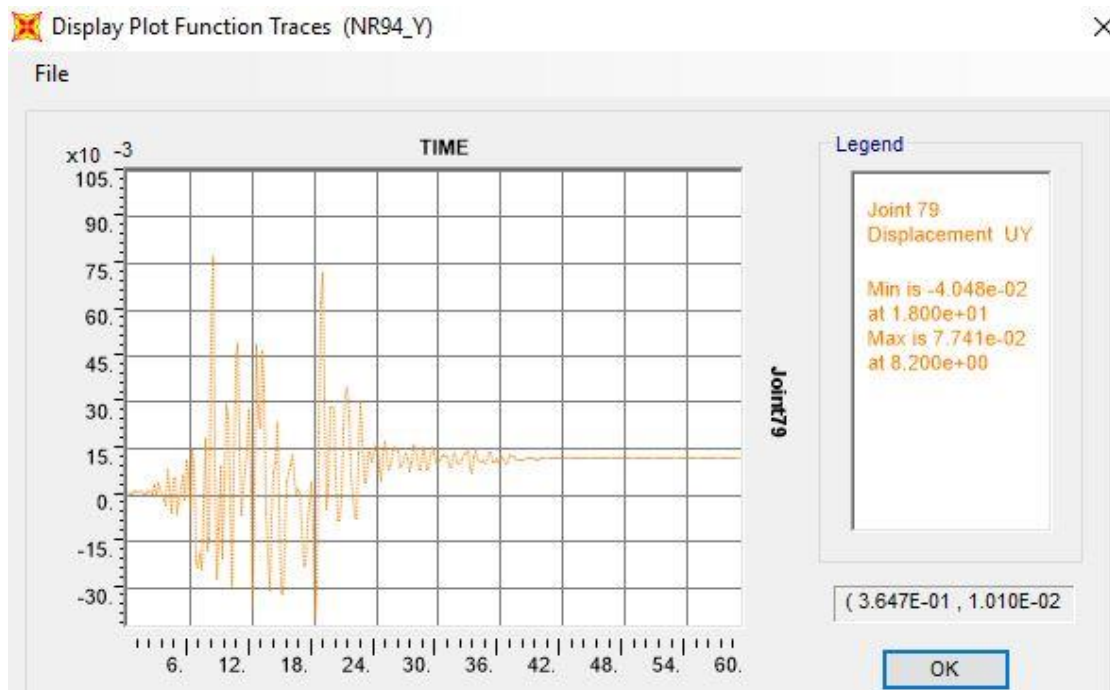


*Εικόνα 7.30 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς για την σεισμική διέγερση Northridge στη διεύθυνση Y*

Από την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα μετακίνησης κορυφής και για τις δύο διευθύνσεις:



