

Πίνακας Περιεχομένων

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	5
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	7
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	9
ABSTRACT.....	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : Αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού	13
1.1 Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων	13
1.1.1 Σκοπός.....	13
1.1.2 Γενικά.....	13
1.1.3 Συλλογή στοιχείων	14
1.1.4 Αρχές αποτίμησης	14
1.1.5 Βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού.....	15
1.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού	16
1.3 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία	16
1.4 Στάθμες επιτελεστικότητας	17
1.5 Γενικές αρχές λήψης αποφάσεων για επέμβαση	18
1.5.1 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης	18
1.5.2 Τύποι επεμβάσεων και οι συνέπειές τους.....	19
1.6 Μέθοδοι ανάλυσης.....	19
1.6.1 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover).....	20
1.6.2 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας)	20
1.7 Έλεγχος Ασφαλείας.....	21
1.8 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα	23
1.8.1 Καμπύλη Εντατικού Μεγέθους-Παραμόρφωσης F-δ.....	23
1.8.2 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	27
2.1 Γεωμετρία και περιγραφή κτιρίου	27
2.2 Περιγραφή φέροντα οργανισμού και δευτερευόντων στοιχείων.....	34
2.3 Προσομοίωση υφιστάμενου κτιρίου	41
2.3.1 Μορφή προσομοιώματος (Κανονισμός επεμβάσεων 2013).....	42
2.3.2 Στοιχεία προσομοιώματος (Κανονισμός επεμβάσεων 2013)	42
2.3.3 Υλικά.....	44
2.3.4 Καθορισμός φορτίσεων	46
2.3.5 Μάζα προσομοιώματος (Eurocode 8, December 2004)	54
2.3.6 Δυσκαμψίες (Κανονισμός Επεμβάσεων)	55

2.3.7	Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς στοιχείων (Σπυράκος 2004).....	56
2.3.8	Στρεπτική ευαισθησία	62
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ.....		71
3.1	Γενικά	71
3.2	Αρχές και στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης	72
3.3	Διαδικασία εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενα κτίρια (Παπανίκος, Φεβρουάριος 2009)	78
3.4	Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση των κατασκευών.....	81
3.5	Συστήματα σεισμικής μόνωσης.....	82
3.5.1	Τύποι σεισμικής μόνωσης	82
3.6	Παραδείγματα εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης.....	93
3.6.1	Σεισμικά μονωμένα κτίρια στις Ηνωμένες Πολιτείες	93
3.6.2	Σεισμικά μονωμένα κτίρια στην Ιαπωνία.....	95
3.6.3	Σεισμικά μονωμένα κτίρια στη Νέα Ζηλανδία.....	96
3.6.4	Σεισμικά μονωμένα κτίρια στην Ευρώπη.....	97
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ		103
4.1	Γενικά	103
4.2	Βασικές αρχές σχεδιασμού – Φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα EC-8	103
4.3	Σχεδιασμός ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου (LRB).....	105
4.4	Προδιαστασιολόγηση ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου	111
4.5	Έλεγχοι εφεδράνου σύμφωνα με το προσχέδιο οδηγιών	113
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....		117
5.1	Γενικά	117
5.2	Φάσματα απόκρισης.....	117
5.3	Επιταχυνσιογραφήματα (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2013)	121
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ.....		139
6.1	Γενικά	139
6.2	Αρχικός φορέας - Πακτωμένη βάση.....	140
6.3	Σεισμικά μονωμένος φορέας- Εφένδρανα υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου (LRB).....	144
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....		149
7.1	Γενικά	149
7.2	Διαδικασία μεθόδου ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Βασιλειάδης, 2013) (Σπυράκος, 2004)	149
7.3	Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά x	152
7.4	Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά y	160

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	167
8.1 Γενικά.....	167
8.2 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για το σεισμό Kobe	169
8.2.1 Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης	169
8.2.2 Μετά την εφαρμογή της μόνωσης.....	190
8.3 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για το σεισμό Loma Prieta	206
8.3.1 Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης	206
8.4 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό Duzce	242
8.4.2 Μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.....	262
8.5 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό Landers	276
8.6 Συνοπτικά αποτελέσματα λοιπών σεισμών	310
8.6.1 Σεισμός Northridge.....	310
8.6.2 Σεισμός Chuetsu	320
8.6.3 Σεισμός Iwate	329
8.6.4 Σεισμός Καλαμάτας.....	338
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	347
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....	351
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	351
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΩΝΙΩΝ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΙ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	367
Βιβλιογραφία.....	385

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε να εκφράσουμε τις ευχαριστίες μας προς όλους εκείνους που μας στήριξαν στην προσπάθεια εκπόνησης της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.

Αρχικά, ευχαριστούμε θερμά τον κ. Παπαδόπουλο Βησσαρίωνα, επίκουρο καθηγητή ΕΜΠ, τόσο για την επίβλεψη του θέματος, όσο και για τις γνώσεις που μας προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησής της. Τον ευχαριστούμε ιδιαίτερα, για την άριστη συνεργασία, την εμπιστοσύνη του και την καθοδήγησή του που έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην περάτωση της παρούσας εργασίας.

Στη συνέχεια, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε από καρδιάς τις οικογένειές μας για την ηθική και υλική υποστήριξη που μας παρείχαν καθώς επίσης και τους φίλους μας για την αμέριστη συμπαράστασή τους σε όλη την πορεία της μεταπτυχιακής μας ζωής.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε μια έντονα σεισμογενή χώρα, όπως είναι η Ελλάδα, κάθε φορά που συμβαίνει ένας ισχυρός σεισμός, οι γνώσεις μας για τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δοκιμάζονται. Στην Ελλάδα, τα κτίρια στη πλειονότητα τους κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Σημασία πρέπει να δοθεί επίσης στο γεγονός ότι στην Ελλάδα ο Ε.Α.Κ είναι ο πρώτος κανονισμός με σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις. Η πρώτη έκδοση του κανονισμού αυτού πραγματοποιήθηκε το 1985.

Με την εξέλιξη της επιστήμης και με βάση την εμπειρία που αποκτήθηκε στο θέμα της απόκρισης των κτιρίων σε δυναμικά φαινόμενα, δημιουργήθηκαν καινούριοι πληρέστεροι κανονισμοί. Αυτοί πλέον θέτουν απαιτήσεις τόσο σε αντοχή όσο και σε πλαστικότητα. Επιπλέον θεσμοθετήθηκαν σύγχρονοι κανονισμοί που αφορούν την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων και ταυτόχρονα θεσπίστηκαν κανόνες για την ενίσχυσή τους.

Οι σύγχρονοι κανονισμοί για την αποτίμηση και ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών βασίζονται στις ίδιες αρχές. Αυτές παρουσιάζονται σε επόμενο κεφάλαιο, δίνοντας περισσότερη βάση στον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Μια εναλλακτική και ταυτόχρονα ελκυστική, για τα πλεονεκτήματα που προσφέρει μέθοδος, είναι η εφαρμογή μέσων παθητικού ελέγχου της δόνησης της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμικού κραδασμού που υλοποιείται με την τοποθέτηση στη διεπιφάνεια ανωδομής- θεμελίωσης στοιχείων εύκαμπτων σε οριζόντιες μετακινήσεις, τους μονωτήρες. Η μέθοδος αυτή, η οποία έχει εξελιχθεί αρκετά και έχει εφαρμοστεί με επιτυχία σε κατασκευές διαφόρων τύπων (κτιριακές, γέφυρες, δεξαμενές κ.ά.) τις δύο τελευταίες δεκαετίες, αποσκοπεί στη μείωση της σεισμικής απαίτησης που εισάγεται μέσω των μηχανισμών που περιγράφονται στη συνέχεια και έχει ως αποτέλεσμα οικονομικότερες και πιο ελαφρές κατασκευές. Η σημαντική μείωση των σεισμικών απαιτήσεων αφενός αποτρέπει την κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρούς σεισμούς, αλλά επιπλέον περιορίζει τις βλάβες σε περιπτώσεις σεισμών μέτριας έντασης.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση της συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και έπειτα την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης μέσω της χρήσης κατάλληλων μονωτήρων. Για τον σκοπό αυτό εφαρμόστηκε αρχικά ανελαστική στατική ανάλυση καθώς επίσης και ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας επιλέγοντας επιταχυνσιογραφήματα από καταγραφές οχτώ ισχυρών σεισμών ανά τον κόσμο. Κατά την αποτίμηση και ανελαστική ανάλυση του φορέα εφαρμόστηκαν οι διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012). Στη συνέχεια, εφαρμόστηκε η σεισμική μόνωση, η οποία συνίσταται στην τοποθέτηση εφεδράνων υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου. Η πραγματοποίηση των αναλύσεων στο υπό μελέτη κτίριο γίνεται με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000 (Version 16.1.0). Πιο συγκεκριμένα:

Το πρώτο κεφάλαιο πραγματεύεται τις βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κατ' αρχήν γίνεται διάκριση των δομικών στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα και εν συνεχεία παρουσιάζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με τις οποίες αποτυπώνεται η ανελαστική συμπεριφορά του φορέα. Ακόμα, γίνεται αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών και στις ανισώσεις ασφαλείας που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς των δομικών μελών. Ιδιαίτερη αναφορά γίνεται στην προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών του φορέα, στη καμπύλη εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης και στις σχέσεις υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών στροφής διαρροής, θραύσης και πλαστικής στροφής.

Το δεύτερο κεφάλαιο αφορά στην περιγραφή του κτιρίου, του φέροντα οργανισμού και των δευτερευόντων στοιχείων. Στη συνέχεια, αναλύεται η μορφή του προσομοιώματος που εισήχθη στο πρόγραμμα και παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, τα φορτία, η μάζα και οι δυσκαμψίες που λήφθηκαν υπόψη στο προσομοίωμα. Τέλος, υπολογίζονται οι γωνίες στροφής και γίνεται ο έλεγχος με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας.

Το τρίτο κεφάλαιο αναφέρεται στη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης, τους στόχους που έχει καθώς επίσης και την επίδρασή της στην απόκριση των κατασκευών. Επιπλέον, αναλύεται η διαδικασία εφαρμογής της μόνωσης στα υφιστάμενα κτίρια. Τέλος, παρουσιάζονται τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που υπάρχουν και οι χώρες στις οποίες έχουν εφαρμοσθεί.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιλαμβάνει τον σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης σύμφωνα με τις οδηγίες σεισμικής μόνωσης του Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. Έτσι έγινε μια προδιαστασιολόγηση εφεδράνου και αφού έγιναν όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι επιλέχθηκε εκείνο που ικανοποιεί όλες τις απαιτήσεις.

Το πέμπτο κεφάλαιο αναφέρεται στις σεισμικές δράσεις και πιο συγκεκριμένα στα φάσματα απόκρισης που χρησιμοποιούνται, στην προσομοίωση των οριζόντιων φορτίων και τέλος στα επιταχυνσιογραφήματα που ήταν απαραίτητα για την δυναμική ανάλυση.

Το έκτο κεφάλαιο παρουσιάζει τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου. Πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης και αξιολογούνται τα εξαγόμενα αποτελέσματα.

Το έβδομο κεφάλαιο περιλαμβάνει την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), η οποία πραγματοποιείται σε δύο διευθύνσεις. Αναλύονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν και εξάγεται το σημείο επιτελεστικότητας για κάθε ανάλυση.

Το όγδοο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζει τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (χρήση οχτώ σεισμικών διεγέρσεων) πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.

Το ένατο κεφάλαιο παρουσιάζει συνοπτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την ανελαστική στατική και την ανελαστική δυναμική ανάλυση καθώς επίσης και σχόλια επί των αποτελεσμάτων.

ABSTRACT

This diploma thesis deals with the evaluation of the behavior of an existing reinforced concrete building and then the application of seismic isolation with the use of suitable isolators. At first, for this purpose inelastic static analysis was applied as well as inelastic dynamic analysis of time histories by choosing accelograms from recordings of eight strong earthquakes around the world. The provisions of the Intervention Regulation (KAN.EIIE 2012) have been applied in the evaluation and inelastic analysis of the structure. Seismic isolation was then applied, which consisted of the placement of high-damping lead core rubber bearings. The analyses are carried out in the -under study- building with the help of the SAP2000 software (Version 16.1.0). More specifically:

The first chapter deals with the basic principles of evaluation and retrofitting of existing reinforced concrete buildings based on Greek Retrofitting Code (KAN.EPE 2012). First of all, the structural elements are distinguished in primary and secondary and then the performance levels with which the inelastic behavior of the elements are presented. Also, reference is made to the methods of analysis for the evaluation of existing structures and to the safety equations used to evaluate the deformation behavior of the structural members. Special reference is made to the simulation of the inelastic behavior of the structural members of the building, to the intensive-deformation curve and to the types of calculating the values of yield, ultimate and plastic rotation.

The second chapter concerns the description of the building, the bearing structure and the secondary elements. The form of the model introduced in the program is then analyzed and the materials used, the loads, the mass and the stiffness taken into account in the model are presented. Finally, the rotational limits are calculated and the levels of performance are checked.

The third chapter refers to the method of seismic isolation and its aims as well as its effect on the response of the constructions. In addition, the procedure for the application of isolation to existing buildings is analyzed. Finally, the seismic isolation systems that exist and the countries where they have been applied are presented.

The fourth chapter includes the design of the seismic isolation system according to the seismic isolation instructions of the Ministry of the Environment, Physical Planning and Public Works. Thus, a bearing pre-dimensioning was made and after all the required specifications were examined, the one that satisfies all the requirements was selected.

The fifth chapter deals with the seismic actions and more specifically with the response spectrum used in the simulation of horizontal loads and finally with the accelograms that were indispensable for dynamic analysis.

The sixth chapter presents the dynamic features of the building. Modal analysis before and after seismic isolation is performed and the results are evaluated.

The seventh chapter includes inelastic static analysis (pushover), which takes place in two directions. The results that were emerged are evaluated and the performance point for each analysis is exported.

The eighth chapter presents the results of the inelastic dynamic analysis of time histories (use of eight seismic stimulations) before and after seismic isolation.

The ninth and final chapter summarizes the conclusions that emerged from the inelastic static and inelastic dynamic analysis as well as comments on the results.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : Αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού

1.1 Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων

1.1.1 Σκοπός

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τα εξής βήματα:

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

1.1.2 Γενικά

α. Σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς.

β. Για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του δομήματος θα λαμβάνονται υποχρεωτικώς υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του.

γ. Ο μελετητής Μηχανικός οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέπει μια σειρά διερευνητικών εργασιών ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασισθεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης.

δ. Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο.

ε. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

στ. Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη.

- i. Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι. Το σκέλος αυτό της αποτίμησης πρακτικώς έχει εφαρμογή όταν οι βλάβες είναι περιορισμένες. Επιτρέπεται να παραλείπεται όταν κατά την κρίση του μελετητή Μηχανικού απαιτείται οπωσδήποτε επέμβαση, οπότε εφαρμόζονται τα αναφερόμενα στο επόμενο σκέλος (ii).
- ii. Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ των βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν (επισκευασθούν) οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

1.1.3 Συλλογή στοιχείων

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

- α.** Τα δεδομένα που απαιτούνται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων όπου είναι δυνατόν, θα διασταυρώνονται μεταξύ τους και θα βαθμονομούνται καταλλήλως.
- β.** Το πρόγραμμα των επιτόπου και των εργαστηριακών διερευνήσεων συνιστάται να συντάσσεται, η δε εκτέλεσή του να εποπτεύεται, από τον μελετητή Μηχανικό της αποτίμησης, ανάλογα με τις ειδικότερες ανάγκες της μελέτης.
- γ.** Η αξιοπιστία των συλλεγομένων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη στην αποτίμηση των υφισταμένων δομημάτων και στη διαμόρφωση στρατηγικών επέμβασης.

1.1.4 Αρχές αποτίμησης

Γενικότητες

Η αποτίμηση υφισταμένων δομημάτων ακολουθεί τις παρακάτω αρχές:

- α.** Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμησή του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές, μεθόδους.
- β.** Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακόρυφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμησή του με βάση τις παρακάτω αρχές:
 - i.** Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους. Ειδικώς στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοσθεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.
 - ii.** Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλομένων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοσθούν.
 - iii.** Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.
 - iv.** Η χρήση εμπειρικών-αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή.
 - v.** Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά αδρομερή προσέγγιση τόσο τη μορφή όσο και τη θέση των ουσιωδών αυτών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η

ερμηνεία των βλαβών κατά μορφή και θέση. Πιθανές παράμετροι μπορεί να είναι αφανή γεωμετρικά στοιχεία, μηχανικά χαρακτηριστικά που δεν έχουν ερευνηθεί, τυχαίοι συνδυασμοί δράσεων που πιθανολογείται ότι ασκήθηκαν στο παρελθόν.

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

Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης

α. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων.

β. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνιστάται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων.

γ. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο.

1.1.5 Βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Η σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου δομήματος είναι μια αναλυτική διαδικασία, κατά την οποία ζητούμενο είναι να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Πρόκειται λοιπόν για μία αρχική ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά των μελών του όπως προκύπτουν από την μελέτη κατασκευής του (εάν υπάρχει) ή αποκλειστικά από την επιτόπου διερεύνηση της κατασκευής.

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου, και συγχρόνως το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό, η επιλογή της μεθόδου ανασχεδιασμού βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

Για την αποτίμηση υπάρχοντων κτιρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κλασσικές μέθοδοι ανάλυσης των ισχυόντων Κανονισμών για νέα κτίρια, λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες παραδοχές που αφορούν την ανάλυση. Βέβαια γίνεται αντιληπτό πως μια τέτοια προσέγγιση είναι συντηρητική, κυρίως επειδή υποεκτιμάται η σεισμική ικανότητα του υπό μελέτη κτιρίου, καθώς τα δομικά μέλη δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως μέλη με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν σημαίνει ότι έχουν μηδενική ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης.

Οι προτεινόμενες μέθοδοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής διέγερσης. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου σχετίζεται, εκτός των άλλων, με την ακρίβεια των δεδομένων που συγκεντρώνονται για το υφιστάμενο δόμημα.

Η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός γίνονται με στόχο την επίτευξη των σταθμών επιτελεστικότητας σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Καθορίζεται, δηλαδή, εξ αρχής η επιθυμητή συμπεριφορά του φορέα, το όριο δηλαδή των επιτρεπόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο σχεδιασμός ή η αποτίμηση/ανασχεδιασμός.

1.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

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

β. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίνακας 1.1) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

1.3 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

Όλα εκείνα τα στοιχεία της κατασκευής τα οποία συμβάλουν στην δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις, οι οποίες οφείλονται κυρίως στις σεισμικές διεγέρσεις, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα. Η διάκριση αυτή είναι δυνατή, επαφίεται δηλαδή στη κρίση του Μηχανικού.

Ως πρωτεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων, αλλά δε συνεισφέρουν σε σημαντικό βαθμό στην αντίσταση έναντι σεισμού, ή ο βαθμός συνεισφοράς τους είναι μάλλον αναξιόπιστος, λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας. Στα δευτερεύοντα στοιχεία κατατάσσονται οι δοκοί συζεύξεως τοιχωμάτων, μικρού μήκους δοκοί, δοκοί με έμμεσες στηρίξεις επί δοκών, φυτευτά υποστυλώματα. Τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες από τα πρωτεύοντα και ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας.

Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου, έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι

ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του λόγω σεισμικών δράσεων.

1.4 Στάθμες επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή τον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εξετάζει τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση). Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Ωστόσο σε ορισμένες περιπτώσεις ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως στον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό όλων των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής (ανελαστική απόκριση).

Οι στάθμες επιτελεστικότητας όπως ορίζονται στην παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι οι εξής:

- **«Περιορισμένες βλάβες» (Α):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί ελαφριές βλάβες. Τα δομικά στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αμελητέες. Καμία λειτουργία του κτιρίου δε διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό. Παρατηρούνται κάποιες αραιές ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα.
- **«Σημαντικές βλάβες» (Β):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες. Τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός αντέχει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Κατά το σεισμό δεν αναμένεται σοβαρός τραυματισμός ατόμων ή πτώση στοιχείων του μη φέροντα οργανισμού. Συγκεκριμένα παρατηρούνται καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, άνοιγμα αγκίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα, πτώση τεμαχίων επιχρίσματος στα μη φέροντα στοιχεία.
- **«Οιονεί κατάρρευση» (Γ):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές βλάβες, οι οποίες είναι μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει την ικανότητα να φέρει κατακόρυφα φορτία χωρίς να διαθέτει άλλο περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμα και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Δεν αποκλείονται σοβαροί τραυματισμοί ατόμων ή πτώση στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Στη περίπτωση αυτή απαιτείται ενίσχυση ή αντικατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος

στο σύνολό του. Συγκεκριμένα παρατηρείται θραύση και αποδιοργάνωση του πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών και άνοιγμα συνδετήρων. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει.

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη-φέροντα οργανισμό. Στο παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού του φέροντα οργανισμού.

Πίνακας 1.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

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 μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

1.5 Γενικές αρχές λήψης αποφάσεων για επέμβαση

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

β. 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 δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

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

1.5.1 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης

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

β. Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται καταρχήν με βάση 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 (ή άλλη) αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις.

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

1.5.2 Τύποι επεμβάσεων και οι συνέπειές τους

α. Με βάση τα προηγούμενα κριτήρια και τα αποτελέσματα της αποτίμησης του δομήματος, πρέπει να επιλεγούν οι κατά περίπτωση κατάλληλοι τύποι επέμβασης σε επιμέρους δομικά στοιχεία ή στο σύνολο του κτιρίου και του μη-φέροντος οργανισμού (αν απαιτείται), λαμβάνοντας πάντοτε υπόψη τις επιπτώσεις των επεμβάσεων στις θεμελιώσεις. Η επιλογή αυτή εντάσσεται σε μια στρατηγική επέμβασης, η οποία έχει ως στόχο τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου και συνίσταται στην τροποποίηση ή τον έλεγχο βασικών παραμέτρων που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά του. Προκειμένου να επιτευχθεί μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μπορούν να υιοθετηθούν στρατηγικές τόσο τεχνικού όσο και διαχειριστικού χαρακτήρα ή/και συνδυασμός τους.

β. Στις περιπτώσεις όπου, για τον επιλεγμένο στόχο ανασχεδιασμού, η σεισμική συμπεριφορά των μη-φερόντων στοιχείων ενδέχεται να θέτει σε κίνδυνο τη ζωή των ενοίκων (ή τρίτων προσώπων), είτε να έχει συνέπειες στα αποθηκευμένα αγαθά, πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την επισκευή ή ενίσχυση των στοιχείων αυτών.

γ. Θα λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες επιπτώσεις των επισκευών-ενισχύσεων των μη-φερόντων στοιχείων επί του φέροντος οργανισμού.

δ. Θα λαμβάνονται υπόψη οι συνέπειες του συνόλου των δομητικών επεμβάσεων επί της τοπικής και της συνολικής ικανότητας του κτιρίου για κατανάλωση σεισμικής ενέργειας.

1.6 Μέθοδοι ανάλυσης

Οι επιτρεπόμενες μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής, όπως ορίζονται στα Κεφάλαια 2 και 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι οι εξής:

- Ελαστική (ισοδύναμη) Στατική Ανάλυση
- Ελαστική Δυναμική Ανάλυση
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)
- Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας)

Στη παρούσα μεταπτυχιακή εργασία για τις ανάγκες της αποτίμησης των υφιστάμενων κατασκευών εφαρμόζεται η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover) καθώς επίσης και η Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση ή Ανάλυση Χρονοϊστορίας ή εν συντομία Time History.

1.6.1 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)

Η ανελαστική στατική ανάλυση (αλλιώς και μέθοδος ελέγχου μετακινήσεων ή pushover ανάλυση) προσεγγίζει με διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις τη μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα. Η ανάλυση pushover περιγράφει σε ικανοποιητικό βαθμό τη συμπεριφορά της κατασκευής. Έχει τη δυνατότητα να καταγράψει τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, την αστοχία των μελών και την ανακατανομή της έντασης μετά τη δημιουργία μιας πλαστικής άρθρωσης.

Βασική επιδίωξη του μελετητή-μηχανικού είναι η κατασκευή να έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στην απαίτηση που επιβάλλει η δράση. Με τη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων επιδιώκεται να υπολογιστούν η ικανότητα της κατασκευής, η απαίτηση σε μετακίνηση και με τη μεταξύ τους σύγκριση τελικά να ελεγχθεί η συμπεριφορά της κατασκευής. Ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση. Για να ικανοποιούνται τα κριτήρια πρέπει η παραμόρφωση να μην δημιουργεί βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη στάθμη επιτελεσματικότητας του κτιρίου.

Επίσης από την ανάλυση αυτή μπορούν να υπολογιστούν οι συντελεστές α_1 και α_u , οι οποίοι ορίζονται ως οι συντελεστές που εκφράζουν σε τι ποσοστό τέμνουσας βάσης σχεδιασμού αναπτύσσεται η πρώτη πλαστική άρθρωση σε κάποιο στοιχείο του φορέα και ο πρώτος μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα, αντίστοιχα. Οι παραπάνω συντελεστές χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q . Έτσι, αντί να χρησιμοποιηθούν οι τιμές του κανονισμού για να είναι ακριβέστερη η ανάλυση, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που θα εξαχθούν από την ανάλυση pushover.

Ο κανονισμός επεμβάσεων θέτει ως προϋποθέσεις για την εφαρμογή της μεθόδου: **(Κανονισμός Επεμβάσεων, 2013)**

- Η στάθμη αξιοπιστίας συνίσταται να είναι ικανοποιητική.
- Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική.

1.6.2 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας)

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

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας εξαρτάται από δύο παράγοντες. Πρώτον την εξιδανίκευση του φορέα, δηλαδή των προσομοιωμάτων για

την αναπαράσταση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του, και δεύτερον της επιλογής του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί. Το τελευταίο απαιτεί την καλή γνώση της αναμενόμενης σεισμικής κίνησης στο σημείο στο οποίο εδράζεται η κατασκευή, κάτι το οποίο είναι δύσκολο να συμβεί.

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 του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά η απόκριση της κατασκευής ενδέχεται να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Κύριος στόχος της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Συγκεκριμένα με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000 γίνεται ο υπολογισμός των γωνιών στροφής θ και η συσχέτισή τους με τη ροπή M των δομικών στοιχείων. Οι τιμές των παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις αντίστοιχες επιτρεπόμενες τιμές που δίνονται στο Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι οποίες υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις και τις σχέσεις του Κεφαλαίου 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

1.7 Έλεγχος Ασφαλείας

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών, σύμφωνα με την παράγραφο 4.1.2 του Κεφαλαίου 4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχει την γενική μορφή:

$$S_d < R_d$$

- $S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \gamma_f)$
- $R_d = (1/\gamma_{Rd}) R (R_k/\gamma_m)$

Όπου:

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

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

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

R_k : οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως

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

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

Η μέση τιμή αντοχής του σκυροδέματος και του χάλυβα λαμβάνεται αντίστοιχα:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{MPa}$$

$$f_{ym} = f_{yk}$$

Όπου:

f_{ck} : η χαρακτηριστική τιμή αντοχής σκυροδέματος

f_{yk} : η χαρακτηριστική τιμή αντοχής χάλυβα οπλισμού

Για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και αν η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί $\gamma_m = 1.00$ για τα υφιστάμενα υλικά. Πρακτικώς, όμως, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη τιμή $\gamma_m = 1.10$. Αντιστοίχως, για «υψηλή» ή «ανεκτή» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m μπορούν να θεωρηθούν ίσες με 1.00 ή 1.20 αντιστοίχως.

Στα εξεταζόμενα κτίρια η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C20/25 και του χάλυβα S500 με στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ικανοποιητική». Άρα σύμφωνα με τις παραπάνω διατάξεις που καθορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., για ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, με έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, λαμβάνονται ως αντιπροσωπευτικές τιμές σκυροδέματος και χάλυβα οι μέσες, με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 1.10$. Συγκεκριμένα λαμβάνονται τα εξής:

$$f_{cm} = 20 + 8 = 28 \text{MPa} \Rightarrow 28 / 1.1 = 25.4546 \text{MPa}$$

$$f_{ym} = 500 \text{MPa} \Rightarrow 500 / 1.1 = 454.5455 \text{MPa}$$

Στο παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα κριτήρια επιτελεσματικότητας, όπως αυτά ορίζονται στο ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθώς και η αντίστοιχη ανίσωση ασφαλείας θεωρώντας όλα τα δομικά στοιχεία ως πρωτεύοντα.

Πίνακας 1.2: Κριτήρια Επιτελεσματικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Στάθμη Επιτελεσματικότητας	Ανίσωση ελέγχου σε όρους παραμορφώσεων
«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	$S_d \leq R_d = \theta_y$
«Σημαντικές βλάβες» (Β)	$S_d \leq R_d = \frac{0.5(\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$
«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)	$S_d \leq R_d = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$

Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} λαμβάνεται ίση με 1.80.

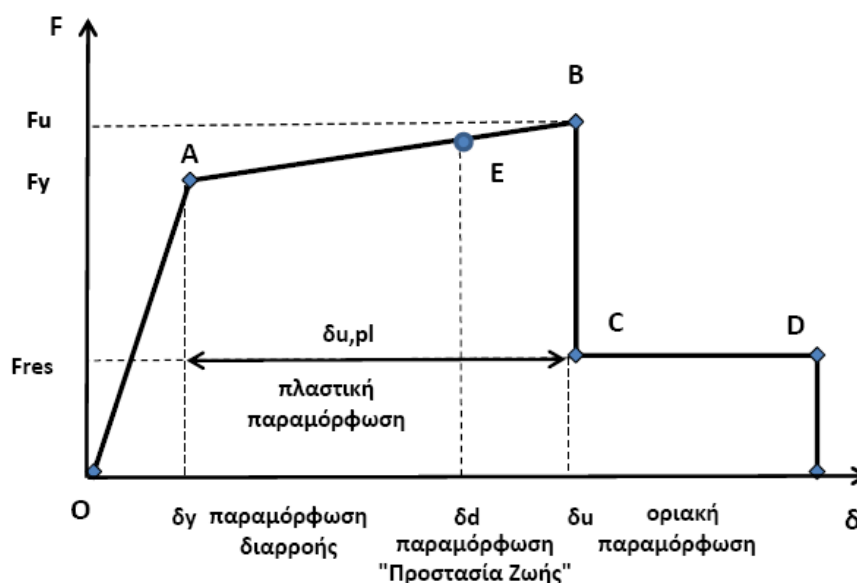
στοιχείο, στην κρίσιμη περιοχή ή στην σύνδεση. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης. Όπου καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ .

Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής “ θ ” στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών.

Θεωρείται ότι η μηχανική συμπεριφορά περιγράφεται από την περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F , μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$, μέχρι και την απώλεια της ικανότητας του δομικού στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης να φέρει τα φορτία βαρύτητας.

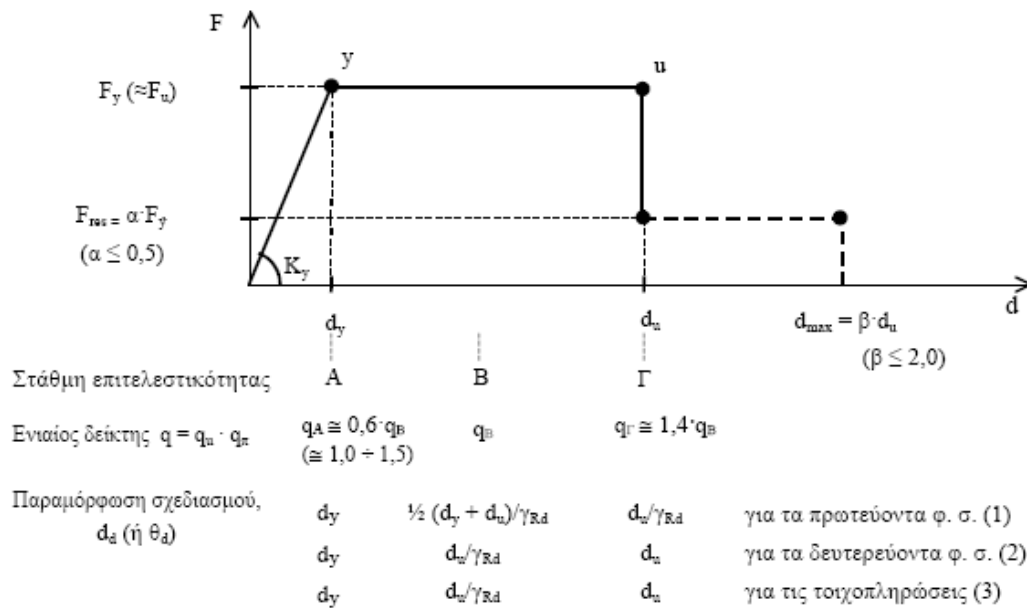
Η απώλεια της φέρουσας ικανότητας ή αντίστασης έναντι κατακόρυφων φορτίων σηματοδοτεί το τελικό στάδιο της αστοχίας του στοιχείου. Κατά κανόνα, αυτή συμβαίνει σε τιμές της παραμόρφωσης δ πολύ πέραν από αυτές που προκαλούν απώλεια ή ουσιαστική μείωση της αντίστασης του στοιχείου έναντι της σεισμικής έντασης.

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F - δ των δομικών στοιχείων απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα. Τα σημεία του διαγράμματος υπολογίζονται με βάση το σχετικό τυπολόγιο που δίνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εικόνα 1.2 : Καμπύλη F - δ δομικών στοιχείων

Η απλοποιημένη μορφή της παραπάνω καμπύλης δίνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εξής:



Εικόνα 1.3 : Απλοποιημένη μορφή καμπύλης F-d δομικών στοιχείων

Στη συνέχεια γίνεται μια συνοπτική αναφορά των κλάδων του διαγράμματος F-d όπως αυτά περιγράφονται στο Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- **Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή (OA):** Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) “διαρροή” του στοιχείου, μετά την οποία η καμπύλη F-d μπορεί να λαμβάνεται περίπου οριζόντια. Η κλίση του ευθύγραμμου κλάδου είναι η ενεργός δυσκαμψία K που χρησιμοποιείται στην ανάλυση του δομικού συστήματος και κατά συνέπεια δίνεται από τη σχέση $K = \frac{F_y}{\delta_y}$.

Η τιμή των F_y , δ_y και K επιτρέπεται να καθορίζεται 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. Επίσης, απαιτείται να είναι γνωστός ο σπλισμός των εξεταζόμενων στοιχείων.

- **Μεταελαστικός κλάδος (AB):** Αντιπροσωπεύει τη μεταελαστική συμπεριφορά του στοιχείου, όπως αυτό συνεχίζει να παραμορφώνεται μετά τη διαρροή μέχρις της αστοχίας του, στο σημείο B. Το σημείο B ορίζεται από την παραμόρφωση αστοχίας d_u , που ορίζεται ως η οριακή παραμόρφωση στην οποία επιτελείται ουσιαστική μείωση της αντοχής του στοιχείου. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορεί να θεωρηθεί ως “αστοχία” μία μείωση της αντίστασης ίση περίπου με 20% της μέγιστης τιμής της. Ως παραμόρφωση αστοχίας d_u , επομένως, ορίζεται εκείνη η τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης (F_{res}). Να επισημανθεί εδώ ότι η κλίση του κλάδου AB μπορεί να ληφθεί απλοποιητικά ως οριζόντια. Δηλαδή, η αντίσταση διαρροής F_y (M_y) λαμβάνεται ίση με την οριακή αντίσταση αστοχίας F_u (M_u) για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ θέτει την απλοποιητική παραδοχή $F_y = F_u$

υπό προϋποθέσεις και βάσει αυτής είναι δυνατός ο πλήρης υπολογισμός όλων των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής μιας διατομής βάσει των τύπων που παρατίθενται στο Κεφάλαιο 7 με γνώση των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της.

- **Απομένουσα αντίσταση (BC):** Μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα αντίσταση F_{res} . Το μέγεθος της απομένουσας αντίστασης F_{res} και της παραμόρφωσης για την οποία μηδενίζεται (ουσιαστικώς) η αντίσταση σε φορτία βαρύτητας είναι δύσκολο να εκτιμηθούν. Μόνο για λόγους προσομοίωσης της απόκρισης του συνολικού δομήματος μετά την παραμόρφωση αστοχίας των επιμέρους στοιχείων, μπορεί να λαμβάνεται απομένουσα αντοχή ίση με το 25% της οριακής αντοχής των στοιχείων.

- **Τελική παραμόρφωση (CD):** Η μέγιστη παραμόρφωση υπό την οποία επέρχεται πλήρης απώλεια των αντιστάσεων του στοιχείου έναντι των φορτίων βαρύτητας. Οι επικρατέστερες παραδοχές για τη d_{max} είναι:

- 1) $d_{max}=3\theta_{pl}$ για δοκούς και υποστυλώματα
- 2) $d_{max}=5\theta_{pl}$ για δοκούς και $d_{max}=2\theta_{pl}$ για υποστυλώματα.

1.8.2 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. λαμβάνοντας υπόψη τη μείωση της ενεργού διατομής λόγω της ρηγμάτωσης που υφίσταται το σκυρόδεμα υπό την επίδραση εφελκυστικών τάσεων επιβάλλει να ληφθεί στους υπολογισμούς η ενεργός δυσκαμψία των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος K_{eff} έναντι της γεωμετρικής δυσκαμψίας $K_{el} = E_c I$. Η ενεργός δυσκαμψία δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Κεφάλαιο 7, §7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

$$K_{eff} = \frac{M_y L_s}{3\theta_y}$$

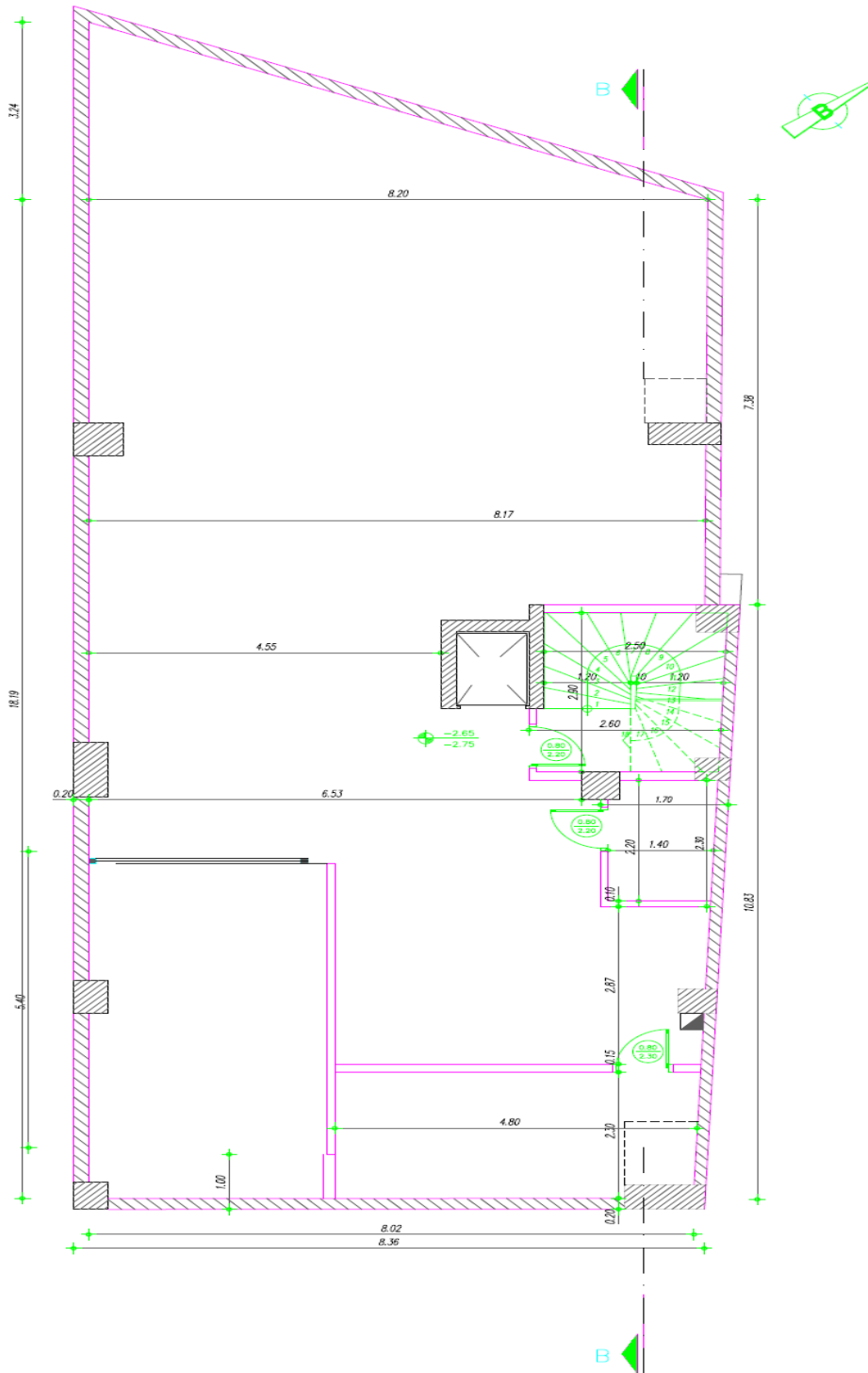
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Πριν γίνει η οποιαδήποτε αναφορά στην κατασκευή η οποία αποτελεί το αντικείμενο των αναλύσεων της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας, κρίνεται σκόπιμο εκ μέρους των συντακτών αυτής να εκφραστούν θερμές ευχαριστίες στον κύριο Ανδρέου Ευριπίδη, Πολιτικό Μηχανικό, για την παροχή του συνόλου των στοιχείων – όπως σχέδια, πληροφορίες για τα φορτία, τους οπλισμούς, – και λοιπών διευκρινήσεων που αφορούν τη συγκεκριμένη κατασκευή.