Εικόνα 7.31 Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση X

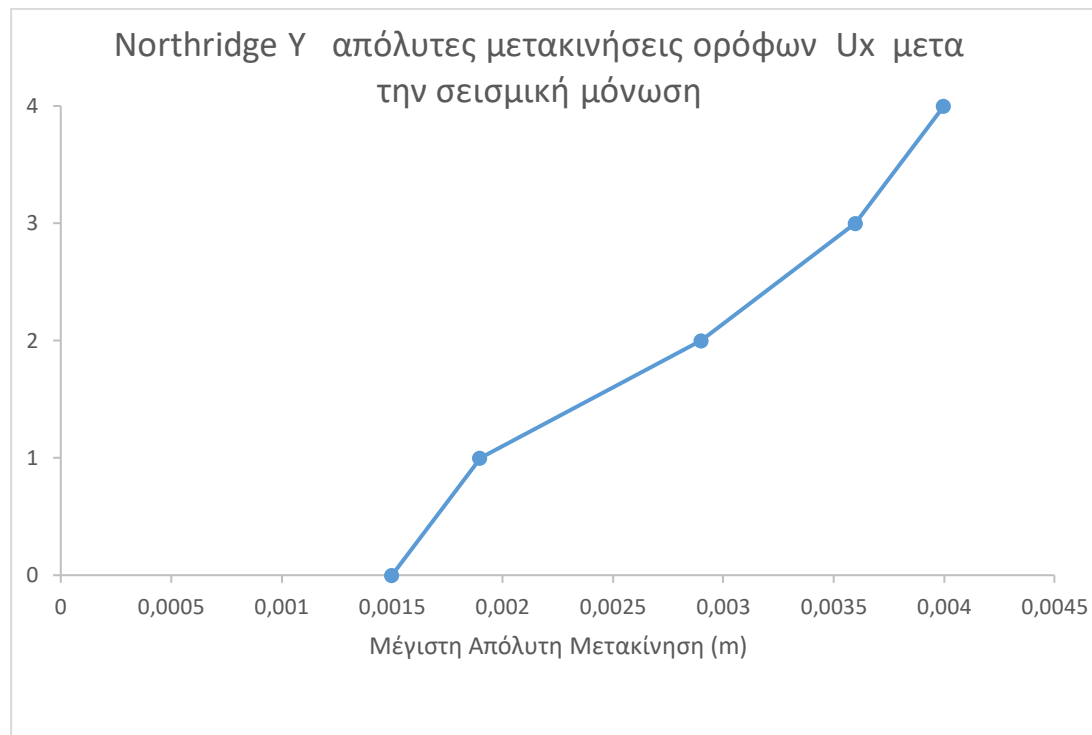


Εικόνα 7.32 Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση Y

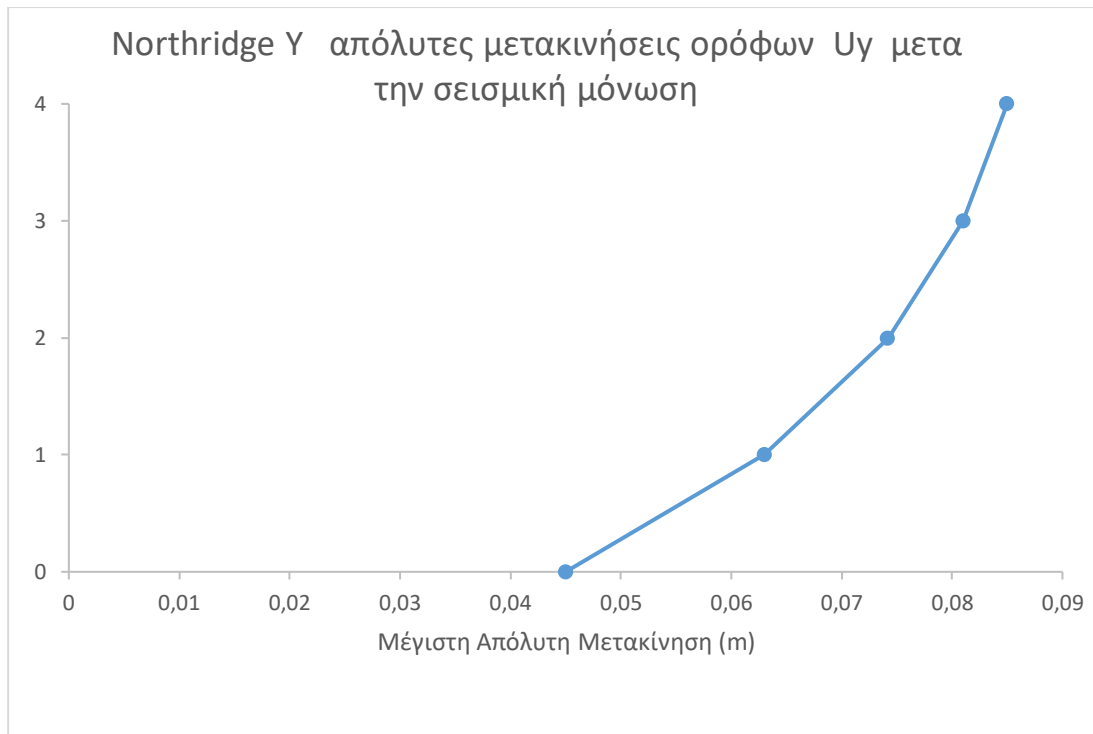
Στην διεύθυνση X η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι 4 χιλιοστά ενώ υπάρχει και μια μικρή παραμένουσα παραμόρφωση της τάξης των 2 χιλιοστών . Στην διεύθυνση Y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 8.5 εκατοστά ενώ παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση λίγο περισσότερη από 1 εκατοστό.



Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι απόλυτες μετακινήσεις των ορόφων και για τις δύο διευθύνσεις για την σεισμική διέγερση Northridge για τον φορέα μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης της βάσης :



Εικόνα 7.33 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση X

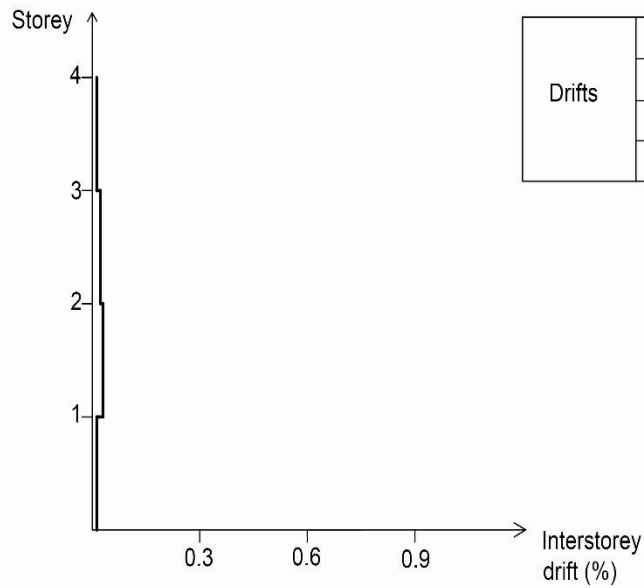


Εικόνα 7.34 Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση Y

Στα διαγράμματα απόλυτων μετακινήσεων παρατηρείται μια μετακίνηση στην στάθμη 0.0 της κατασκευής και για τις δύο διευθύνσεις, αυτές είναι οι μετακινήσεις των εφεδράνων όπου για την σεισμική διέγερση του Northridge κατά τη διεύθυνση X η μετακίνηση κατά X της βάσης είναι σχεδόν αμελητέα είναι της τάξης των 1.5 χιλιοστών ενώ κατά Y η μετακίνηση στη βάση της κατασκευής είναι 4.5 εκατοστά.

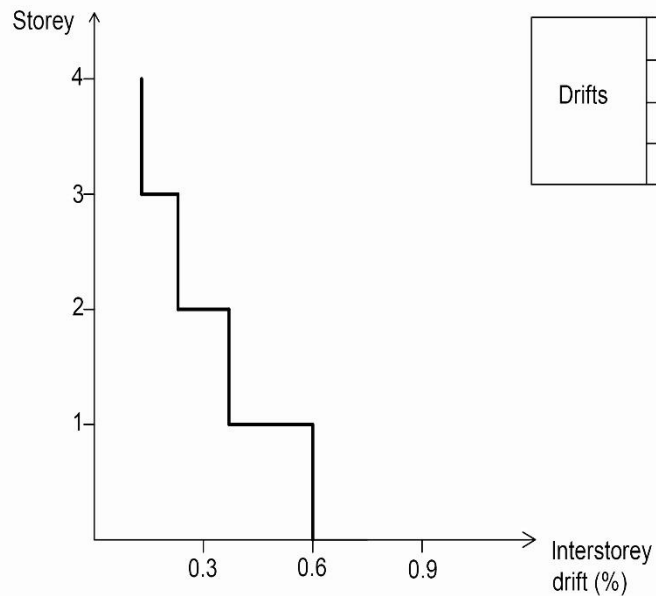
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε το 0.4% του ύψους του ορόφου για την διεύθυνση X και το 0.043% για την διεύθυνση Y, σαφώς μικρότερες από τις σχετικές μετακινήσεις πριν την σεισμική μόνωση του φορέα.

Northridge Y  
(Ux μετά τη μόνωση)



Εικόνα 7.35 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση X


Northridge Y  
(Uy μετά τη μόνωση)

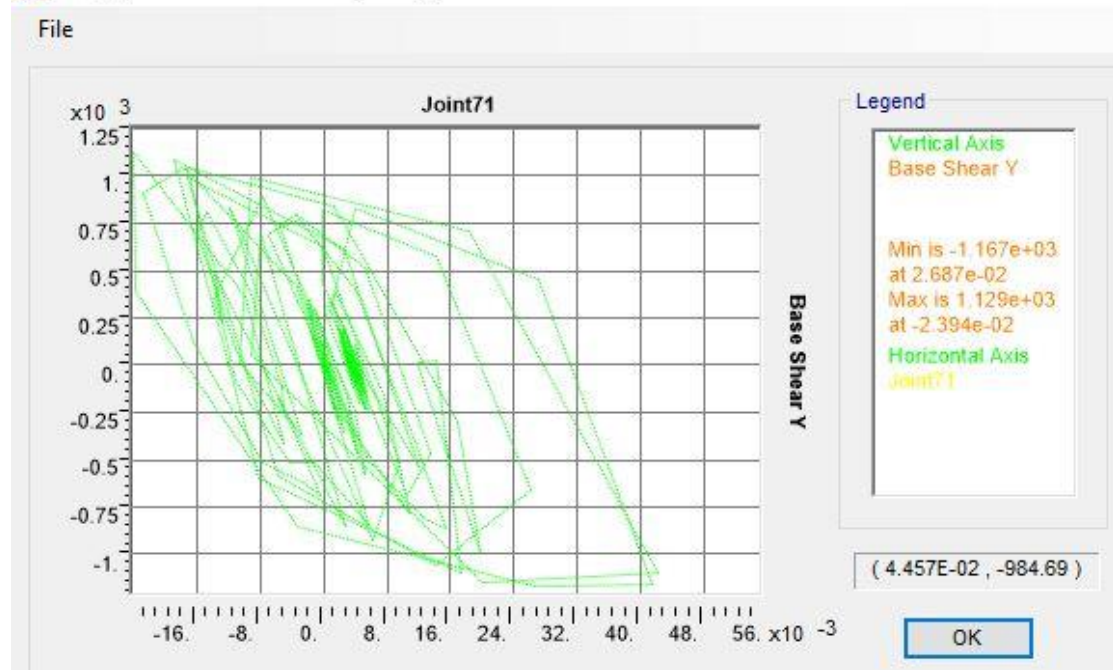


Εικόνα 7.36 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για την διεύθυνση Y

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψαν και οι μέγιστες τιμές των τεμνουσών δυνάμεων που αναπτύχθηκαν στην κατασκευή στην στάθμη της πυλωτής. Η τιμή της  $V_x$  είναι 366.99 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 1129.41 kN. Παρατηρείται σημαντική μείωση των τεμνουσών δυνάμεων στην βάση της κατασκευής λόγω της εφαρμογής των εφεδράνων.

Ακόμη παρουσιάζεται ενδεικτικά το διάγραμμα υστέρησης του μονωτήρα για την διεύθυνση Y. Στο διάγραμμα φαίνεται η μετακίνηση του μονωτήρα στη διεύθυνση Y σε συνάρτηση με την τέμνουσα που αναπτύχθηκε στην αντίστοιχη διεύθυνση.

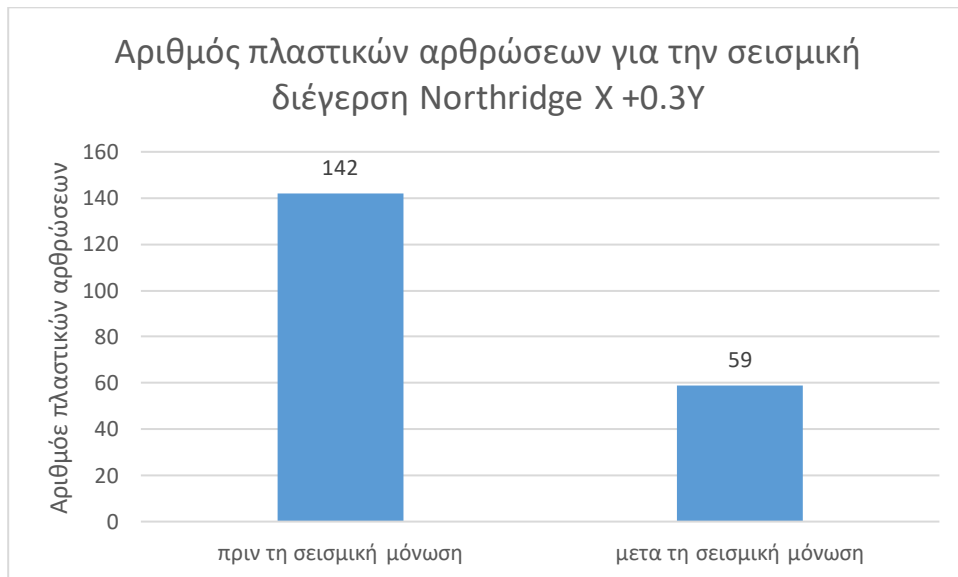
 Display Plot Function Traces (NR94\_Y)



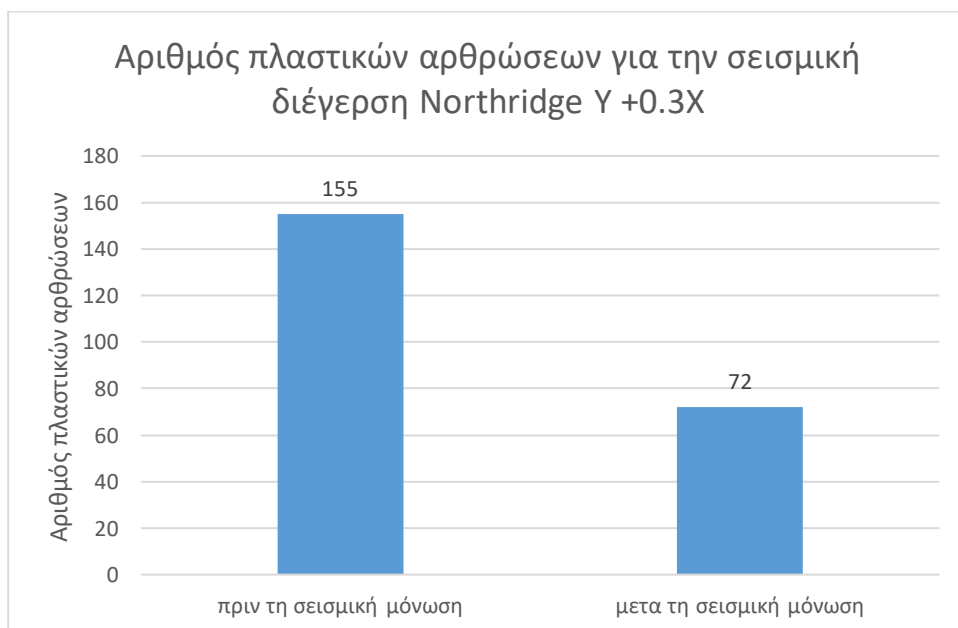
Εικόνα 7.37 Διάγραμμα υστέρησης του μονωτήρα για απόσβεση Uy

Συνοψίζοντας θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης του κτιρίου συγκρίνοντας για κάθε διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης του Northridge την απόκριση της κατασκευής πριν και μετά από την τοποθέτηση των εφεδράνων.