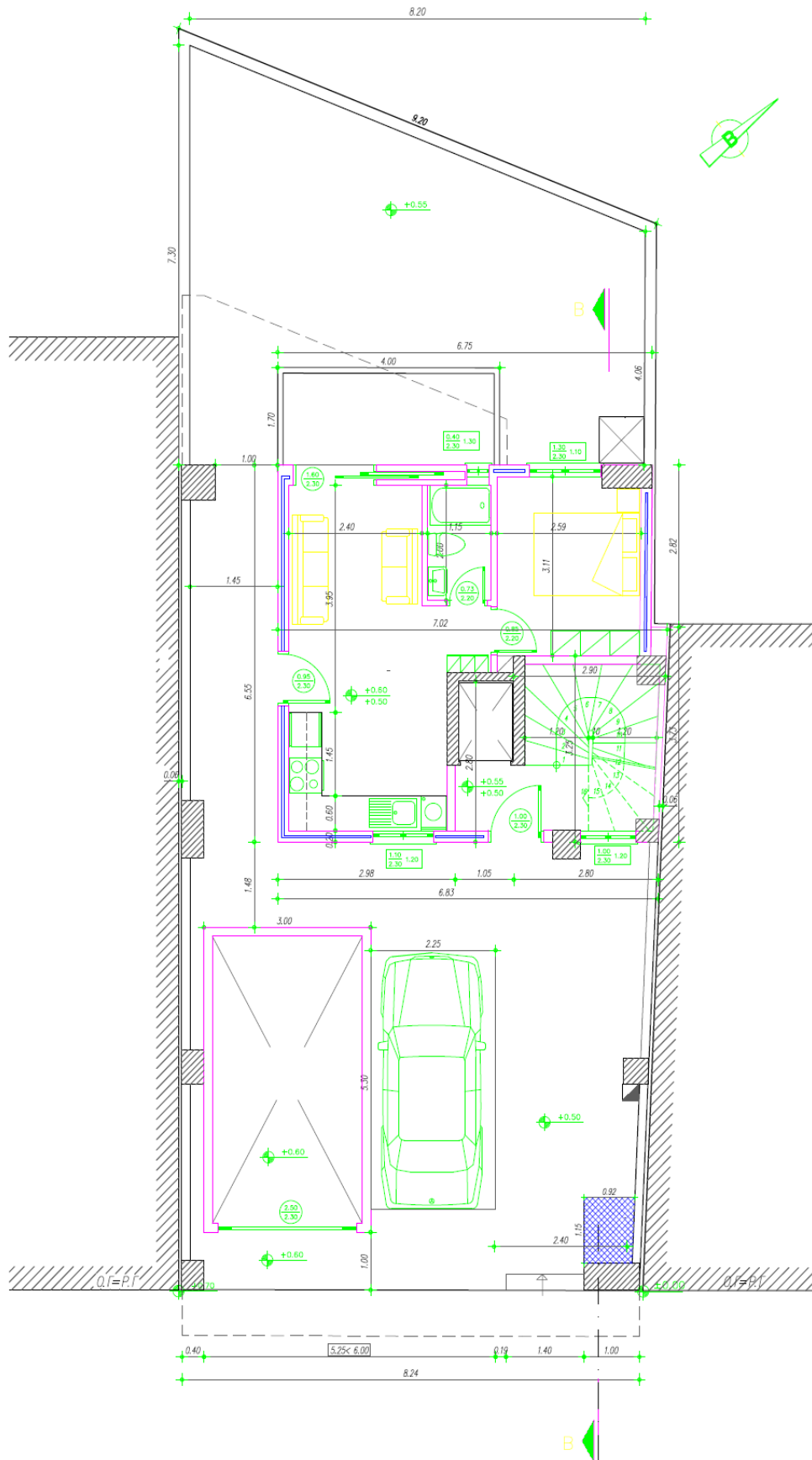
2.1 Γεωμετρία και περιγραφή κτιρίου

Η κατασκευή που αναλύεται στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας αποτελεί μια τετράροφη οικοδομή με τμήμα Pilotis, υπόγειο και δώμα, η οποία βρίσκεται στο Δήμο Αθηναίων και συγκεκριμένα στην περιοχή του Γαλασίου.

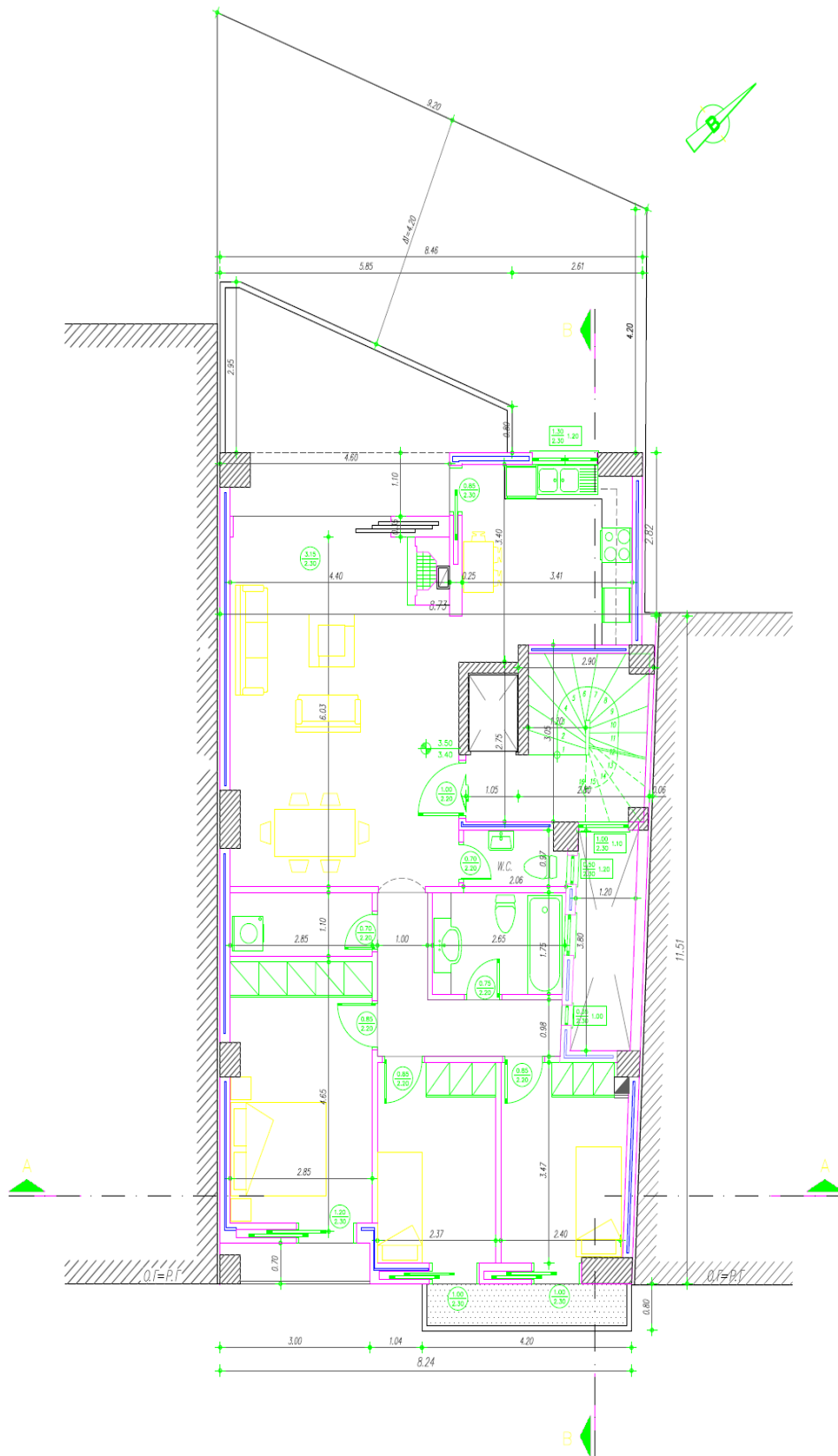
Στις εικόνες που ακολουθούν παρατίθενται οι αρχιτεκτονικές κατόψεις των ορόφων καθώς επίσης και μια ενδεικτική τομή του κτιρίου.



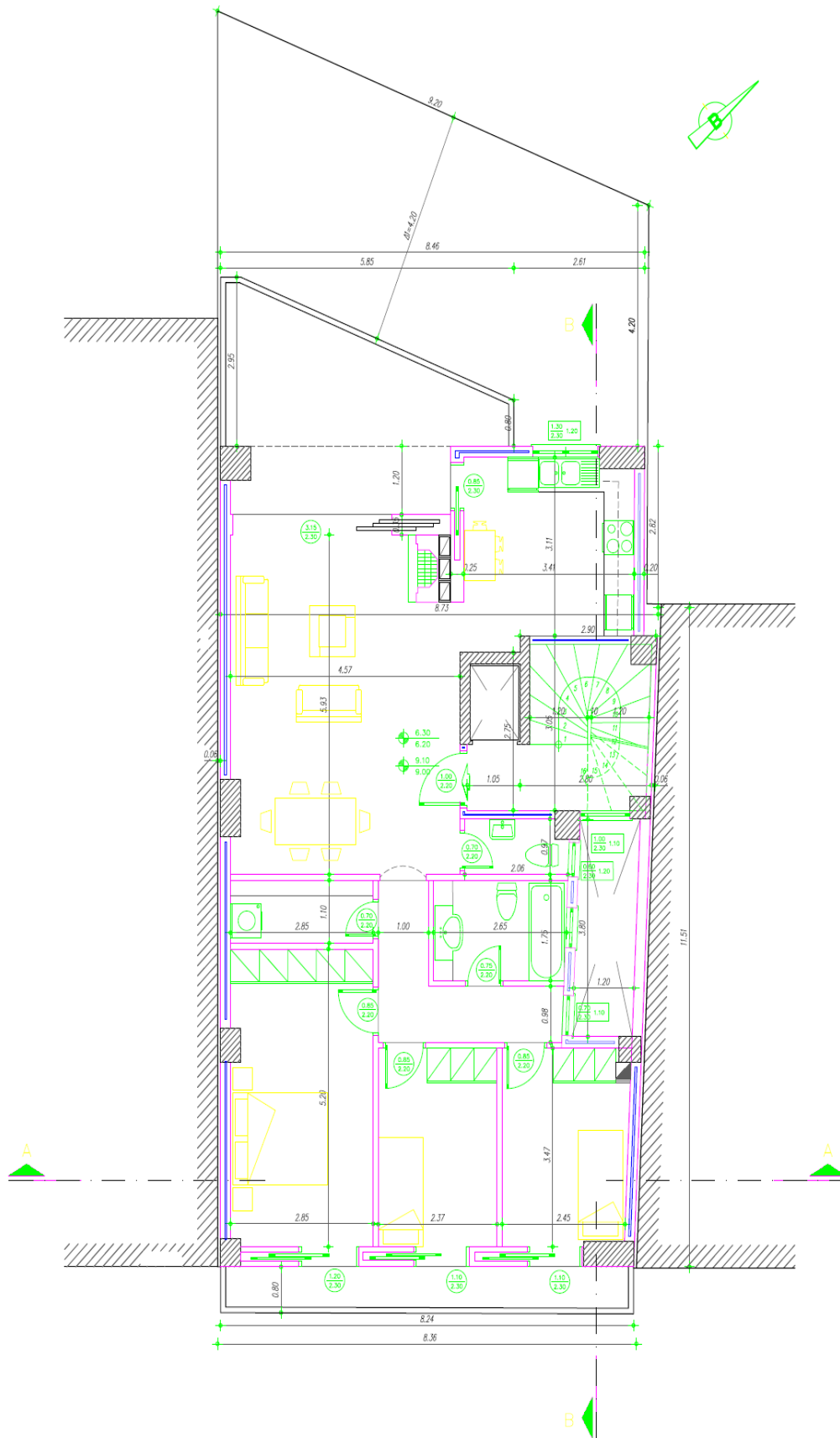
Εικόνα 2.1: Αρχιτεκτονικό σχέδιο υπογείου



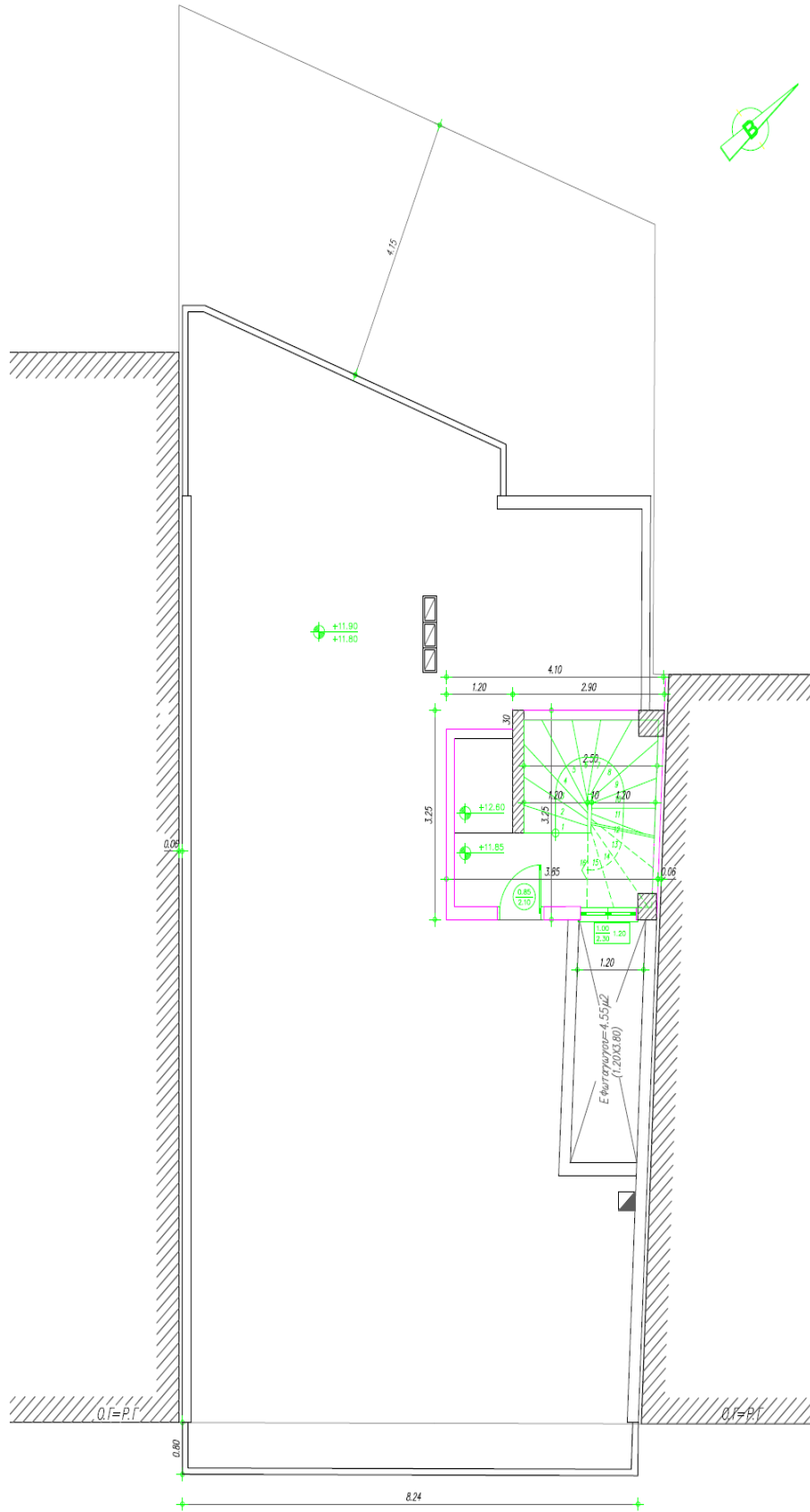
Εικόνα 2.2: Αρχιτεκτονικό σχέδιο ισογείου



Εικόνα 2.3: Αρχιτεκτονικό σχέδιο á ορόφου



Εικόνα 2.4: Αρχιτεκτονικό σχέδιο β' και γ' ορόφου



Εικόνα 2.5: Αρχιτεκτονικό σχέδιο δωματός



Εικόνα 2.6 : Ενδεικτική τομή κτιρίου

2.2 Περιγραφή φέροντα οργανισμού και δευτερευόντων στοιχείων

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Τα στοιχεία αυτά δημιουργούν πλαίσια και στις δύο διευθύνσεις. Όπως παρατηρούμε η απουσία τοιχωμάτων σε οποιαδήποτε διεύθυνση είναι έντονη.

➤ Δοκοί-Υποστυλώματα

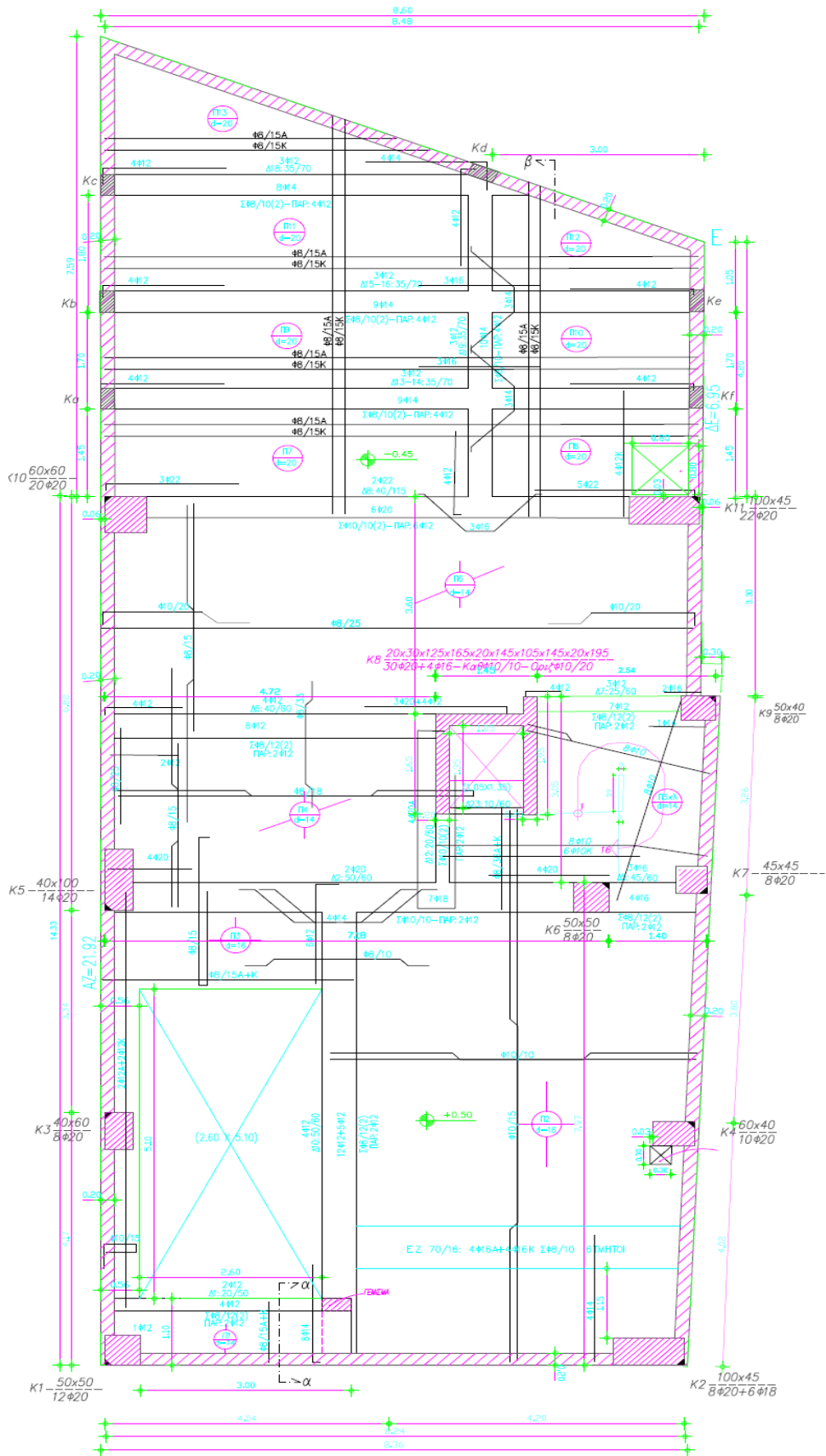
Οι διαστάσεις και η όπλιση των δοκών και υποστυλωμάτων παρουσιάζονται αναλυτικά και σχηματικά στους πίνακες και στους ξυλοτύπους που ακολουθούν.