Αρχικά, παρατίθενται τα διαγράμματα με τον αριθμό των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν στον φορέα.

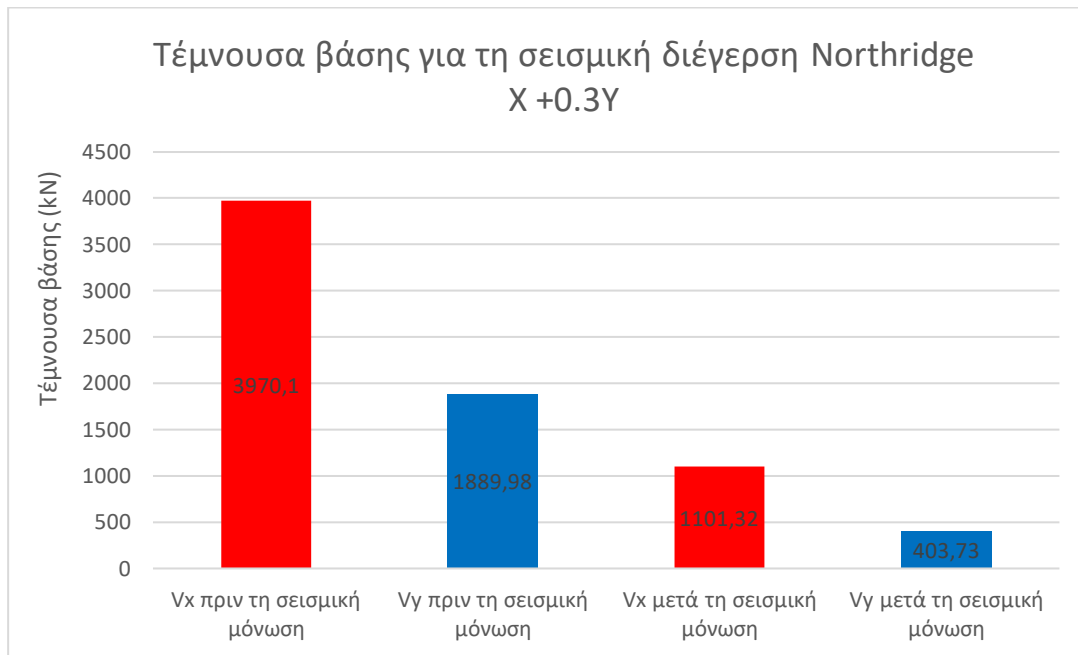


Εικόνα 7.38 Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων πριν και μετά τη σεισμική μόνωση του φορέα για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X

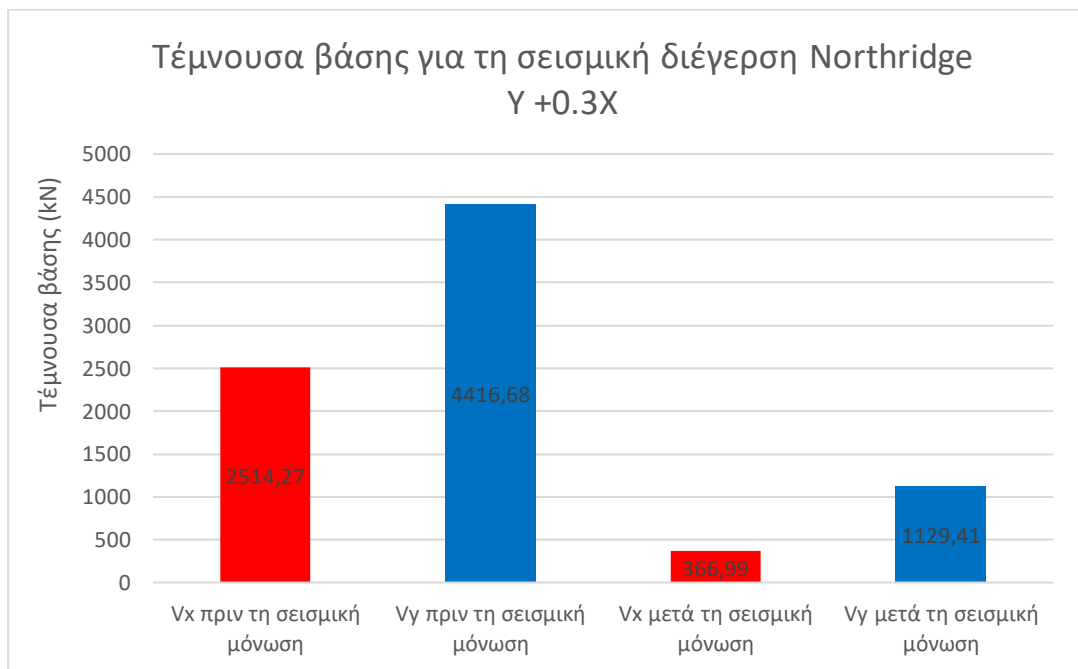


Εικόνα 7.39 Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων πριν και μετά τη σεισμική μόνωση για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση Y

Ιδιαίτερα σημαντική ήταν η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στη βάση της κατασκευής όπως φαίνεται από τα παρακάτω διαγράμματα.



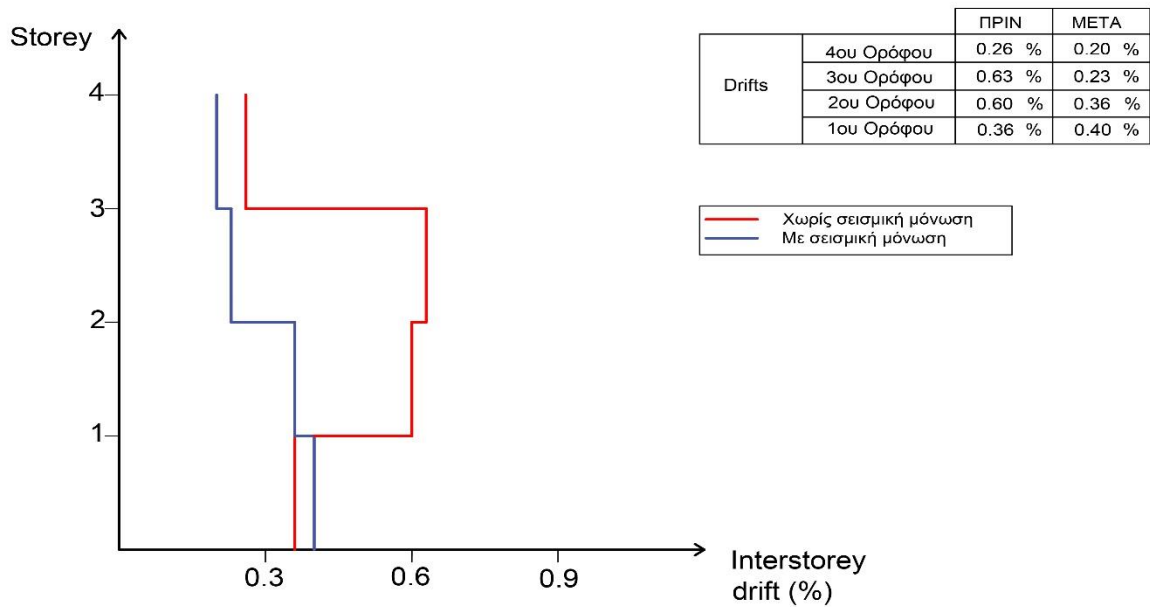
Εικόνα 7.40 Επίδραση της μόνωσης στην τέμνουσα βάση για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X



Εικόνα 7.41 Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην τέμνουσα βάση για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση Y

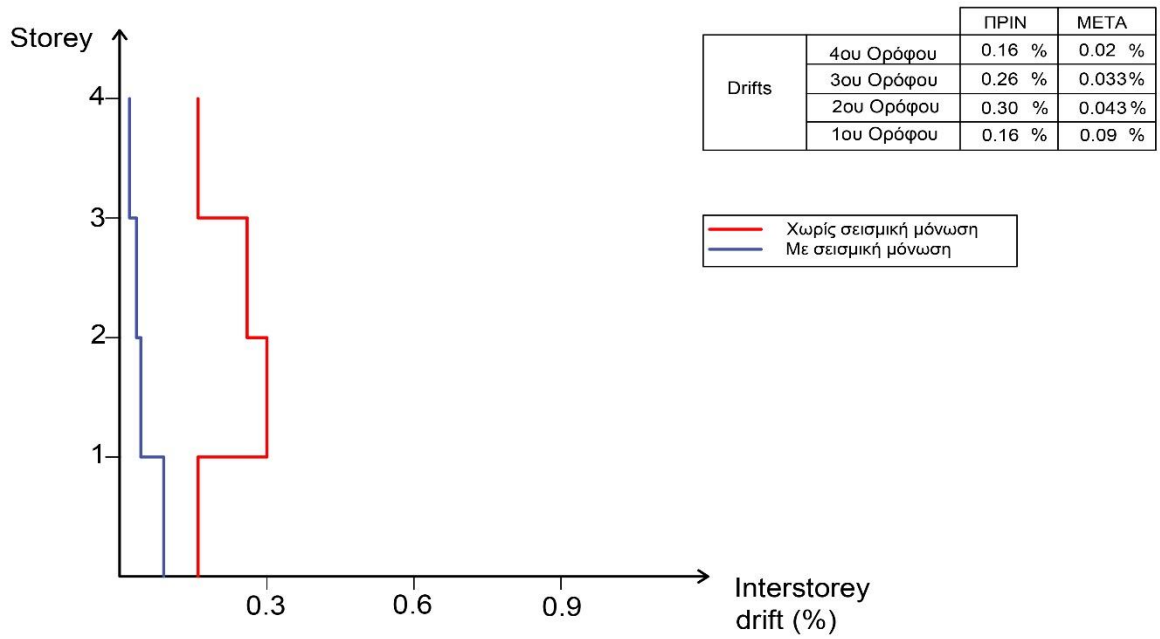
Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι η διαφορά των μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων είναι εμφανώς μειωμένη μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.

Northridge X  
(Μετακινήσεις  $U_x$ )



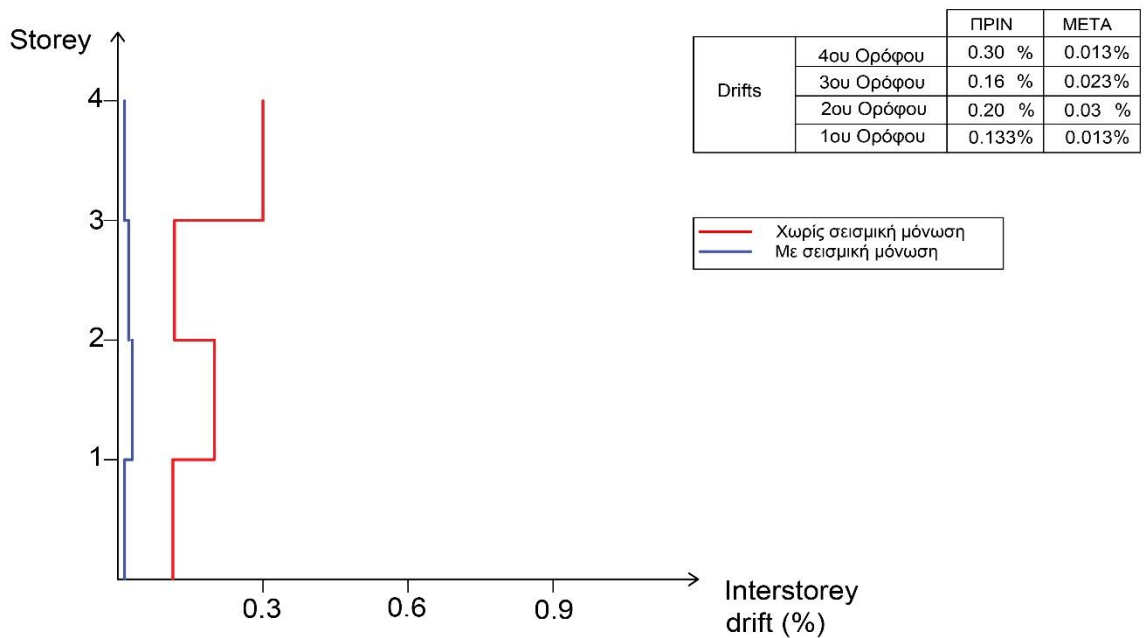
Εικόνα 7.42 Σχετικές μετακινήσεις  $U_x$  για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X

Northridge X  
(Μετακινήσεις Uy)



Εικόνα 7.43 Σχετικές μετακινήσεις Uy για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X