➤ Πλάκες

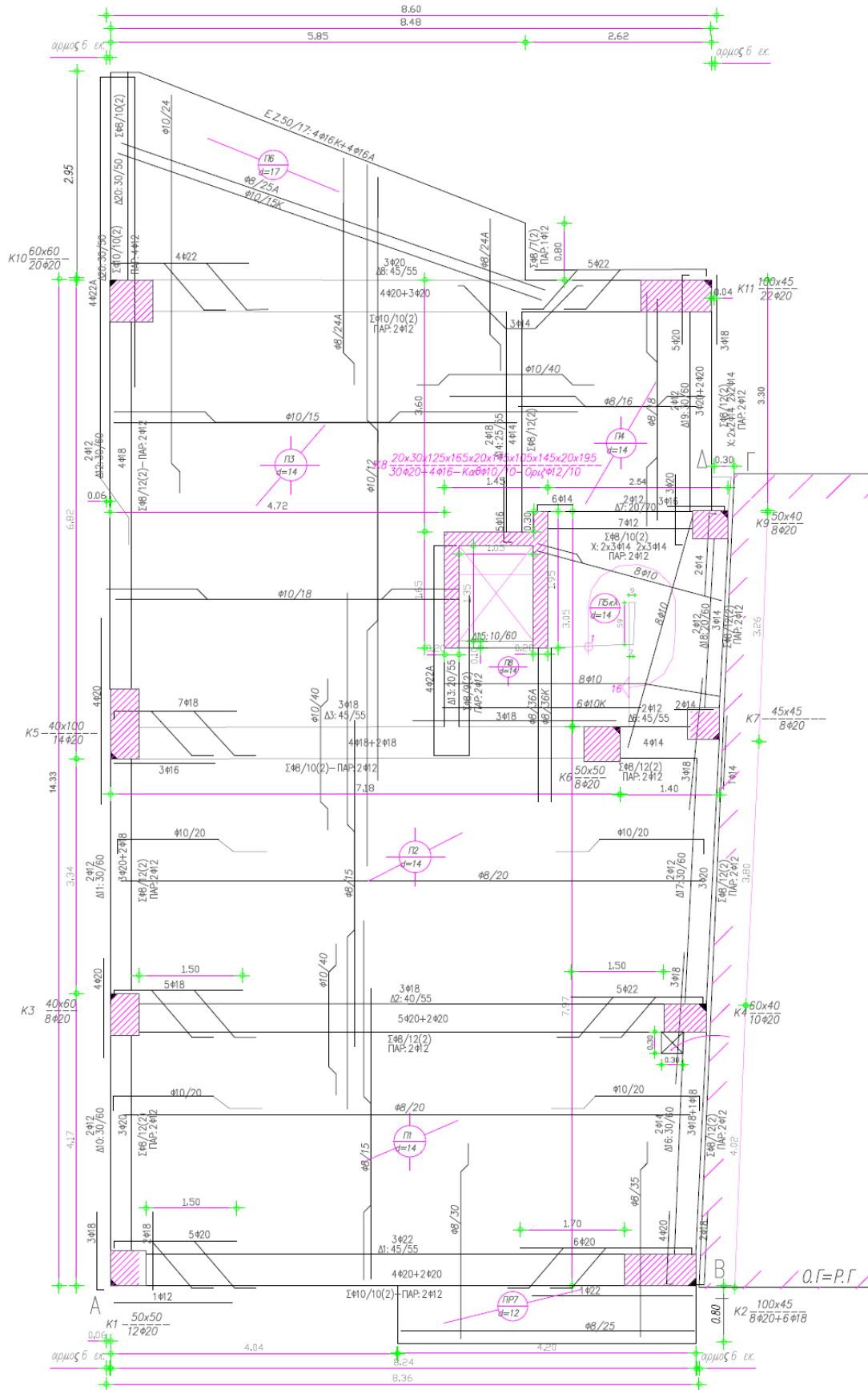
Οι πλάκες του κτιρίου είναι κατασκευασμένες από οπλισμένο σκυρόδεμα, πάχους 12,14,15 και 17cm. Η όπλιση τους φαίνεται στους ξυλοτύπους που παρατίθενται.

➤ Θεμελίωση

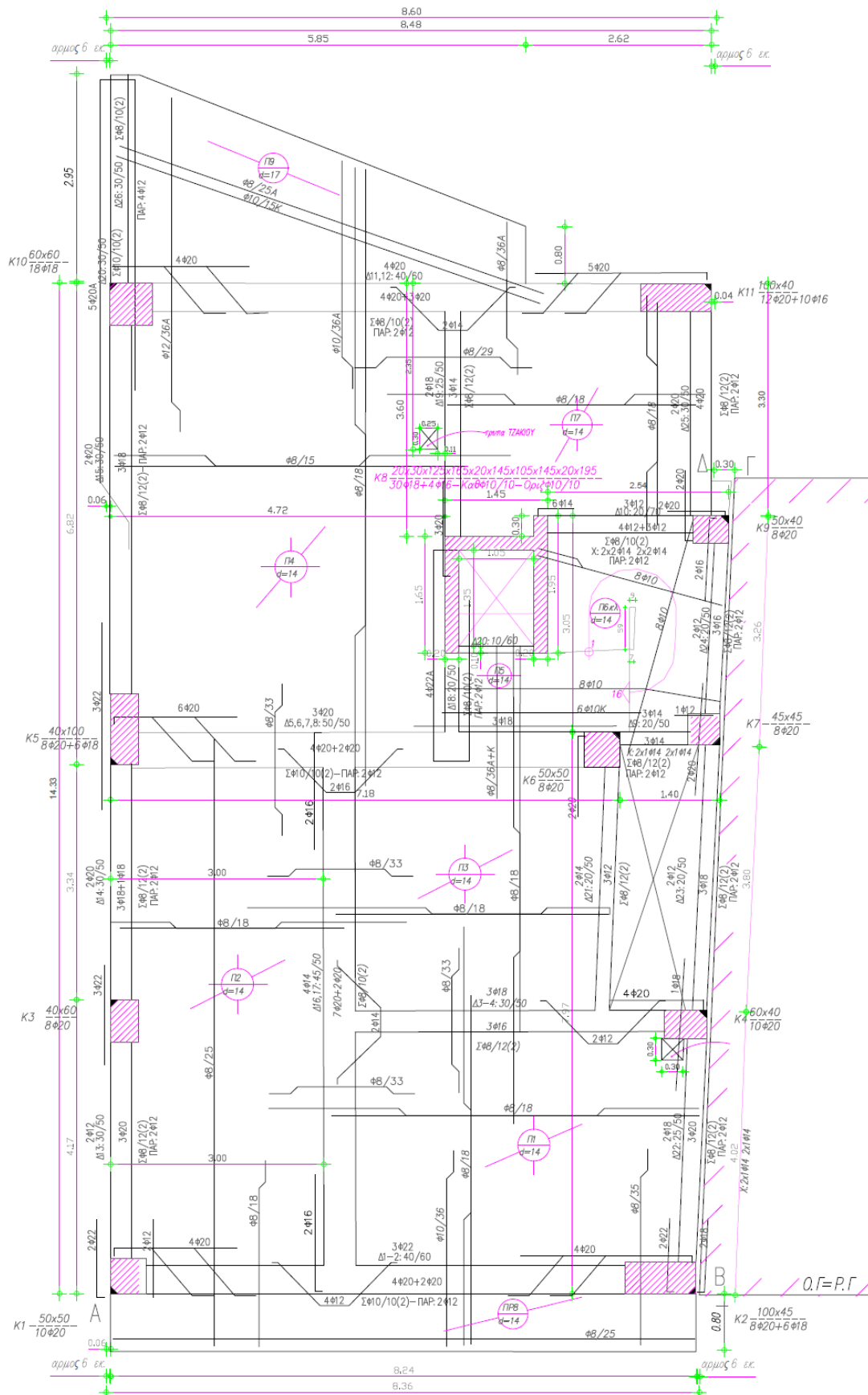
Έχει γίνει η θεώρηση ότι ισχύουν οι κατάλληλες συνθήκες, ώστε τα υποστυλώματα να είναι πακτωμένα στο έδαφος. Επομένως όλοι οι βαθμοί ελευθερίας που σχετίζονται με την αλληλεπίδραση εδάφους – ανωδομής είναι δεσμευμένοι. Η πάκτωση θεωρήθηκε στη στάθμη της επιφάνειας του εδάφους.



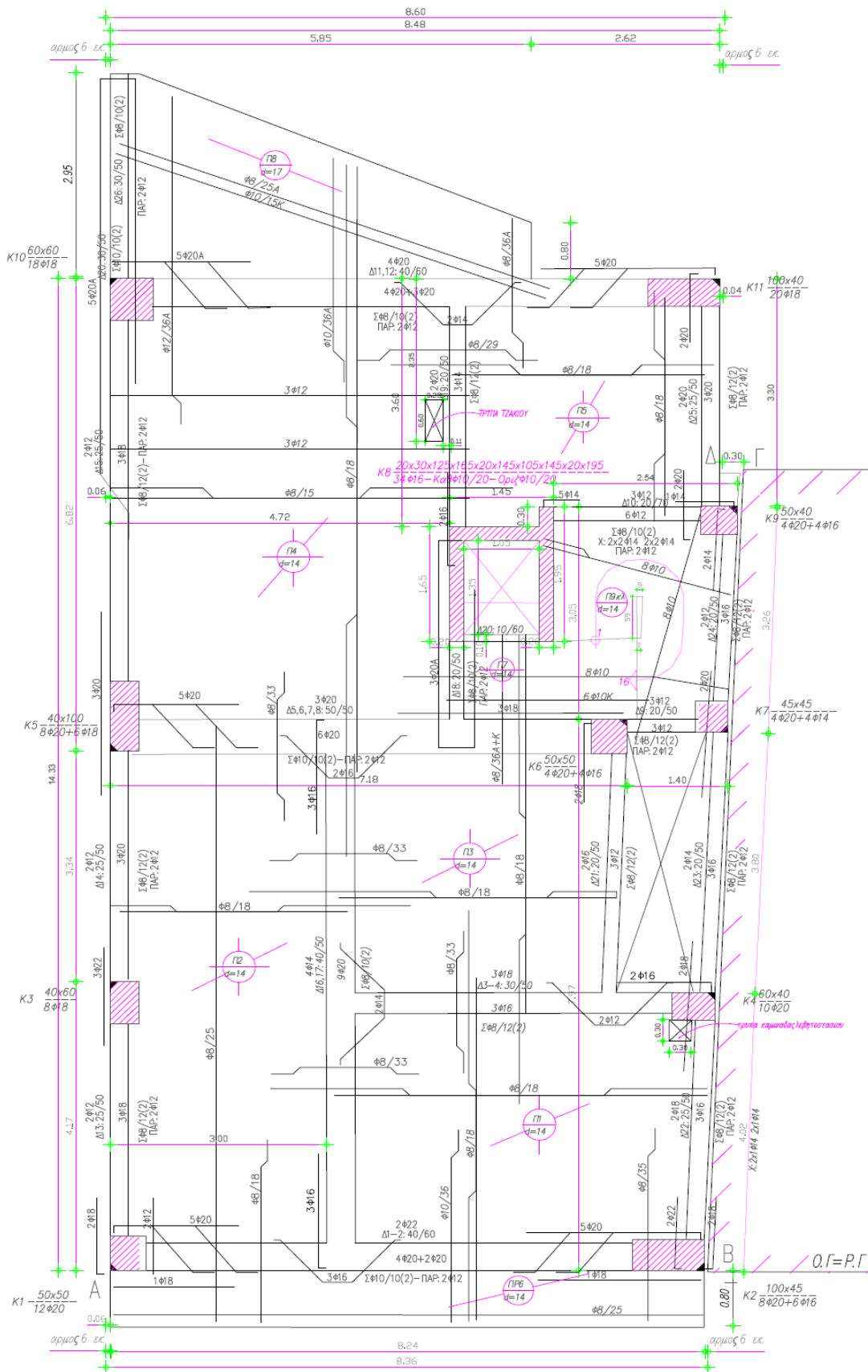
Εικόνα 2.7 Ευλότυπος οροφής υπογείου



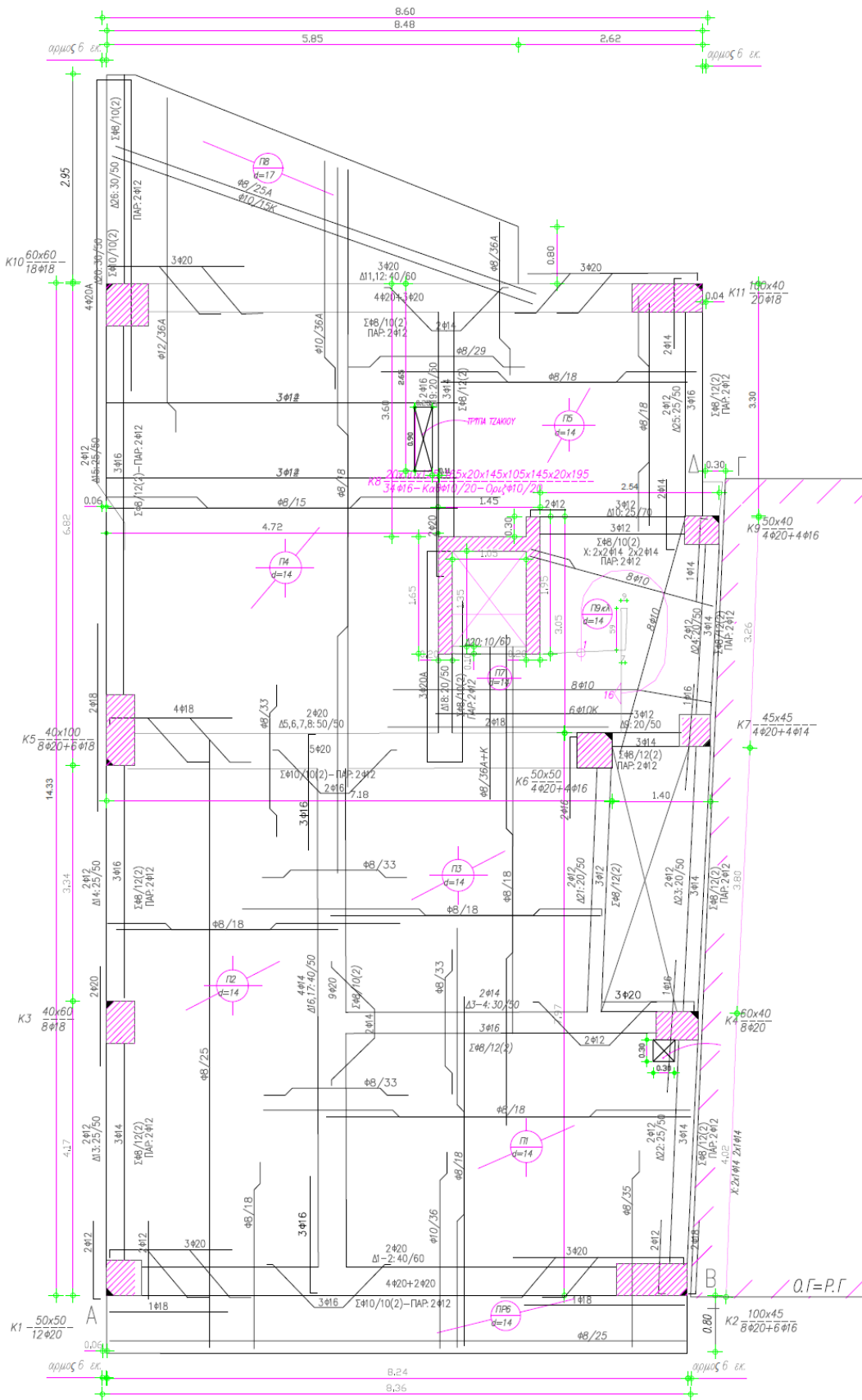
Εικόνα 2.8 Ξυλότυπος οροφής ισογείου



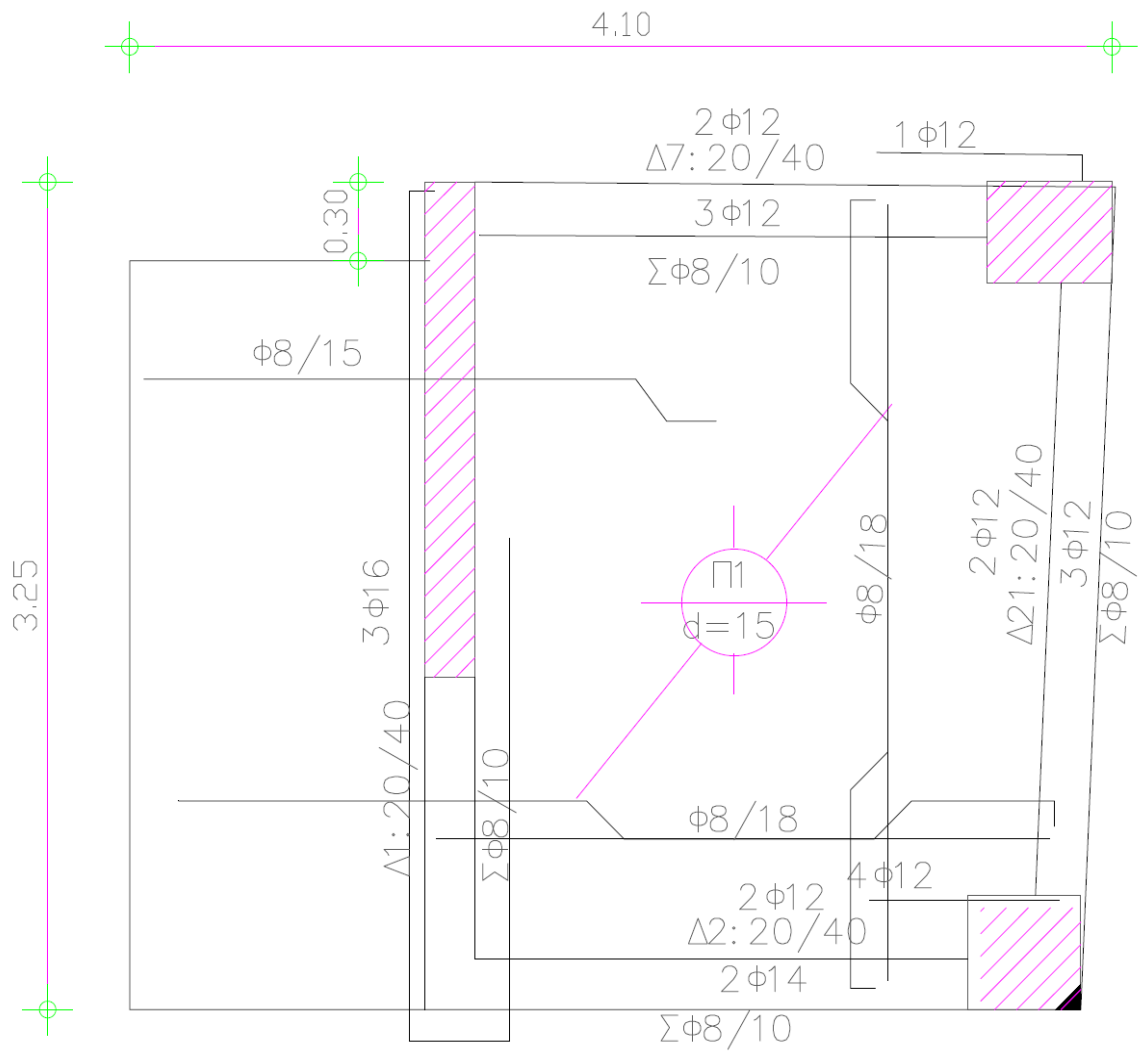
Εικόνα 2.9 Ευλότυπος οροφής α΄ ορόφου



Εικόνα 2.10 Ξυλότυπος οροφής β' ορόφου



Εικόνα 2.11 Ευλόττος οροφής γ' ορόφου



Εικόνα 2.12 Ξυλότυπος οροφής δώματος

➤ **Πίνακες οπλισμών δοκών και υποστυλωμάτων**

Οι πίνακες οπλισμών δοκών και υποστυλωμάτων δίνονται στο παράρτημα που παρατίθεται στο τέλος του τεύχους.

2.3 Προσομοίωση υφιστάμενου κτιρίου

Κριτήριο για να θεωρηθεί ένα προσομοίωμα επιτυχημένο είναι να μπορεί να αποδώσει ικανοποιητικά τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας. Για το λόγο αυτό, πρέπει να γίνει προσεκτική επιλογή και ανάλυση των στοιχείων που θα προσομοιωθούν, των ιδιοτήτων που θα αποδοθούν σε κάθε στοιχείο, των δράσεων που θα εφαρμοστούν επί των στοιχείων και του τρόπου αλληλεπίδρασης του φορέα με το έδαφος.