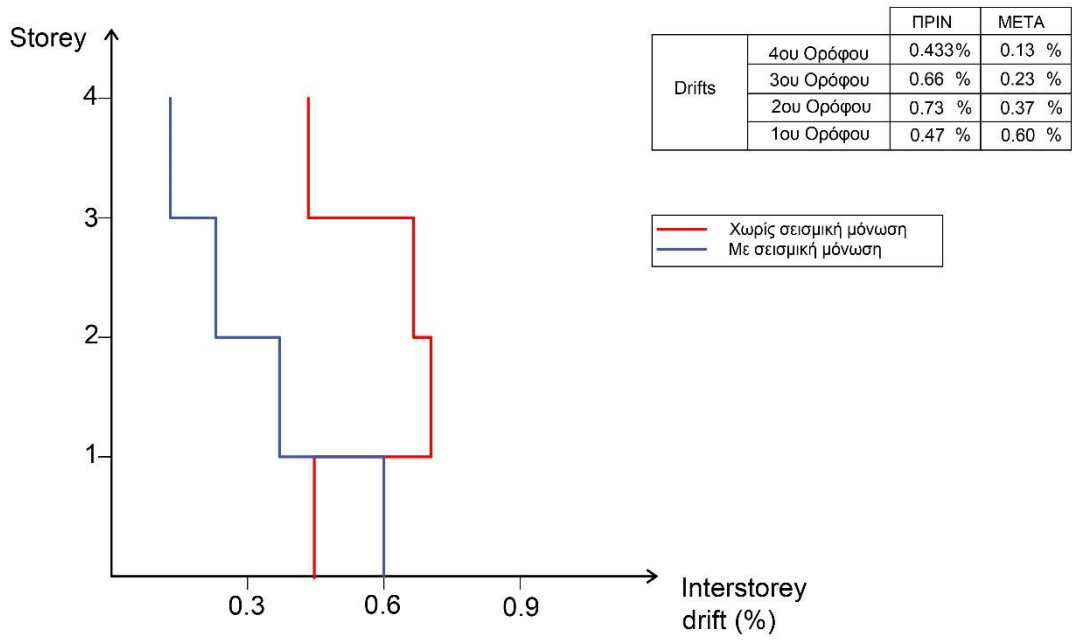
Northridge Y  
(Μετακινήσεις Ux)



Εικόνα 7.44 Σχετικές μετακινήσεις Ux για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση Y

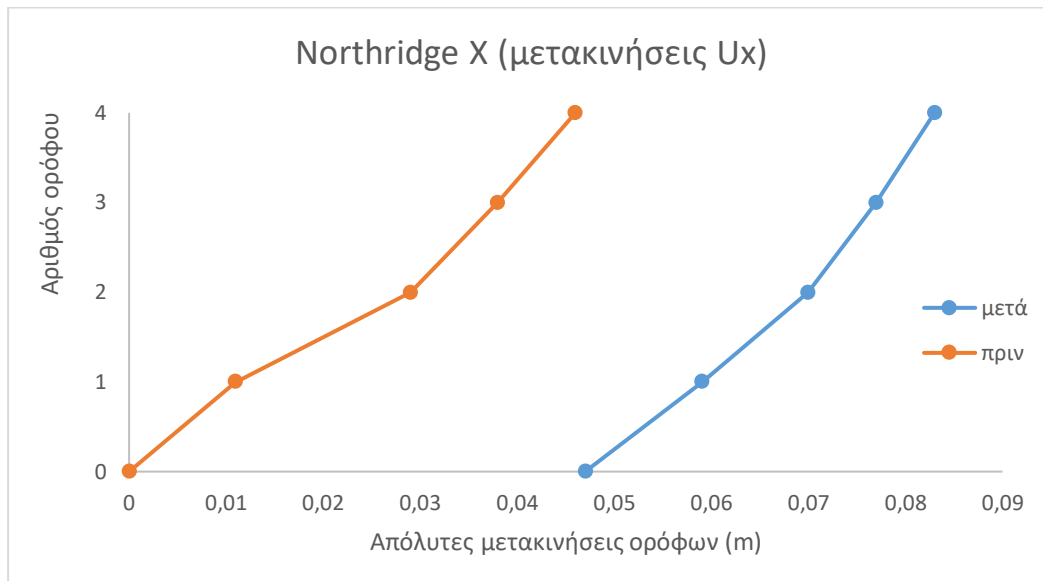


Northridge Y  
(Μετακινήσεις Uy)

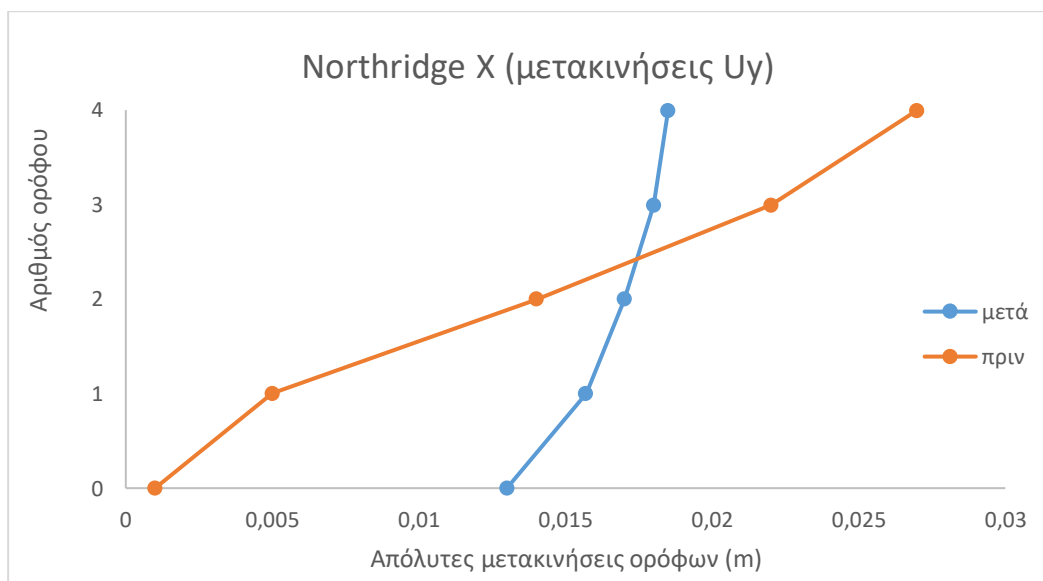


Εικόνα 7.45 Σχετικές μετακινήσεις Uy για την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση Y

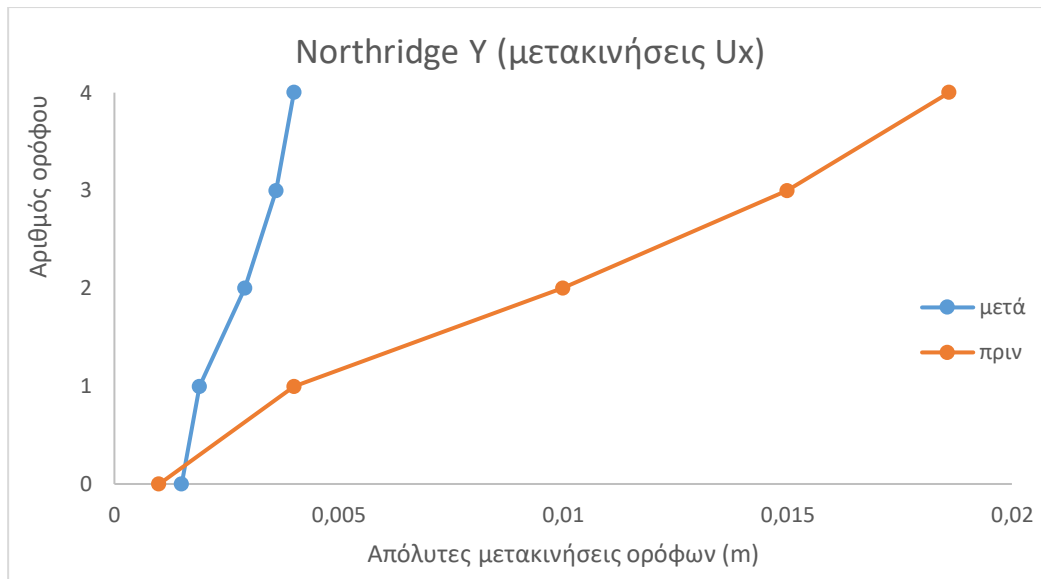
Κλείνοντας παρατίθενται και τα συγκριτικά διαγράμματα απόλυτων μετακινήσεων ανά όροφο πριν και μετά τη σεισμική μόνωση του φορέα.



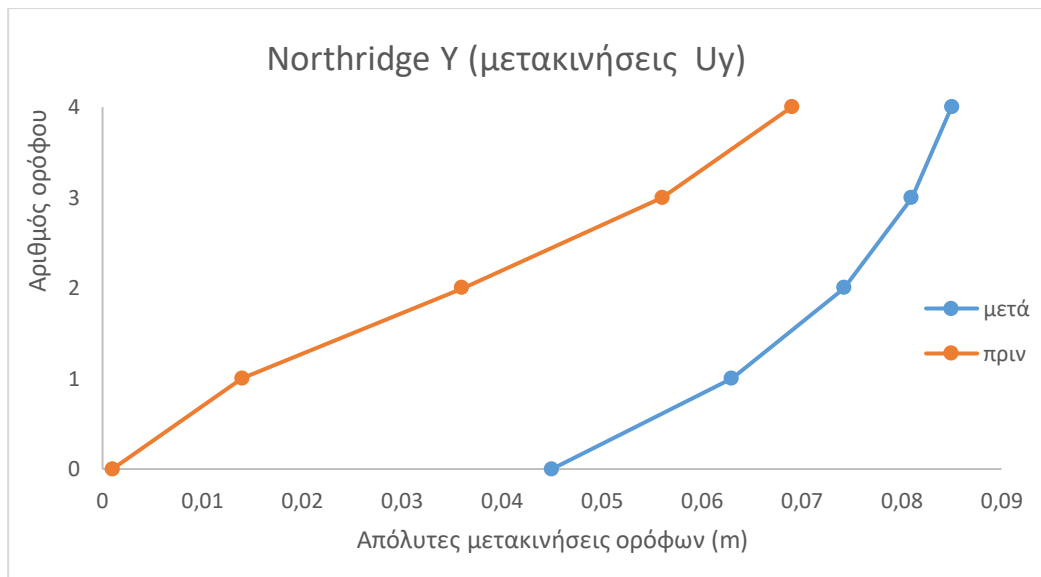
Εικόνα 7.46 Σύγκριση απόλυτων μετακινήσεων πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης



Εικόνα 7.47 Σύγκριση απόλυτων μετακινήσεων πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης



Εικόνα 7.48 Σύγκριση απόλυτων μετακινήσεων πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης



Εικόνα 7.49 Σύγκριση απόλυτων μετακινήσεων πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτέλεσε η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός τετραώροφου υφιστάμενου κτιρίου με τμήμα pilotis υπόγειο και δώμα που βρίσκεται στην περιοχή του Γαλασίου και έπειτα η εφαρμογή σεισμικής μόνωσης στη βάση της κατασκευής μέσω της τοποθέτησης εφεδράνων υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων προκύπτει πως η υφιστάμενη κατασκευή διαθέτει αρκετή πλαστιμότητα όπου κατά τη σεισμική φόρτιση εκφράζεται με παραμορφώσεις των δομικών της στοιχείων.

Το πρώτο στάδιο της εργασίας περιλάμβανε την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής κάνοντας χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) με επιβαλλόμενη μετακίνηση. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσίασαν μια ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής όσον αφορά τις μετακινήσεις των κόμβων δείχνοντας την πλαστιμότητα της κατασκευής.

Για την διεύθυνση X υπήρξε έντονη πλαστικοποίηση των διατομών συγκεκριμένα για την ανελαστική ανάλυση το 55% των διατομών των δοκών διέρρευσε και συμπεριφέρθηκε πλαστικά. Ακόμη, από την καμπύλη αντίστασης προέκυψε και το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής για την ίδια διεύθυνση φόρτισης όπου η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 4.1 cm και η τέμνουσα βάσης είναι  $V_b = 1947.49$  kN. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 0.91% του ύψους του ορόφου η οποία και παρατηρείται για τον δεύτερο όροφο.

Για την διεύθυνση Y το 68% των διατομών πέρασε στην πλαστική περιοχή. Να σημειωθεί πως η ανελαστική ανάλυση τερματίστηκε χωρίς κάποιο δομικό μέλος της κατασκευής να αστοχήσει ούτε ο κόμβος της οροφής που επιλέχθηκε να φτάσει την μετακίνηση που είχε οριστεί, αυτό οφείλεται σε ένα πρόβλημα σύγκλισης του προγράμματος το οποίο και τερμάτισε την ανάλυση ύστερα από έναν μεγάλο αριθμό βημάτων επίλυσης. Από την καμπύλη αντίστασης προέκυψε και το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής για την ίδια διεύθυνση φόρτισης όπου η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 5.8 cm και η τέμνουσα βάσης είναι  $V_b = 2405.34$  kN. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 0.63% του ύψους του ορόφου η οποία και παρατηρείται για τον δεύτερο όροφο.