Γενικά, ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από ένα σύνολο συστημάτων ανάλιψης κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, τα οποία συνδέονται με οριζόντια διαφράγματα. Στο προσομοίωμα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλα τα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία, τα οποία μπορεί να επηρεάσουν την απόκριση του φορέα έναντι σεισμικών δυνάμεων. Επομένως, ανάλογα με το φορέα μπορεί να επιλεγθεί το προσομοίωμα να αντιπροσωπεύει το σύνολο του δομήματος ή επιμέρους στοιχεία του.

Όπως προαναφέρθηκε, η απόκριση του προσομοιώματος - μοντέλου πρέπει να είναι αντίστοιχη της αναμενόμενης πραγματικής. Για να αποδοθούν ικανοποιητικά οι σημαντικές μορφές παραμόρφωσης και οι δυνάμεις αδρανείας, το υπολογιστικό μοντέλο πρέπει να προσομοιωθεί με τέτοιο τρόπο, ώστε να απεικονίζεται επαρκώς η κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας.

Επιπρόσθετα σε περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης, το προσομοίωμα θα πρέπει να αποδώσει επαρκώς την αναμενόμενη ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Επομένως πρέπει να απεικονιστεί ικανοποιητικά και η κατανομή της αντοχής, δηλαδή το προσομοίωμα θα έχει τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.

Τέλος, για να ληφθούν υπόψη οι όποιες πρόσθετες αβεβαιότητες της προσομοίωσης, θα πρέπει να εφαρμοστούν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας, όπως ορίζει ο κανονισμός.

2.3.1 Μορφή προσομοιώματος (Κανονισμός επεμβάσεων 2013)

Στη γενική περίπτωση όταν πρόκειται για υφιστάμενη κατασκευή το προσομοίωμά της πρέπει να είναι χωρικό. Όσον αφορά τον φέροντα οργανισμό τα επιμέρους δομικά στοιχεία πρέπει να είναι διακριτά και να είναι ξεκάθαρη η διαδρομή των δυνάμεων.

Σε ορισμένες όμως περιπτώσεις η κατασκευή μπορεί να αναλυθεί και με δύο επίπεδα προσομοιώματα σε κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Η κυριότερη περίπτωση στην οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί δισδιάστατο προσομοίωμα είναι να πληρούνται τα κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη. Σε μια τέτοια περίπτωση, ο τρισδιάστατος χαρακτήρας των επιμέρους φορέων και στοιχείων θα συνεκτιμάται με κατάλληλο υπολογισμό της δυσκαμψίας και της αντοχής τους.

Το υπό μελέτη κτίριο θα αναλυθεί με τρισδιάστατο προσομοίωμα. Με το τρισδιάστατο προσομοίωμα απεικονίζεται καλύτερα η πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής, την οποία και προσπαθούμε να προσεγγίσουμε και να μελετήσουμε με τη συγκεκριμένη εργασία.

2.3.2 Στοιχεία προσομοιώματος (Κανονισμός επεμβάσεων 2013)

Στο προσομοίωμα πρέπει να περιλαμβάνονται όλα τα επιμέρους στοιχεία φέροντα και μη, τα οποία επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής έναντι σεισμικών δυνάμεων. Προσομοιώνεται λοιπόν ο φέρον οργανισμός του κτιρίου, ο οποίος αποτελείται από πυκνό κάναβο παράλληλων πλαισίων.

➤ Πλάκες (Κανονισμός Επεμβάσεων 2013)

Όσον αφορά τις πλάκες πρέπει να τεκμηριωθεί αν είναι απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους ή όχι. Στη συνήθη περίπτωση των συστημάτων πλακών – δοκών από Ο.Σ. το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο χωρίς αναλυτικό υπολογισμό, όταν η γεωμετρία και η αντοχή του μπορεί να θεωρηθούν ικανοποιητικές ή απλούστερα όταν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια.

- Υπάρχουν ουσιώδεις περιμετρικές δοκοί
- Δεν υπάρχουν έντονες μεταβολές του πάχους και των διατομών
- Δεν υπάρχουν ασυνέχειες στη διάταξη δοκών και πλακών
- Η μορφή της κάτοψης είναι συμπαγής
- Δεν υπάρχουν μεγάλα κενά μέσα στο διάφραγμα
- Δεν υπάρχουν έντονες ανισοσταθμίες μέσα στον ίδιο όροφο.

Με βάση την ισχύ των παραπάνω κριτηρίων τα διαφράγματα του υπό μελέτη κτιρίου θεωρήθηκαν απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους, εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας και αντοχής τους. Επομένως κατά την επιβολή οριζόντιας σεισμικής δράσης θεωρούμε τρεις βαθμούς ελευθερίας κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή).

Οι πλάκες έχουν προσομοιωθεί αναθέτοντας στα σημεία που ορίζουν την πλάκα περιορισμό ως προς την κίνηση, ο οποίος αναπαριστά τη διαφραγματική

λειτουργία της πλάκας. Έτσι η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των κατακόρυφων μελών άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής. (Ταγκούλη, 2013)

➤ Δοκάρια

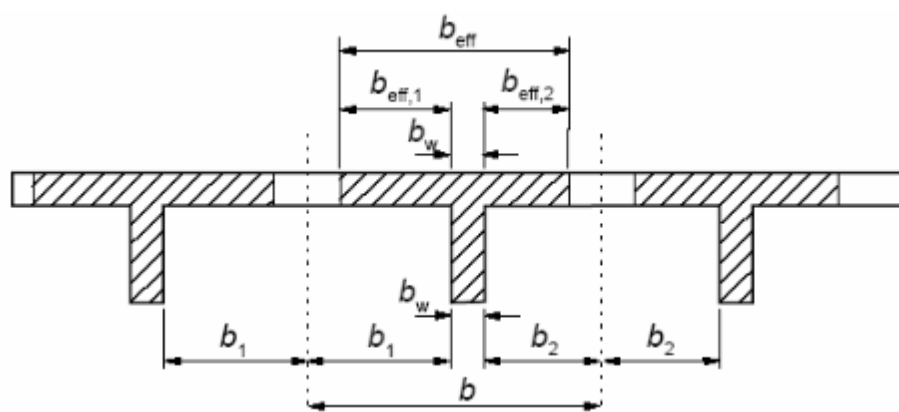
Οι δοκοί θεωρούνται γραμμικά στοιχεία διατομής πλακοδοκού και υπόκεινται σε μονοαξονική κάμψη. Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού υπολογίζεται με βάση τα προβλεπόμενα του Ευρωκώδικα 2. Συγκεκριμένα το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} λαμβάνεται ως εξής:

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w$$

όπου: $b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 < 0.2l_0$ και $b_{eff,i} < b_1$

Πρέπει $b_{eff} \leq b$, όπου $b = b_1 + b_2 + b_w$

l_0 : το μισό του καθαρού μήκους του ανοίγματος της δοκού



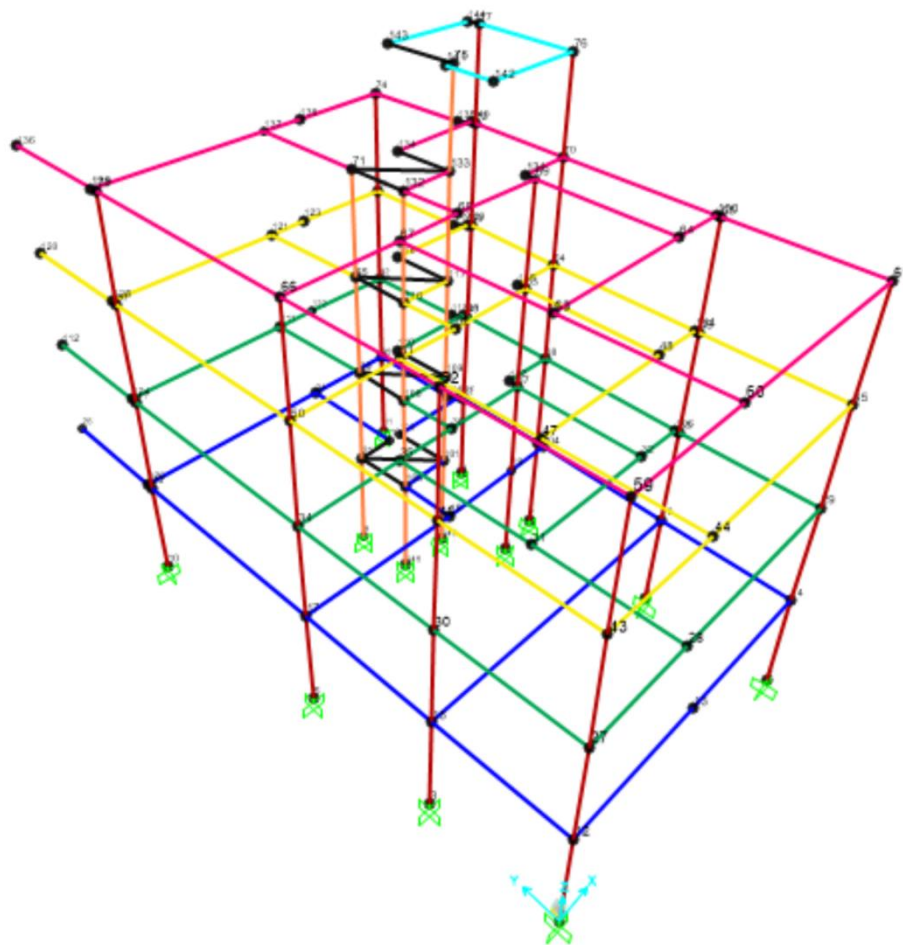
Εικόνα 2.13: Υπολογισμός b_{eff} με βάση τον EC2

➤ Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα έχουν προσομοιωθεί ως γραμμικά στοιχεία. Η λειτουργία τους όμως είναι διαφορετική σε σχέση με τις δοκούς. Είναι πολύ σημαντικό να επισημανθεί ότι τα υποστυλώματα υπόκεινται σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη. Για το λόγο αυτό η προσομοίωσή τους, όσον αφορά την ανελαστική τους συμπεριφορά, πρέπει να διαφοροποιηθεί.

➤ Κόμβοι

Οι κόμβοι μεταξύ των στοιχείων θεωρήθηκαν άκαμπτοι. Οι διαστάσεις τους, όμως λήφθηκαν υπόψη με κατάλληλη μετατόπιση των άκρων των στοιχείων (rigid offset).



Εικόνα 2.14: Προσομοίωμα φορέα στο SAP2000

2.3.3 Υλικά

Για τον υπολογισμό των αντιστάσεων των δομικών στοιχείων του μοντέλου πρέπει να συνυπολογιστούν οι ιδιότητες των υλικών, από τα οποία αποτελούνται τα στοιχεία του μοντέλου. Οι ιδιότητες των υλικών που πρέπει να υπολογιστούν εξαρτώνται από το είδος της ανάλυσης που θα πραγματοποιηθεί.

Για ελαστική ανάλυση θεωρείται ότι οι διατομές συμπεριφέρονται ελαστικά. Επομένως τα υλικά συμπεριφέρονται γραμμικά και ισχύει ο νόμος του Hooke.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Για ανελαστική ανάλυση θεωρείται ότι οι διατομές συμπεριφέρονται πλαστικά. Επομένως πρέπει να προσομοιωθεί και η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών.

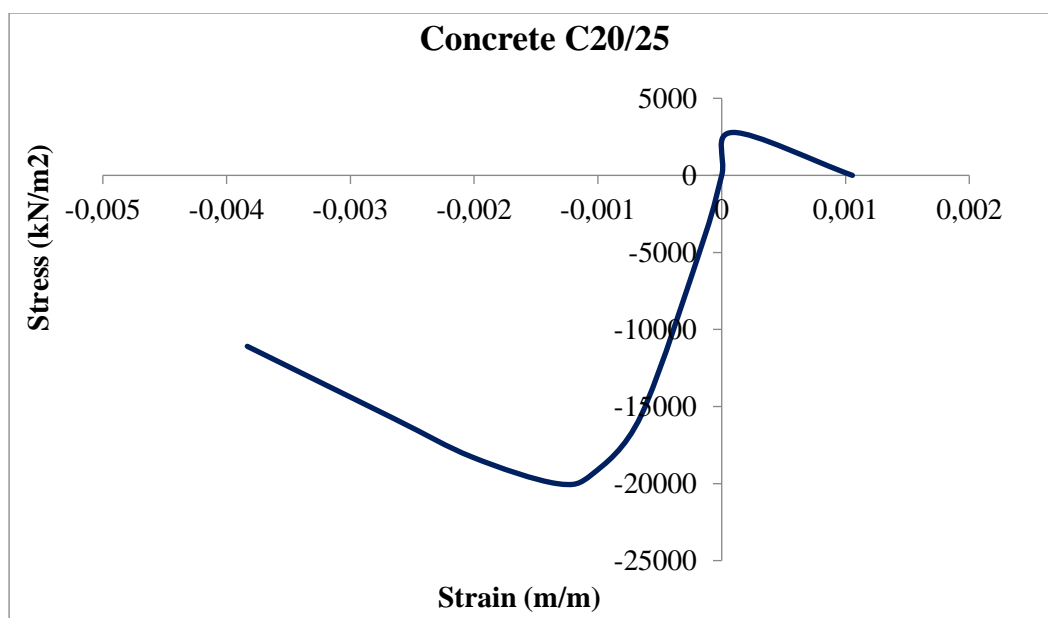
Σε μια υφιστάμενη κατασκευή πρέπει να εκτελεστούν διερευνητικές εργασίες ώστε να προσδιοριστεί η ποιότητα των χρησιμοποιούμενων υλικών. Έπειτα πρέπει να χρησιμοποιηθεί ο κατάλληλος συντελεστής ασφαλείας, ώστε να μειωθούν οι όποιες αβεβαιότητες. Για τη συγκεκριμένη εργασία οι κατηγορίες των υλικών θεωρήθηκαν

και δεν προέκυψαν από κάποια δοκιμή στο πεδίο. Η συγκεκριμένη θεώρηση έγινε έχοντας ως κυριότερο παράγοντά της, ποια υλικά χρησιμοποιούνταν συνήθως την περίοδο κατασκευής του κτιρίου. Παρακάτω, παρατίθενται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στη μοντελοποίηση καθώς και οι ιδιότητές τους.

➤ Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε για τη προσομοίωση είναι το C20/25, τα χαρακτηριστικά του οποίου είναι:

- Χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη: $f_{ck} = 20MPa$
- Μέση αντοχή σε θλίψη: $f_{cm} = 28MPa$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 29GPa$



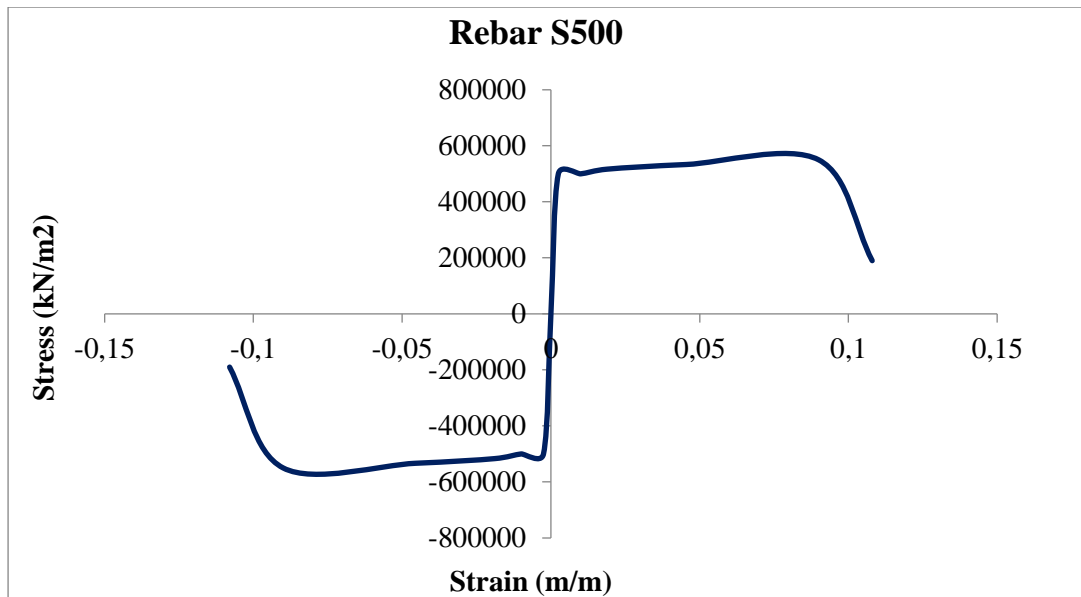
Διάγραμμα 2.1: Τάση - παραμόρφωση σκυροδέματος C20/25

➤ Χάλυβας

Για τη προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S500.

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_y = 500MPa$
- Αναμενόμενη τιμή ορίου διαρροής: $f_{ye} = 500MPa$
- Χαρακτηριστική τιμή ορίου θραύσης: $f_u = 550MPa$
- Αναμενόμενη τιμή ορίου θραύσης: $f_{ue} = 550MPa$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 200GPa$

Οι χαρακτηριστικές τιμές και οι αντίστοιχες αναμενόμενες τιμές των αντοχών του χάλυβα θεωρήθηκαν ίδιες. Αυτό έγινε, γιατί πρόκειται για υφιστάμενο υλικό. Οι αβεβαιότητες σε τέτοιες περιπτώσεις είναι πάρα πολλές. Για το λόγο αυτό δε μπορούμε να υποθέσουμε ότι ο οπλισμός θα λάβει μεγαλύτερες αντοχές από τις χαρακτηριστικές.



Διάγραμμα 2.2 : Τάση - παραμόρφωση χάλυβα S500

- **Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών (Κανονισμός Επεμβάσεων 2013)**

Όταν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, οι συντελεστές γ_m είναι κατ' αρχήν περίπου ίσοι με τη μονάδα, αυξάνονται δε καταλλήλως προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες γεωμετρικών διαστάσεων.

Η αύξηση των συντελεστών ασφαλείας εξαρτάται από τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και την τυπική απόκλιση των τιμών που συλλέχτηκαν από τις δοκιμές στο πεδίο. Στην περίπτωση μας, επειδή δεν υπάρχουν δεδομένα για να υπάρξει αύξηση του συντελεστή ασφαλείας αυτοί θα ληφθούν ίσοι με τη μονάδα ($\gamma_m = 1.00$).

2.3.4 Καθορισμός φορτίσεων

Λόγω της μη προσομοίωσης των πλακών τα φορτία τα οποία μεταφέρονται από τις πλάκες στις δοκούς υπολογίζονται με βάση τις επιφάνειες επιρροής που ορίζονται κατά το Κεφάλαιο 9, παράγραφος 9.1.5 του ΕΚΩΣ. Η παραδοχή φορτίσεων έγινε σύμφωνα με τον κανονισμό φορτίσεων δομικών έργων ΒΔ 10/31 – 12 – 1945 (ΦΕΚ 325Α) όπου ορίζει:

- **Μόνιμα Φορτία**

Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 25 kN/m^3

Φορτίο επικάλυψης δαπέδων: $g_{\text{επ}}=1.50 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο δρομικής τοιχοποιίας: $g_{\text{τοιχ.}}=5 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο μπατικής τοιχοποιίας: $g_{\text{τοιχ.}}=9 \text{ kN/m}^2$

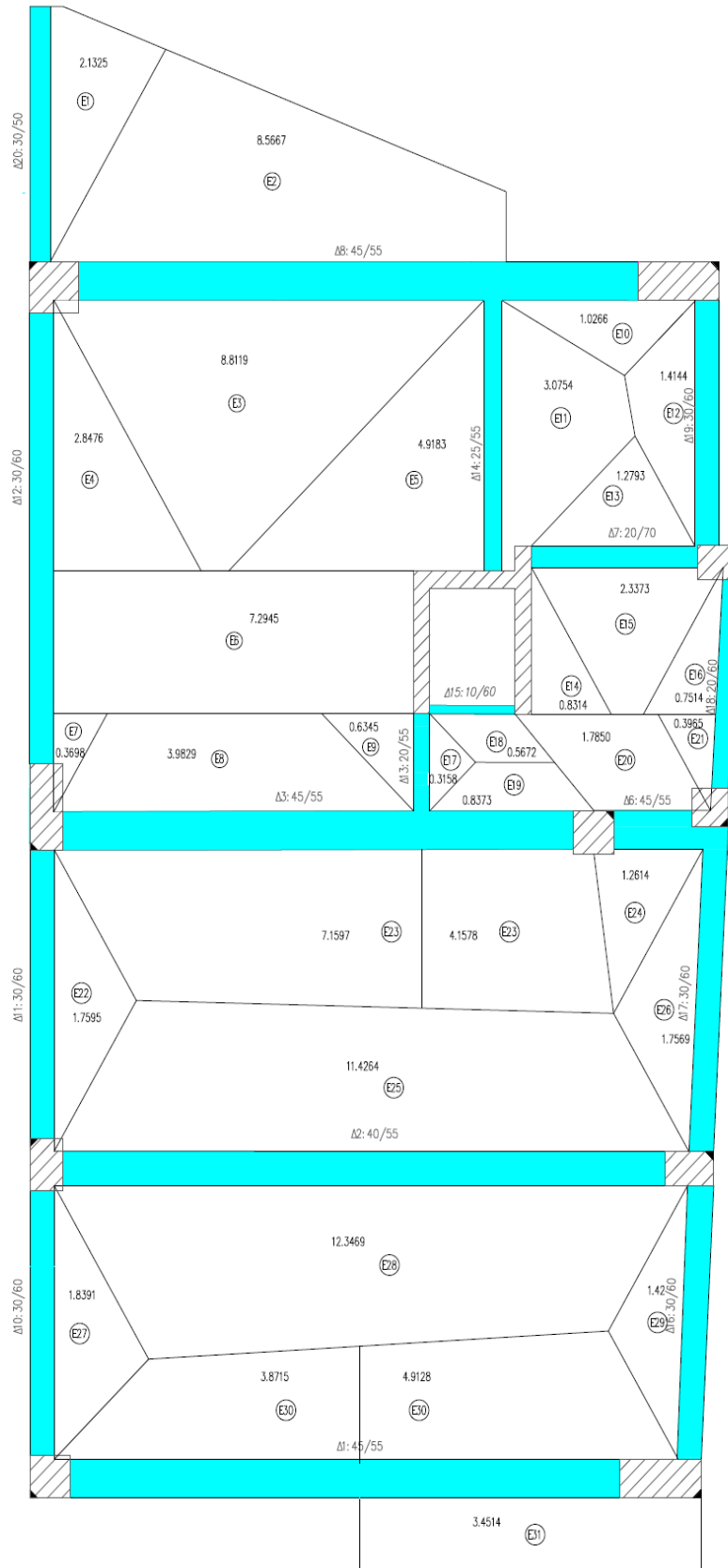
- **Φορτία Χρήσεως**

Κινητό φορτίο κατοικίας και δώματος: $q=2 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο κλιμάκων: $q=3.5 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο εξωστών: $q=5 \text{ kN/m}^2$

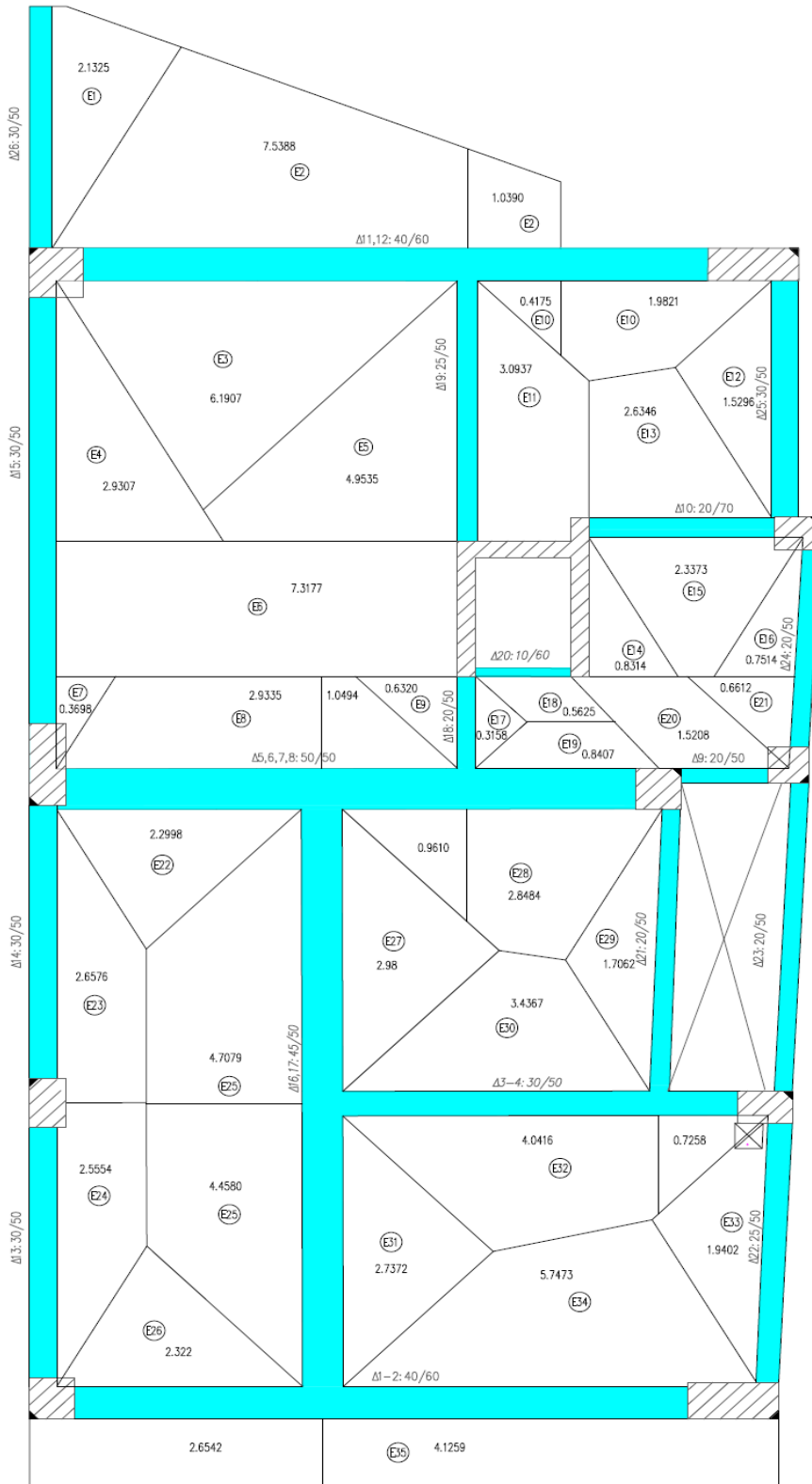
Προκύπτουν λοιπόν σε κάθε όροφο οι παρακάτω επιφάνειες και τα φορτία ανά δοκό:



Εικόνα 2.15 :Επιφάνειες Επιρροής Ισογείου

Πίνακας 2.1 : Φορτία δοκών ισογείου

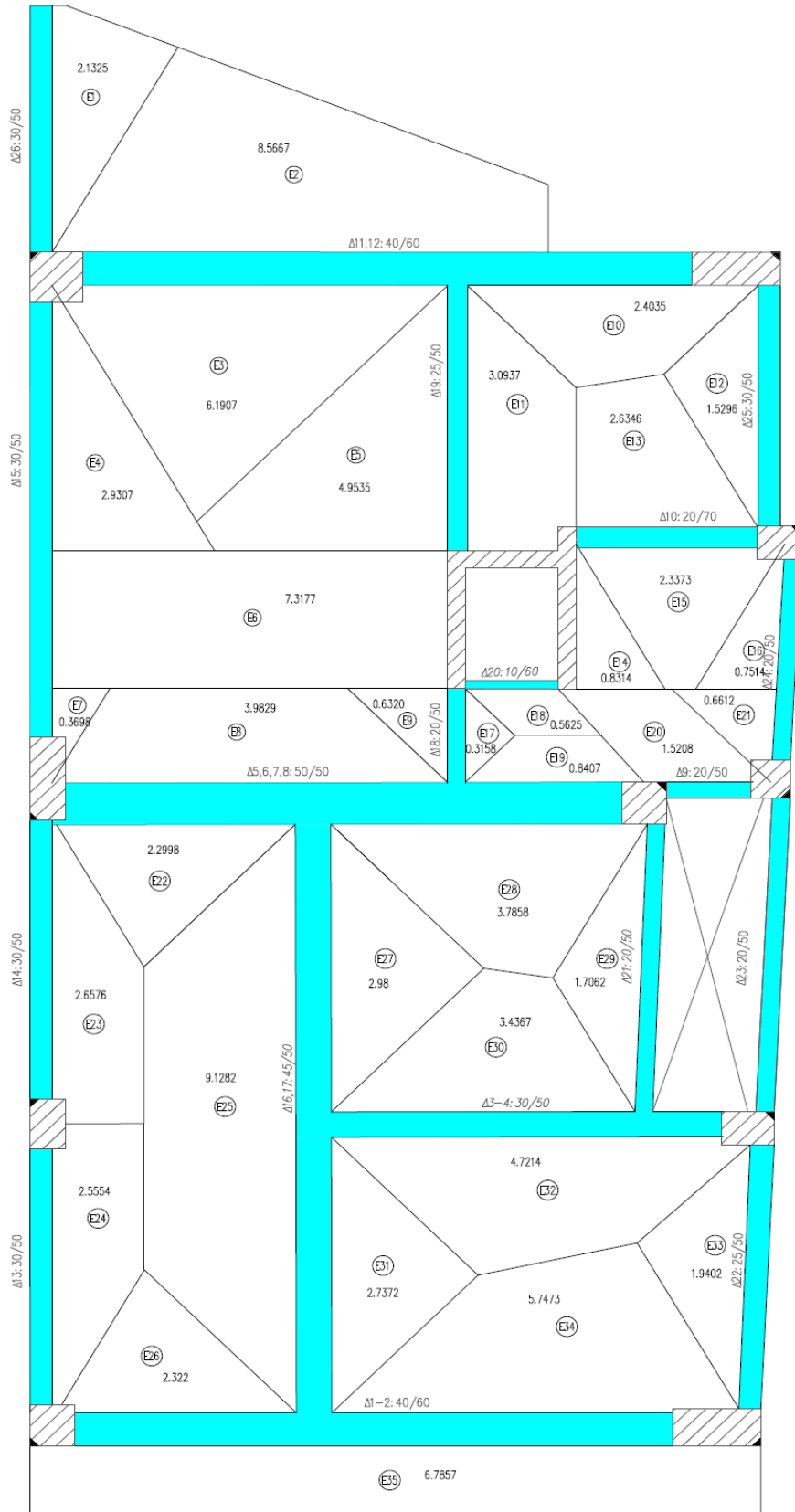
Δοκός	l_w (m)	$g_{\text{τοιχ}}$ (kN/m)	E (m ²)	$g_{\text{πλάκας}}$ (kN/m)	g_{total} (kN/m)	q (kN/m)
20	3.26	21.6	2.133	3.76	25.36	3.27
8	5.25	21.15	8.567	17.77	38.92	11.52
			8.812			
	2.175		1.027	2.36	23.51	0.94
12	3.29	20.7	2.848	4.33	25.03	1.73
	1.66		7.295	21.97	42.67	8.79
	0.88		0.370	2.10	22.80	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 Επιρροής α' και β' ορόφου

Πίνακας 2.2 : Φορτία δοκών α' και β' ορόφου

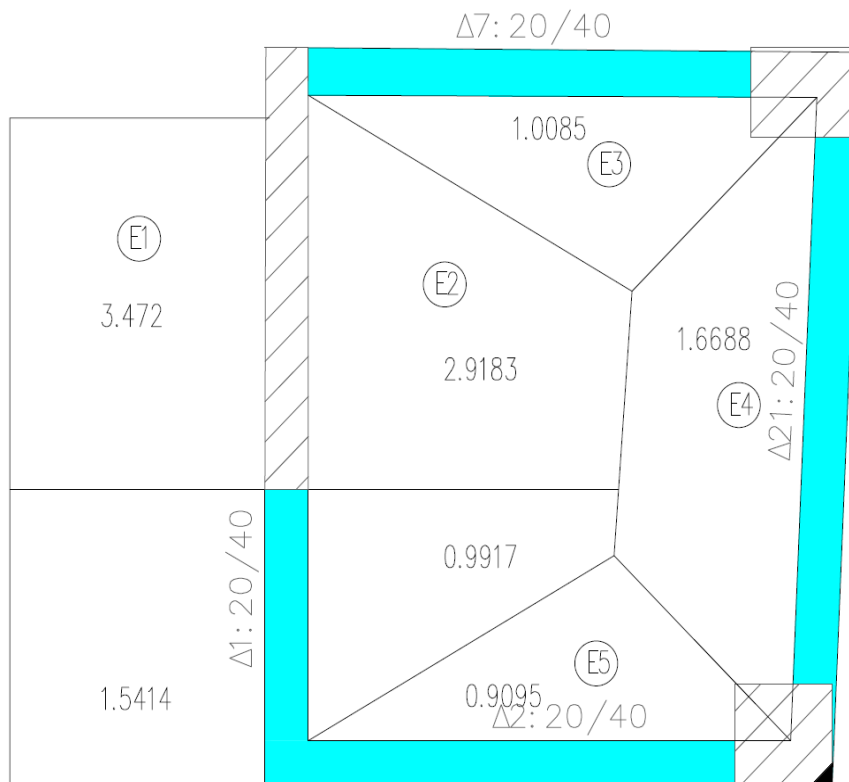
Δοκός	l_w (m)	$g_{τοιχ}$ (kN/m)	E (m ²)	$g_{πλάκας}$ (kN/m)	g_{total} (kN/m)	q (kN/m)
26	3.26	20.7	2.133	3.76	24.46	3.27
11	4.53	19.8	7.539	16.40	36.20	11.05
			6.191			
	1.03		1.039	7.83	27.63	5.85
			0.418			
1.92	1.982	5.16	24.96	2.06		
15	3.29	20.7	2.931	4.45	25.15	1.78
	1.66		7.318	22.04	42.74	8.82
	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



Εικόνα 2.17 : Επιφάνειες Επιρροής γ' ορόφου

Πίνακας 2.3 : Φορτία δοκών γ' ορόφου

Δοκός	l_w (m)	$g_{\text{τοιχ}}$ (kN/m)	E (m ²)	$g_{\text{πλάκας}}$ (kN/m)	g_{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



Εικόνα 2.18 : Επιφάνειες Επιρροής δώματος

Πίνακας 2.4 : Φορτία δοκών δώματος

Δοκός	l_w (m)	$g_{\text{τοιχ}}$ (kN/m)	E (m ²)	$g_{\text{πλάκας}}$ (kN/m)	g_{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			

2.3.5 Μάζα προσομοιώματος (Eurocode 8, December 2004)

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού θα αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

όπου $\psi_{E,i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού για τη μεταβλητή δράση i

Οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_{E,i}$ λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία q να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί μπορεί να λάβουν υπόψη την μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη – στερεάς σύνδεσής τους.

Οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_{E,i}$ θα υπολογίζονται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Οι τιμές του συντελεστή $\psi_{2,i}$ αφορούν την οιονεί – μόνιμη τιμή της μεταβλητής δράσης και για κτίριο κατοικιών προκύπτει $\psi_{2,i} = 0.3$. (Eurocode 0, Apr. 2002)

Οι τιμές του συντελεστή φ δίνονται στον Ευρωκώδικα 8-1, παράγραφος 4.2.4, πίνακας 4.2. Ο συντελεστής φ είναι μειωτικός συντελεστής και έχει οριστεί για καινούργιες κατασκευές. Η υπό μελέτη κατασκευή είναι υφιστάμενη. Με σκοπό να προβλεφθούν οι πρόσθετες αβεβαιότητες ο συντελεστής φ κρίθηκε σκόπιμο να ληφθεί ίσος με τη μονάδα.

2.3.6 Δυσκαμψίες (Κανονισμός Επεμβάσεων)

Σε κάθε περίπτωση η δυσκαμψία θα εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών. Γενικώς, θα χρησιμοποιείται η τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή του δομικού στοιχείου. Όταν δεν δίνονται περισσότερα στοιχεία επιτρέπεται να λαμβάνονται οι απλοποιητικοί τύποι του παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.5 : Δυσκαμψία στοιχείων

A/A	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0.8E_cI_g$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0.6E_cI_g$
2.1	Τοίχωμα, μη ρηγματωμένο	$0.7E_cI_g$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο ή επισκευασμένο με απλές μεθόδους	$0.5E_cI_g$
3	Δοκός (Για τις πλακοδοκούς, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη $I_g = (1.5 \text{ ή } 2.0)I_w$ αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνο)	$0.4E_cI_g$

2.3.7 Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς στοιχείων (Σπυράκος 2004)

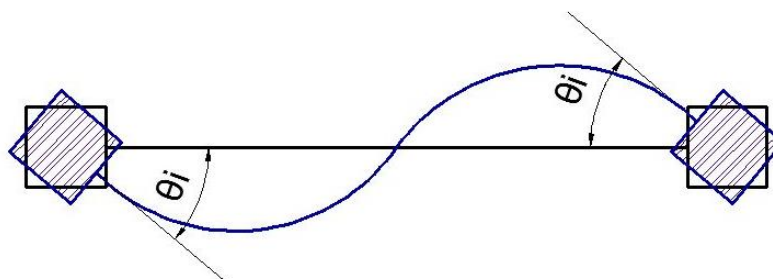
Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων ξεκινάει με την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των χρησιμοποιούμενων υλικών. Μετά πρέπει να εξακριβωθεί η ανελαστική συμπεριφορά του δομικού στοιχείου.

Η συμπεριφορά του δομικού στοιχείου εξαρτάται από το πως είναι σχεδιασμένη η διατομή και με τι υλικά είναι κατασκευασμένη. Πρέπει να γίνει ανάλυση της διατομής και να υπολογιστούν το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής και αξονικής δύναμης καθώς και το διάγραμμα ροπών – στροφών. Επίσης πρέπει να προσδιοριστούν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων και να γίνει η κατάλληλη διακριτοποίηση των στοιχείων στις συγκεκριμένες θέσεις.

Με τα παραπάνω στοιχεία το πρόγραμμα είναι σε θέση να πραγματοποιήσει την όποια ανελαστική ανάλυση. Από την ανάλυση θα προκύψει ένα διάγραμμα εντατικού μεγέθους – παραμόρφωσης για την κάθε πιθανή πλαστική άρθρωση. Το διάγραμμα που θα προκύψει θα πρέπει να ελεγχθεί με ένα αντίστοιχο διάγραμμα το οποίο προβλέπει ο κανονισμός με σκοπό να αποδειχθεί η ασφάλεια του στοιχείου.

2.3.7.1 Διάγραμμα εντατικού μεγέθους παραμόρφωσης (Κανονισμός Επεμβάσεων 2013)

Με την καμπύλη εντατικού μεγέθους – παραμόρφωσης εκφράζεται η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου. Ανάλογα με την ένταση που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο επιλέγονται τα μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν στο διάγραμμα. Αν η κύρια καταπόνηση είναι κάμψη τότε επιλέγεται διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων. Αν η κύρια καταπόνηση είναι διάτμηση τότε επιλέγεται διάγραμμα τεμνουσών – γωνιακής παραμόρφωσης. Σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ως συνήθως συνυπάρχουν καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις. Για αυτό θεωρείται καταλληλότερη επιλογή το διάγραμμα ροπών – γωνιών στροφής χορδής. Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών.



Εικόνα 2.19 : Γωνία στροφής χορδής

2.3.7.2 Έλεγχος με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας

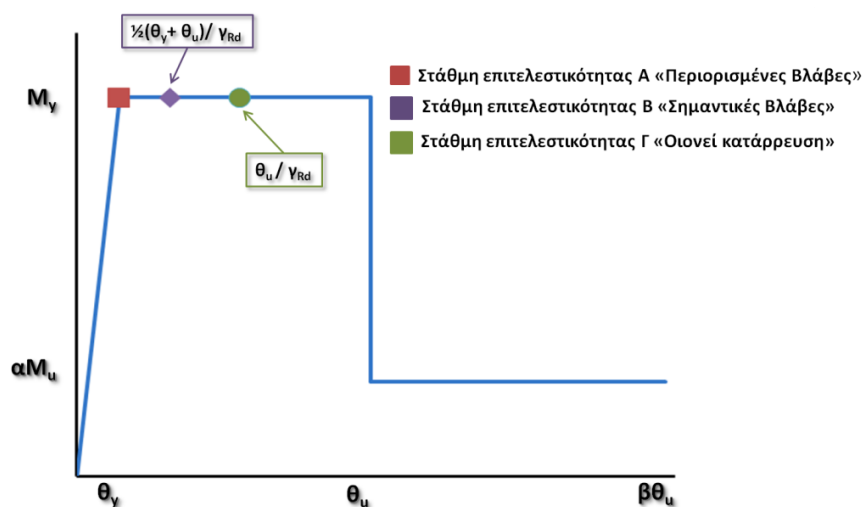
Αφού γίνει η ανελαστική ανάλυση πρέπει να γίνει ο έλεγχος των αποτελεσμάτων. Στις ανελαστικές αναλύσεις ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Πρέπει να ελεγχθεί σε ποια στάθμη επιτελεστικότητας αντιστοιχεί η συμπεριφορά του φορέα και με βάση αυτό θα οριστεί, αν είναι απαραίτητο, η στρατηγική της επέμβασης.