Στο υπό μελέτη κτίριο εφαρμόστηκε η ανελαστική στατική ανάλυση και μετά την τοποθέτηση των εφεδράνων. Να σημειωθεί πως τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής δεν μπορούν να συγκριθούν με την ανελαστική στατική ανάλυση πριν την σεισμική μόνωση αφού και οι δύο αναλύσεις οδηγούν σε αστοχία του φορέα.

Για την διεύθυνση X των ποσοστό των διατομών που πέρασε στην πλαστική περιοχή ήταν το 41% . Από την καμπύλη αντίστασης προέκυψε και το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπου η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 9.1 cm και η τέμνουσα βάσης είναι  $V_b = 1271.34$  kN. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 1.33% του ύψους του ορόφου η οποία και παρατηρείται για στην στάθμη του πρώτου ορόφου.

Όσον αφορά την διεύθυνση Y των ποσοστό των διατομών που πέρασε στην πλαστική περιοχή ήταν το 39% . Από την καμπύλη αντίστασης προέκυψε και το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπου η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 9.4 cm και η τέμνουσα βάσης είναι  $V_b = 1367.46$  kN. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 1.033% του ύψους του ορόφου η οποία και παρατηρείται για στην στάθμη του πρώτου ορόφου. Παρατηρείται πως τα σημεία επιτελεστικότητας που προέκυψαν για τις δύο διευθύνσεις έχουν αισθητά μειωμένες τιμές τέμνουσας βάσης σε σχέση με τις τιμές των σημείων πριν την σεισμική μόνωση. Ακόμη, οι μετακινήσεις των σημείων επιτελεστικότητας αυξήθηκαν λόγω των εφεδράνων και για τις δύο διευθύνσεις.

Στο υπό μελέτη δόμημα εφαρμόστηκε και ανελαστική δυναμική ανάλυση χρησιμοποιώντας το σειсмоγράφημα του Northridge της California προσαρμοσμένο στο φάσμα σχεδιασμού .

Για την περίπτωση  $x+0.3y$  υπήρξε έντονη πλαστικοποίηση του φορέα συγκεκριμένα το 83% των διατομών διέρρευσε και η συντριπτική πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στην στάθμη επιτελεστικότητας A. Παρατηρήθηκαν ακόμη μεγάλες τιμές της τέμνουσας βάσης με μεγαλύτερη αυτή στη διεύθυνση της φόρτισης συγκεκριμένα η τιμή της  $V_x$  είναι 3970.1 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 1889.98 kN. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων στη διεύθυνση της φόρτισης φτάνει σε ποσοστό 0.63% του ύψους του ορόφου η οποία και παρατηρείται για στην στάθμη του τρίτου ορόφου, ενώ για την διεύθυνση Y η σχετική μετακίνηση γίνεται μέγιστη στη στάθμη του δευτέρου ορόφου σε ποσοστό 0.3 % του ύψους του ορόφου.

Για την περίπτωση  $y+0.3x$  πάλι υπήρξε έντονη πλαστικοποίηση του φορέα συγκεκριμένα το 84% των διατομών διέρρευσε και η συντριπτική πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στην στάθμη επιτελεστικότητας A. Παρατηρήθηκαν ακόμη μεγάλες τιμές της τέμνουσας βάσης με μεγαλύτερη στη διεύθυνση της φόρτισης συγκεκριμένα η τιμή της  $V_x$  είναι 2514.27 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 4416.68 kN. Η σχετική μετακίνηση έφτασε το 0.3% του ύψους του ορόφου για την διεύθυνση X και το 0.73% για την διεύθυνση Y.

Ύστερα από την εφαρμογή των εφεδράνων στην βάση της κατασκευής και έπειτα από την ίδια ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας και για τις δύο διευθύνσεις προέκυψαν τα παρακάτω συμπεράσματα

Αρχικά για την περίπτωση  $x+0.3y$  υπήρξε σημαντική μείωση στον αριθμό των πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή συγκεκριμένα το 26% των διατομών διέρρευσε και όσες πλαστικές αρθρώσεις δημιουργήθηκαν ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας A. Παρατηρήθηκε ακόμη σημαντική μείωση στις τιμές της τέμνουσας βάσης μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης συγκεκριμένα η τιμή της  $V_x$  είναι 1101.316 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 403.727 kN. Οι σχετικές μετακινήσεις όλων των ορόφων στη διεύθυνση της φόρτισης παρουσιάζονται μειωμένες έκτος από την στάθμη του πρώτου ορόφου που παρουσίασε μια μικρή αύξηση από 0.366% σε 0.4% , ενώ για την διεύθυνση Y οι σχετικές μετακινήσεις παρουσιάζονται όλες μειωμένες σε σχέση με τις μετακινήσεις του φορέα πριν την τοποθέτηση των εφεδράνων

Για την περίπτωση  $y+0.3x$  υπήρξε σημαντική μείωση στον αριθμό των πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή συγκεκριμένα το 38% των διατομών διέρρευσε ενώ πριν την μόνωση το ποσοστό των διατομών που είχαν διαρρεύσει ήταν το 84% και όσες πλαστικές αρθρώσεις δημιουργήθηκαν ανήκουν στην στάθμη επιτελεστικότητας A. Παρατηρήθηκε ακόμη σημαντική μείωση στις τιμές της τέμνουσας βάσης μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης συγκεκριμένα η τιμή της  $V_x$  είναι 366.99 kN και η τιμή της  $V_y$  είναι 1129.41 kN.. Οι σχετικές μετακινήσεις όλων των ορόφων στη διεύθυνση της φόρτισης παρουσιάζονται μειωμένες έκτος από την στάθμη του πρώτου ορόφου που παρουσίασε μια αύξηση από 0.46% σε 0.6% , ενώ για την διεύθυνση X οι σχετικές μετακινήσεις παρουσιάζονται όλες μειωμένες σε σχέση με τις μετακινήσεις του φορέα πριν την τοποθέτηση των εφεδράνων.





## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000) Αθήνα.

Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 ) Αθήνα

Computers and Structures INC., 2005. CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000.

Eurocode 8, 2005 EC8 : Design of Structures for Earthquake Resistance

[https://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database/peer\\_ground\\_motion\\_database\\_users\\_manual.pdf](https://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/peer_ground_motion_database_users_manual.pdf)

Κανονισμός Επεμβάσεων (2013). Ελλάδα : Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας

Κουρελή Α, Πολάκι Π, (Ιούνιος 2017). Σεισμική μόνωση σε υφιστάμενο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος ,Αθήνα

Ταγκούλη Σ, ( Ιούλιος 2013). Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πενταώροφου Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Αθήνα