Ο κανονισμός ορίζει την επιθυμητή συμπεριφορά των στοιχείων του φορέα με βάση ένα διάγραμμα ροπών – στροφών, στο οποίο καθορίζονται και οι ιδιότητες για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Είναι δυνατόν να γίνει προσέγγιση του διαγράμματος με ένα πολυγραμμικό διάγραμμα. Το διάγραμμα αυτό μπορεί να αποτελείται από δύο ή τρεις κλάδους.

Ο πρώτος κλάδος είναι ανοδικός και φτάνει μέχρι τη συμβατική ή ενεργό διαρροή της διατομής. Ο δεύτερος κλάδος αντιστοιχεί στη μετελαστική περιοχή. Μπορεί να λαμβάνεται οριζόντιος ($M_y = M_u$) όταν η πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών είναι αξιόπιστη. Αν αναμένεται μια έντονη εξασθένιση της απόκρισης με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης ή από φαινόμενα 2ης τάξης ο κλάδος πρέπει να ληφθεί με αρνητική κλίση. Όμως με αυτό τον τρόπο προκύπτουν κάποια αριθμητικά προβλήματα. Για το λόγο αυτό προτιμάται να γίνει μείωση της αντοχής στη διαρροή και να δημιουργηθεί ένας συντηρητικός οριζόντιος μετελαστικός κλάδος. Ο κλάδος αυτός φτάνει μέχρι την αστοχία.

Η αστοχία ορίζεται ως η σημαντική και συχνά απότομη μείωση της αντίστασης υπό μονοτονικά αυξανόμενη ή ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Η μείωση της αντίστασης λαμβάνεται ίση περίπου με το 20% της μέγιστης τιμής της.

Στο διάγραμμα μπορεί να ληφθεί και τρίτος κλάδος ο οποίος θα παρουσιάζει την απομένουσα αντίσταση. Η απομένουσα αντίσταση είναι πολύ δύσκολο να εκτιμηθεί σωστά. Για το λόγο αυτό ο κανονισμός προτείνει να αντιστοιχεί σε ένα ποσοστό a της οριακής αντοχής των στοιχείων $M_{res} = aM_u$, $a < 0.50$. Ως τιμή για το a προτείνεται το 0.25.



Εικόνα 2.20 : Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς δομικών στοιχείων

2.3.7.3 Υπολογισμός των γωνιών στροφής (Κανονισμός Επεμβάσεων 2013)

➤ Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου

Στον υπολογισμό της παραμόρφωσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή της κάμψης και της διάτμησης. Εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή στοιχείων μπορεί υπολογιστεί με βάση τις παρακάτω εξισώσεις. Στις εξισώσεις αυτές ο 1^{ος} όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Δοκοί – Υποστυλώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Τοιχώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_c}{8\sqrt{f_c}}$$

όπου

$(1/r)_y$ Η καμπυλότητα διαρροής της διατομής (εκτίμηση της συμβολής της κάμψης στην παραμόρφωση διατομής)

L_s Η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών

Για τα δοκάρια:

$L_s = L_{καθαρό}/2$ αν το δοκάρι στηρίζεται σε δύο κατακόρυφα στοιχεία

$L_s = L_{καθαρό}$ αν το δοκάρι στηρίζεται σε ένα κατακόρυφο στοιχείο.

Για τα υποστυλώματα:

$L_s = L_{καθαρό}/2$ στο υπόψη επίπεδο κάμψης

f_c Η μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa)

f_y Το όριο διαρροής της ράβδου (MPa)

d_b Η διάμετρος ράβδων

z Ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

a_v Συντελεστής ο οποίος αν πολλαπλασιαστεί με το μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης στην παραμόρφωση. Υπολογίζεται ως εξής:

Αν $V_R < V_{Mu}$ τότε $a_v = 1$ αλλιώς $a_v = 0$.

όπου

V_R Η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου

$V_{Mu} = M_y/L_s$ Η τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή

➤ Παραμορφώσεις αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Καμπυλότητα διατομής ΟΣ κατά την αστοχία

Η καμπυλότητα αστοχίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να υπολογιστεί συντάσσοντας διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων της διατομής μέχρι την αστοχία, λαμβάνοντας υπόψη ότι η διατομή μπορεί να αστοχήσει είτε λόγω θραύσης του εφελκόμενου οπλισμού, είτε λόγω αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη και μάλιστα πριν ή μετά την αποφλοίωση του απερίσφιγκτου τμήματος της διατομής.

Εντούτοις ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει τη δυνατότητα να εκτιμηθούν οι γωνίες στροφής χορδής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων, όπως οι παρακάτω, οι οποίες ισχύουν όταν οι διαμήκεις οπλισμοί είναι νευροχάλυβες.

Μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστρωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^v \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} a_s^{0.35} 25^{(a_p s \frac{f_{yw}}{f_c})} 1.25^{100 p_d}$$

όπου

$a_s = M/VH$, Ο λόγος διάτμησης

ω, ω' Το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού

$v = N/bhf_c$, Όπου b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης

$\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$, Το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης

ρ_d Το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δυσδιαγώνιου οπλισμού

Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση νευροχάλυβων η μέση τιμή της γωνίας στροφής στην αστοχία υπολογίζεται ως $\theta_{um}/1.2$. Σε στοιχεία της ίδιας περιόδου με

χρήση όμως λείων ράβδων η μέση τιμή της γωνίας στροφής στην αστοχία υπολογίζεται ως $0.95 \cdot \theta_{um}/1.2$.

Η μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου υπολογίζεται ως εξής:

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

Η μέγιστη παραμόρφωση υπό την οποία επέρχεται πλήρης απώλεια των αντιστάσεων του στοιχείου και υπό τα φορτία βαρύτητας δεν μπορεί να εκτιμηθεί με ακρίβεια. Για το λόγο αυτό ο κανονισμός προτείνει να αντιστοιχεί σε ένα ποσοστό β της μέσης τιμής της γωνίας στροφής στην αστοχία $\theta_{max} = \beta\theta_u, \beta \leq 2$.

➤ **Παραμορφώσεις για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας για προτεύοντα στοιχεία**

Για τη στάθμη **επιτελεστικότητας Α** «Περιορισμένες Βλάβες» ορίζεται ως όριο η παραμόρφωση διαρροής (d_y).

Για τη στάθμη **επιτελεστικότητας Β** «Σημαντικές Βλάβες» ορίζεται ως όριο η παραμόρφωση

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

Για τη στάθμη **επιτελεστικότητας Γ** «Οιονεί Κατάρρευση» ορίζεται όριο η παραμόρφωση θραύσης με τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας

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

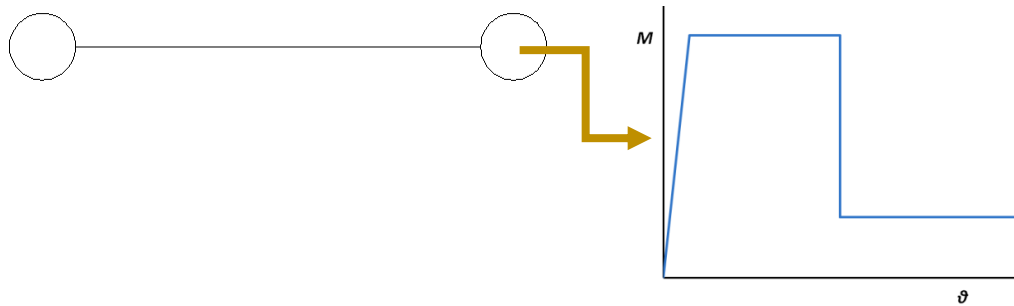
Ο έλεγχος για το συγκεκριμένο κτίριο θα γίνει για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» και οι αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν θα είναι ανελαστικές. Επομένως οι συντελεστές ασφαλείας γ_{Rd} θα υπολογιστούν σύμφωνα με τα παρακάτω.

Αν ως παραμόρφωση των δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ , τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του συντελεστή ασφαλείας ίση με $\gamma_{Rd} = 1.5$. Αν ως παραμόρφωση των δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής, τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του συντελεστή ασφαλείας ίση με $\gamma_{Rd} = 1.8$.

2.3.7.4 Ανελαστική συμπεριφορά δοκών

Τα δοκάρια υπόκεινται σε μονοαξονική κάμψη. Επομένως για να προσομοιωθεί η ανελαστική συμπεριφορά των δοκών αρκεί να οριστεί η σχέση μεταξύ της ροπής κάμψης και της στροφής χορδής στο ένα άξονά τους. Η πλαστική άρθρωση σε αυτή την περίπτωση αντιπροσωπεύεται από ένα μοντέλο με το οποίο η πλαστικότητα του στοιχείου συγκεντρώνεται στα άκρα του. Για την προσομοίωση αυτή απαιτείται να εισαχθεί το διάγραμμα ροπών – στροφών χορδής στο πρόγραμμα.

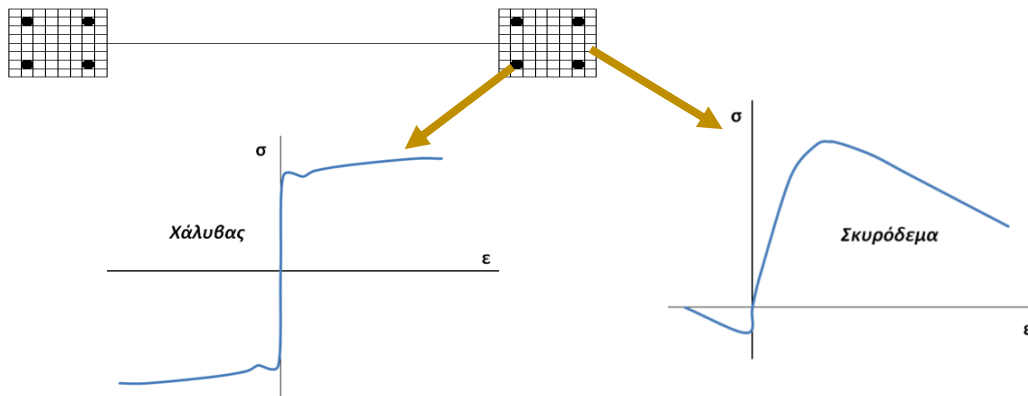
Το SAP 2000 v.16 δίνει τη δυνατότητα να εισαχθούν και τα όρια ελέγχου για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.



Εικόνα 2.21 : Στοιχείο συγκεντρωμένης πλαστιμότητας

2.3.7.5 Ανελαστική συμπεριφορά υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα υπόκεινται σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη. Επομένως απαιτείται ένα μοντέλο το οποίο να συσχετίζει την κάμψη με την αξονική δύναμη. Σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιήθηκε μοντέλο στο οποίο τα στοιχεία έχουν διανεμημένη πλαστικότητα. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή διακριτοποιείται σε αντιπροσωπευτικά κομμάτια αξονικών ινών (fibers), τα οποία εκτείνονται κατά μήκος της πλαστικής άρθρωσης. Για κάθε fiber λαμβάνεται υπόψη το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων του υλικού που το αποτελεί. Η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης εντέλει προκύπτει πολλαπλασιάζοντας τις ιδιότητες της διατομής με το μήκος της πλαστικής άρθρωσης.



Εικόνα 2.22: Στοιχείο κατανεμημένης πλαστιμότητας

2.3.8 Στρεπτική ευαισθησία

Σύμφωνα με τον EC8, ένα κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο, όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω δύο συνθήκες και κατά τις δύο διευθύνσεις x και y, σε όλους τους ορόφους. (Eurocode 8, Dec. 2004)

Δηλαδή σε όλους τους ορόφους i πρέπει

➤ Κατά x

$$e_{oy,i} \leq 0.30r_{y,i}$$

και

$$r_{y,i} \geq l_{s,i}$$

➤ Κατά y

$$e_{ox,i} \leq 0.30r_{x,i}$$

και

$$r_{x,i} \geq l_{s,i}$$

Όπου:

$e_{ox,i}$, $e_{oy,i}$: οι εκκεντρότητες του ορόφου i κατά x και y

$r_{x,i}$, $r_{y,i}$: οι ακτίνες δυστρεψίας ως προς το ελαστικό κέντρο του ορόφου i κατά x, y

$l_{s,i}$: η ακτίνα αδρανείας του ορόφου i

Η διαδικασία που ακολουθείται για να αποδειχθεί αν το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο ή όχι περιγράφεται παρακάτω.

2.3.8.1 Υπολογισμός της μάζας του κτιρίου

Αφού υπολογιστούν τα φορτία που παραλαμβάνει κάθε δοκάρι, τόσο στο ισόγειο, όσο και στον πρώτο όροφο, υπολογίζεται η μάζα του κάθε δοκαριού σύμφωνα με τη σχέση

$$m = \frac{G + 0.3Q}{g} l$$

Όπου

G, Q: μόνιμα και κινητά φορτία

l: το μήκος του δοκαριού

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η μάζα των υποστυλωμάτων που προκύπτει από το ίδιο βάρος τους.

Αθροίζοντας τις μάζες των υποστυλωμάτων και των δοκών ανά στάθμη, υπολογίζεται η συνολική μάζα σε κάθε στάθμη.

Πίνακας 2.6: Μάζα ανά επίπεδο

Στάθμη Ορόφου	Συνολική μάζα ανά επίπεδο ($kN/(m/s^2)$)
2.9m	200.41
5.7m	212.28
8.5m	212.19
11.3m	86.89
13.7m	3.82
Συνολική μάζα	715.59

2.3.8.2 Υπολογισμός κέντρου βάρους

Για όλα τα υποστυλώματα καταγράφεται η αξονική δύναμη που προέκυψε από το συνδυασμό G+0.3Q. Στη συνέχεια θεωρείται τυχαίο σύστημα συντεταγμένων xy, η αρχή του οποίου βρίσκεται στο άκρο του υποστυλώματος K1. Με βάση το σύστημα αυτό, καταγράφονται οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους όλων των υποστυλωμάτων σε κάθε στάθμη.

Οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους υπολογίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις

$$x_{κ.μ.} = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i}$$

και

$$y_{κ.μ.} = \frac{\sum y_i P_i}{\sum P_i}$$

Στη στάθμη z=2.9m οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους είναι

$$x_{κ.μ.} = 4.19m \text{ και } y_{κ.μ.} = 7.73m$$

Στη στάθμη z=5.7m οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους είναι

$$x_{κ.μ.} = 4.21m \text{ και } y_{κ.μ.} = 7.69m$$

Στη στάθμη z=8.5m οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους είναι

$$x_{κ.μ.} = 4.26m \text{ και } y_{κ.μ.} = 7.77m$$

Στη στάθμη z=11.3m οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους είναι

$$x_{κ.μ.} = 4.56m \text{ και } y_{κ.μ.} = 8.19m$$

2.3.8.3 Υπολογισμός Τέμνουσας Βάσης

➤ Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής

Για κατασκευές με ύψος έως 40m ο EC8 επιτρέπει την εφαρμογή της εξής προσεγγιστικής σχέσης

$$T = C_t H^{3/4}$$

Όπου:

H το ύψος του κτιρίου

C_t συντελεστής που εξαρτάται από το δομικό σύστημα

Για κατασκευές με καθαρά πλαισιακό δομικό σύστημα $C_t = 0.075$ και για $H = 6.3m$,

$$T = 0.462s$$

➤ Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού

Για κατηγορία εδάφους C

Πίνακας 2.7 : Παράμετροι φάσματος

Συντελεστής εδάφους S	1.15
T_B (s)	0.20
T_C (s)	0.60
T_D (s)	2.5
Σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού a_g	0.36g
Συντελεστής συμπεριφοράς q	3.9
Φασματική επιτάχυνση $S_d(T)$	0.265g

Τέμνουσα βάσης

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

όπου

m: η μάζα της κατασκευής

$S_d(T)$: η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

λ : συντελεστής διόρθωσης, ο οποίος ισούται με 0.85

Συνεπώς $F_b = 1575.07 KN$

2.3.8.4 Υπολογισμός θέσης ελαστικού άξονα

Ο EC8 επιτρέπει τη χρήση προσεγγίσεων που αναφέρονται στα Εθνικά Προσαρτήματα. Το ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EC8 παραπέμπει στη προσέγγιση που υιοθετεί ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000. Η

προσέγγιση αυτή βασίζεται στην εισαγωγή ενός βοηθητικού ελαστικού άξονα, διαδικασία που περιγράφεται στο Παράρτημα ΣΤ του ΕΑΚ 2000.

Τα βήματα που ακολουθούνται αναλύονται παρακάτω:

1. Αυθαίρετη επιλογή της τέμνουσας βάσης F_b

Η τέμνουσα βάσης υπολογίστηκε παραπάνω και είναι ίση με

$$F_b = 1575.07 \text{ kN}$$

2. Κατανομή της F_b καθ' ύψος στους ορόφους με βάση την τριγωνική κατανομή

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

Πίνακας 2.8 : Τριγωνική καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων

Όροφος	Στάθμη Ορόφου (m)	Μάζα Ορόφου (kN/(m/s ²))	Ποσοστό της Τέμνουσας Βάσης στον Όροφο (%)	Τέμνουσα βάσης στον όροφο (kN)
Ισόγειο	2.9	200.41	0.127	200.02
A Όροφος	5.7	212.28	0.768	416.43
B Όροφος	8.5	212.19	0.3694	620.71
Γ Όροφος	11.3	86.89	0.215	337.92

3. Καθορισμός της στρεπτικής ροπής M_{zi} σε κάθε όροφο σύμφωνα με τη σχέση

$$M_{zi} = c F_{zi}$$

Όπου c αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων, λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Συνεπώς

- για $z=2.9\text{m}$, $M_z=200.02 \text{ kNm}$
- για $z=5.7\text{m}$, $M_z=416.43 \text{ kNm}$
- για $z=8.5\text{m}$, $M_z=620.71 \text{ kNm}$
- για $z=11.3\text{m}$, $M_z=337.92 \text{ kNm}$

4. Στατική επίλυση του δομικού συστήματος με μόνη φόρτιση τις στρεπτικές ροπές M_{zi} .

5. Προσδιορισμός του ορόφου που βρίσκεται πιο κοντά στη στάθμη

$$z_o = 0.8H = 9.04 \text{ m}$$

Πιο κοντά βρίσκεται η στάθμη 3. Για αυτή τη στάθμη υπολογίζονται οι μετακινήσεις του κέντρου μάζας και η στροφή του ορόφου.

$$u = 0.000272, v = 0.00103, \theta_z = 0.000343$$

6. Στη στάθμη 3 υπολογίζεται η θέση του ελαστικού κέντρου που είναι και η ζητούμενη θέση από την οποία διέρχεται ο πλασματικός άξονας. Γνωρίζοντας τις μετακινήσεις u , v και τη στροφή θ_z υπολογίζεται η θέση του πλασματικού άξονα ως προς το κέντρο μάζας.

$$y = u/\theta_z = 0.793 \text{ m}, x = v/\theta_z = 3.003 \text{ m}$$

Ως προς το αρχικό σύστημα O_{xy} , οι συντεταγμένες του σημείου από το οποίο διέρχεται ο πλασματικός άξονας είναι $x = 1.259 \text{ m}$ και $y = 8.56 \text{ m}$

Υπολογισμός ακτίνων δυστρεψιάς ως προς το ελαστικό κέντρο

Ροπές αδράνειας

Για κάθε υποστίλωμα υπολογίζεται η ροπή αδράνειας ως προς τον άξονα x και ως προς τον άξονα y, σύμφωνα με τις σχέσεις :

$$I_x = \frac{(b_x b_y^3)}{12} \text{ και } I_y = \frac{(b_y b_x^3)}{12}$$

Δυσκαμψίες

Για σκυρόδεμα C20/25 μέτρο ελαστικότητας είναι $E = 29GPa$ Το μέτρο δυσκαμψίας είναι $G = 0.4E = 11600000kN/m^2$

Για υποστυλώματα :

Η δυσκαμψία στη διεύθυνση x δίνεται από τη σχέση :

$$k_x = \frac{12EI_y}{H^3}$$

Η δυσκαμψία στη διεύθυνση y δίνεται από τη σχέση :

$$k_y = \frac{12EI_x}{H^3}$$

Για τοιχώματα :

Η δυσκαμψία στη διεύθυνση x δίνεται από τη σχέση :

$$k_x = \frac{1}{\left[\frac{H^3}{3EI_x} + \frac{H}{GA_w} \right]}$$

Η δυσκαμψία στη διεύθυνση y δίνεται από τη σχέση :

$$k_y = \frac{1}{\left[\frac{H^3}{3EI_y} + \frac{H}{GA_w} \right]}$$

Στη στάθμη $z=2.9m$,

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση x είναι $k_x = 1870888.636 kN/m$

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση y είναι $k_y = 1799544.111 kN/m$

Στη στάθμη $z=5.7m$,

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση x είναι $k_x = 2010835.535 kN/m$

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση y είναι $k_y = 1954482.343 kN/m$

Στη στάθμη $z=8.5m$,

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση x είναι $k_x = 2010835.535kN/m$

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση y είναι $k_y = 1954482.343 \text{ kN/m}$

Στη στάθμη $z=11.3\text{m}$,

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση x είναι $k_x = 2010835.535 \text{ kN/m}$

Η συνολική δυσκαμψία στη διεύθυνση y είναι $k_y = 1954482.343 \text{ kN/m}$

Δυστρεψία ως προς άξονα z που διέρχεται από το Κέντρο Ελαστικής στροφής

Υπολογίζονται οι συντεταγμένες x_i και y_i του κέντρου βάρους των υποστυλωμάτων ως προς το σημείο από το οποίο διέρχεται ο ελαστικός άξονας.

Έπειτα, υπολογίζεται η στρεπτική δυσκαμψία των στοιχείων από τη σχέση:

$$k_w = \frac{GI_p}{h}$$

Όπου I_p η στρεπτική ροπή αδρανείας που δίνεται από τη σχέση

$$I_p = cb^3h, b \leq h$$

Στη στάθμη $z=2.9 \text{ m}$

Για $h/b=1, c=0.141$ (Υποστώλωμα K1)

Συνεπώς $I_p = 0.0088125$ και $k_w = 35250 \text{ kN/m}$

Για $h/b=2.222, c=0.238$ (Υποστώλωμα K2)

Συνεπώς $I_p = 0.02168775$ και $k_w = 86751 \text{ kN/m}$

Για $h/b=1.5, c=0.196$ (Υποστώλωμα K3)

Συνεπώς $I_p = 0.0075264$ και $k_w = 30105.6 \text{ kN/m}$

Για $h/b=1.5, c=0.196$ (Υποστώλωμα K4)

Συνεπώς $I_p = 0.0075264$ και $k_w = 30105.6 \text{ kN/m}$

Για $h/b=2.5, c=0.249$ (Υποστώλωμα K5)

Συνεπώς $I_p = 0.015936$ και $k_w = 63744 \text{ kN/m}$

Για $h/b=1, c=0.141$ (Υποστώλωμα K6)

Συνεπώς $I_p = 0.0088125$ και $k_w = 35250 \text{ kN/m}$

Για $h/b=1, c=0.141$ (Υποστώλωμα K7)

Συνεπώς $I_p = 0.005781881$ και $k_w = 23127.525 \text{ kN/m}$

Για $h/b=8.25, c=0.333$ (Υποστώλωμα K8,1)

Συνεπώς $I_p = 0.00439561$ και $k_w = 17582.4 \text{ kN/m}$

Για $h/b=7.25$, $c=0.333$ (Υποστύλωμα K8,2)

Συνεπώς $I_p = 0.0038628$ και $k_w = 15451.2 \text{ kN/m}$

Για $h/b=9.75$, $c=0.333$ (Υποστύλωμα K8,3)

Συνεπώς $I_p = 0.0051948$ και $k_w = 20779.2 \text{ kN/m}$

Για $h/b=1$, $c=0.141$ (Υποστύλωμα K9)

Συνεπώς $I_p = 0.005392$ και $k_w = 21568 \text{ kN/m}$

Για $h/b=1$, $c=0.141$ (Υποστύλωμα K10)

Συνεπώς $I_p = 0.0182736$ και $k_w = 73094.4 \text{ kN/m}$

Για $h/b=2.222$, $c=0.238$ (Υποστύλωμα K11)

Συνεπώς $I_p = 0.0182736$ και $k_w = 86751 \text{ kN/m}$

Η συνολική δυστρεψία για την στάθμη $z=2.9 \text{ m}$ είναι

$$k_w = 539559.925 \text{ kN/m}$$

Η δυστρεψία ως προς το κέντρο ελαστικής στροφής υπολογίζεται από τη σχέση

$$K_{Ez} = \sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,w})$$

Για $z=2.9\text{m}$,

$$K_{Ez} = 98392959.36 \text{ kN/m}$$

Ακτίνες δυστρεψίας ως προς το κέντρο ελαστικής στροφής

$$r_{E,x} = \sqrt{\frac{K_{Ez}}{K_y}}$$

Και

$$r_{E,y} = \sqrt{\frac{K_{Ez}}{K_x}}$$

Για $z=2.9\text{m}$,

$r_{E,x} = 7.39\text{m}$ και $r_{E,y} = 7.25\text{m}$ και εκκεντρότητες $e_{o,x} = 2.929\text{m}$ και $e_{o,y} = 0.832\text{m}$

- **Ακτίνα αδρανείας ως προς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο μάζας**

$$l_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}}$$

Για $z=2.9m$,

$$l_s = 4.67m$$

Ομοίως υπολογίζονται τα αντίστοιχα μεγέθη και για τις υπόλοιπες στάθμες. Έτσι προκύπτει :

Για $z=5.7m$,

$$k_w = 535001.2438 \text{ kN/m}$$

$$K_{Ez} = 105545279.5 \text{ kN/m}$$

$r_{E,x} = 7.35m$ και $r_{E,y} = 7.24m$ και εκκεντρότητες $e_{o,x} = 2.95m$ και $e_{o,y} = 0.867m$

$$l_s = 4.67m$$

Για $z=8.5m$,

$$k_w = 535001.2438 \text{ kN/m}$$

$$K_{Ez} = 105545279.5 \text{ kN/m}$$

$r_{E,x} = 7.35m$ και $r_{E,y} = 7.24m$ και εκκεντρότητες $e_{o,x} = 3.00m$ και $e_{o,y} = 0.793m$

$$l_s = 4.67m$$

Για $z=11.3m$,

$$k_w = 535001.2438 \text{ kN/m}$$

$$K_{Ez} = 105545279.5 \text{ kN/m}$$

$r_{E,x} = 7.35m$ και $r_{E,y} = 7.24m$ και εκκεντρότητες $e_{o,x} = 3.30m$ και $e_{o,y} = 0.373m$

$$l_s = 4.67m$$

- **Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας του κτιρίου**

Στάθμη $z=2.9m$

$$e_{oy,i} \leq 0.30r_{y,i} \rightarrow 0.832 \leq 2.176$$

και

$$r_{y,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.252 \geq 4.67$$

$$e_{ox,i} \leq 0.30r_{x,i} \rightarrow 2.012 \leq 2.218$$

και

$$r_{x,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.394 \geq 4.67$$

Στάθμη z=5.7m

$$e_{oy,i} \leq 0.30r_{y,i} \rightarrow 0.867 \leq 2.173$$

και

$$r_{y,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.245 \geq 4.67$$

$$e_{ox,i} \leq 0.30r_{x,i} \rightarrow 2.029 \leq 2.205$$

και

$$r_{x,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.349 \geq 4.67$$

Στάθμη z=8.5m

$$e_{oy,i} \leq 0.30r_{y,i} \rightarrow 0.793 \leq 2.173$$

και

$$r_{y,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.245 \geq 4.67$$

$$e_{ox,i} \leq 0.30r_{x,i} \rightarrow 2.094 \leq 2.205$$

και

$$r_{x,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.349 \geq 4.67$$

Στάθμη z=11.3m

$$e_{oy,i} \leq 0.30r_{y,i} \rightarrow 0.373 \leq 2.173$$

και

$$r_{y,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.245 \geq 4.67$$

$$e_{ox,i} \leq 0.30r_{x,i} \rightarrow 2.126 \leq 2.205$$

και

$$r_{x,i} \geq l_{s,i} \rightarrow 7.349 \geq 4.67$$

Όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται για όλες τις στάθμες και συνεπώς το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ

3.1 Γενικά

Η έννοια της μόνωσης των κτιρίων από τις σεισμικές δράσεις είναι γνωστή από τους αρχαίους χρόνους. Στις ελληνικές αποικίες της νότιας Ιταλίας του 5ου π.χ. αιώνα τοποθετούσαν ανάμεσα στη θεμελίωση και την ανωδομή ένα στρώμα άμμου, το οποίο αποτελεί το πρώτο αρχειοθετημένο εφεδρανο . Στη σύγχρονη εποχή η σεισμική μόνωση άρχισε να χρησιμοποιείται ευρέως σε γέφυρες από την αρχή της δεκαετίας του '70 και σε κτίρια από τα τέλη της δεκαετίας του '70, αν και υπάρχουν παραδείγματα σεισμικά μονωμένων κατασκευών πολύ νωρίτερα.

Η συμβατική τεχνική που ακολουθείται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών περιλαμβάνει την εφαρμογή όλων εκείνων των μεθοδολογιών που προτείνονται στους ισχύοντες Κανονισμούς με σκοπό την επίτευξη επαρκούς αντοχής στα δομικά μέλη, όπως επίσης ικανότητας παραμόρφωσης και απορρόφησης ενέργειας, ώστε αυτά να ανθίστανται επιτυχώς και με ασφάλεια στις απαιτήσεις των ισχυρών σεισμικών δονήσεων. Αντίστοιχα, ο ανασχεδιασμός ή/και η ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών που είτε έχουν υποστεί βλάβες από προγενέστερους σεισμούς είτε απλώς δεν πληρούν τις απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών, επιβάλλει την αύξηση της αντοχής των μελών που αναλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις με ένα πολύ σημαντικό όμως κι αναπόφευκτο μειονέκτημα : την αύξηση των μαζών κι άρα και των αδρανειακών δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή. Κατασκευές σχεδιασμένες βάσει των παραπάνω είναι πολύ πιθανό να αντέξουν έναν μεγάλο σεισμό, εκδηλώνοντας όμως παράλληλα μεγάλης έκτασης βλάβες τόσο στον φέροντα οργανισμό όσο και στον εσωτερικό τους εξοπλισμό με αποτέλεσμα διακοπή της λειτουργικότητάς τους και υψηλό οικονομικό κόστος.

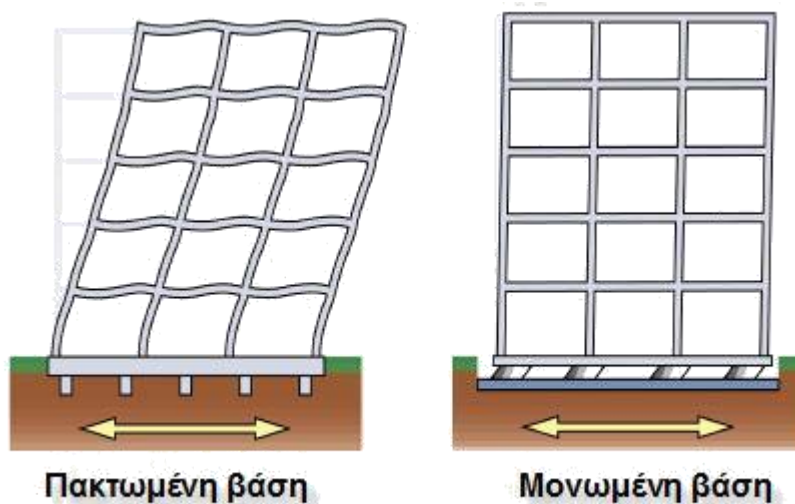
Μια εναλλακτική και συγχρόνως ελκυστική για τα πλεονεκτήματά της μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η εφαρμογή μέσω ελέγχου (παθητικών ή/και ενεργητικών) της δόνησης της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμικού κραδασμού που υλοποιείται με την τοποθέτηση στη διεπιφάνεια ανωδομής-θεμελίωσης στοιχείων εύκαμπτων σε οριζόντιες μετακινήσεις, τους μονωτήρες. Η μέθοδος αυτή, η οποία έχει εξελιχθεί αρκετά και έχει εφαρμοστεί επιτυχώς σε κατασκευές διαφόρων τύπων (κτιριακές, γέφυρες, δεξαμενές κ.ά) τις δύο τελευταίες δεκαετίες, αποσκοπεί στη μείωση της σεισμικής απαιτήσεως που εισάγεται μέσω των μηχανισμών που περιγράφονται στη συνέχεια και έχει ως αποτέλεσμα οικονομικότερες και πιο ελαφρές κατασκευές. Η σημαντική μείωση των σεισμικών απαιτήσεων αφενός αποτρέπει την κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρούς σεισμούς, αλλά επιπλέον περιορίζει τις βλάβες σε περιπτώσεις σεισμών μέτριας έντασης.

Στις παραγράφους που ακολουθούν παρατίθενται οι αρχές στις οποίες βασίζεται αλλά και οι στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης βάσης, η επίδρασή της στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, οι κυριότεροι τύποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης, καθώς και παραδείγματα κατασκευών όπου έχει εφαρμοστεί η εν λόγω μέθοδος.

3.2 Αρχές και στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης

Η εφαρμογή των μεθόδων παθητικής σεισμικής μόνωσης βάσης έχει ως κύριο άξονα τον διαχωρισμό της κίνησης της ανωδομής από την ισχυρή κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος με σκοπό να ελαχιστοποιηθεί η ενέργεια που εισάγεται στην κατασκευή, εν μέρει αντανακλώντας την και εν μέρει αποσβένοντάς την στο επίπεδο της θεμελίωσης. Το σύνολο της μετακίνησης καλείται να παραληφθεί από διακριτούς μονωτήρες των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά επιλέγονται έτσι ώστε να ανεξαρτητοποιήσουν την κατασκευή από την εδαφική κίνηση στη βάση.

Στόχος της σεισμικής μόνωσης είναι η μείωση ή βελτίωση της απόκρισης της ανωδομής που οφείλεται στις οριζόντιες σεισμικές δράσεις συγκεντρώνοντας τις μετακινήσεις και τις όποιες διαρροές στη στάθμη του συστήματος μόνωσης. Με τον τρόπο αυτό ελαχιστοποιούνται κατά το δυνατόν οι παραμορφώσεις στις κρίσιμες διατομές των στοιχείων του φέροντος οργανισμού περιορίζοντας σημαντικά τις βλάβες και κάνοντας την ανωδομή να συμπεριφέρεται σχεδόν ως άκαμπτο στερεό σώμα. Είναι χαρακτηριστική η διαφοροποίηση στην εικόνα παραμόρφωσης του φορέα μεταξύ της πακτωμένης και της μονωμένης κατασκευής, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.1.



Εικόνα 3.1 : Εικόνα παραμόρφωσης συμβατικής κατασκευής και κατασκευής με μονωμένη βάση

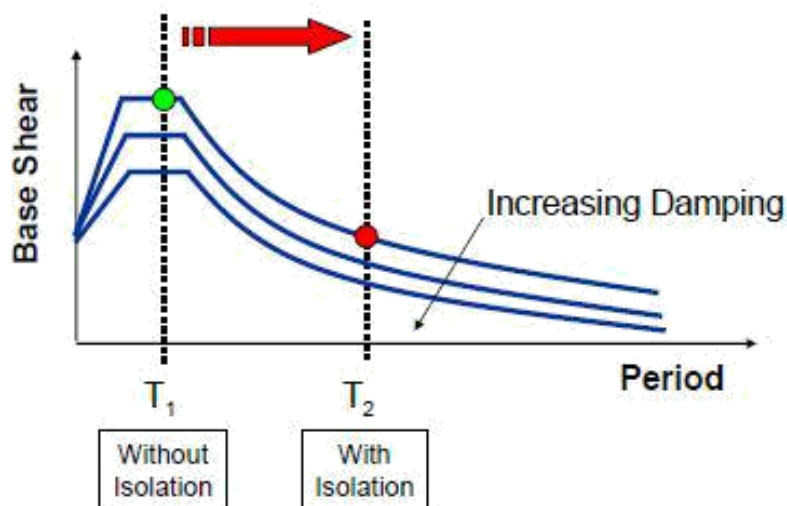
Η μείωση της απόκρισης μέσω των συστημάτων σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνεται με τους ακόλουθους τρόπους :

α) Με επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής (ευνοϊκή επίδραση της μετάθεσης της ιδιοπεριόδου στο φάσμα σχεδιασμού), με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των σεισμικών δυνάμεων, αλλά και παράλληλη αύξηση των μετακινήσεων (οι οποίες όμως συγκεντρώνονται στο επίπεδο της μόνωσης)

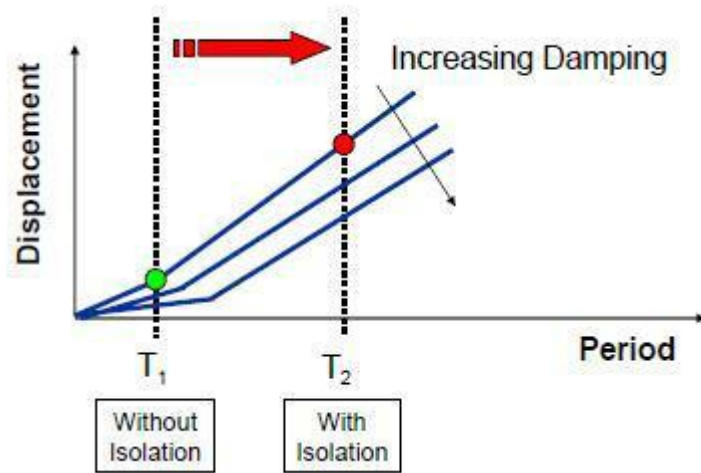
β) Με αύξηση της ικανότητας απόσβεσης, με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των μετακινήσεων και ενδεχομένως και των σεισμικών δυνάμεων

γ) Με συνδυασμό – κατά προτίμηση – των ευνοϊκών επιδράσεων και των δύο παραπάνω παραγόντων.

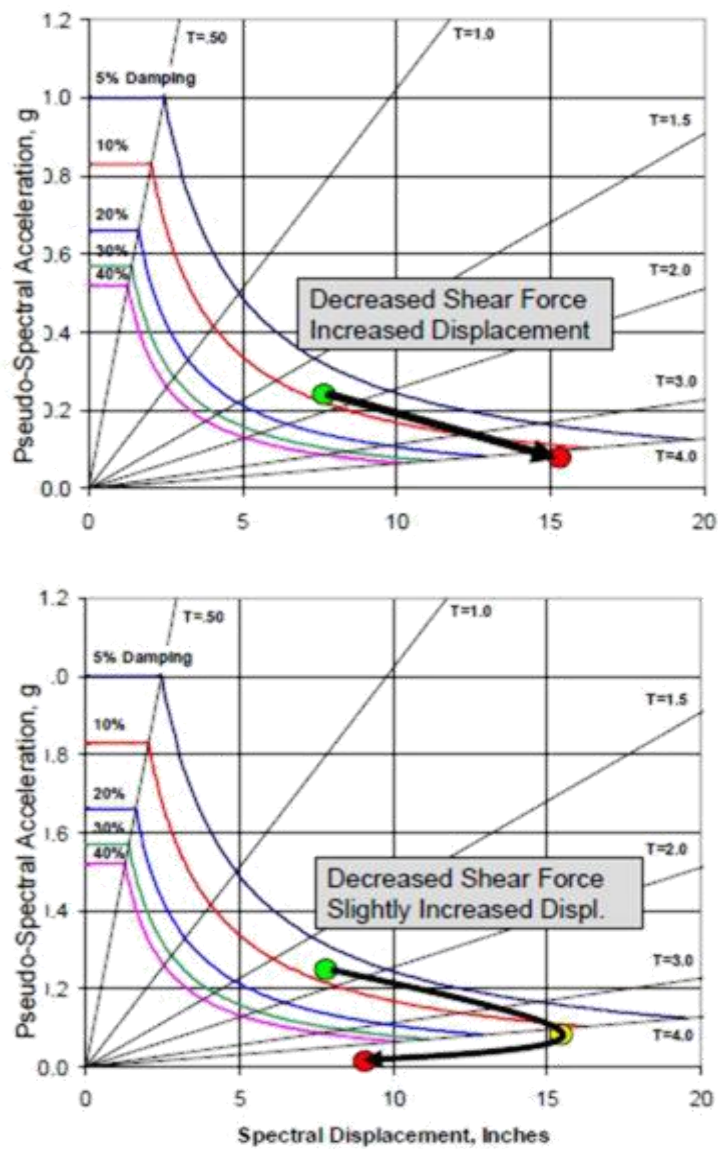
Το κτίριο μετά την εφαρμογή της μόνωσης μετακινείται σαν άκαμπτη μονάδα και οι σεισμικές δυνάμεις μειώνονται δραστικά στη ανωδομή. Μειώνονται οι καταστροφικές μετακινήσεις σε δομικά και μη δομικά στοιχεία αλλά και η φασματική επιτάχυνση που σχετίζεται με καταστροφή του περιεχομένου. Επίσης μειώνεται η πιο σημαντική παράμετρος ενός κτιρίου στην αντισεισμική του συμπεριφορά, η τέμνουσα βάση, καθώς αυξάνεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου. Αυτό φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 3.2 : Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάση σχεδιασμού (φάσμα επιταχύνσεων)



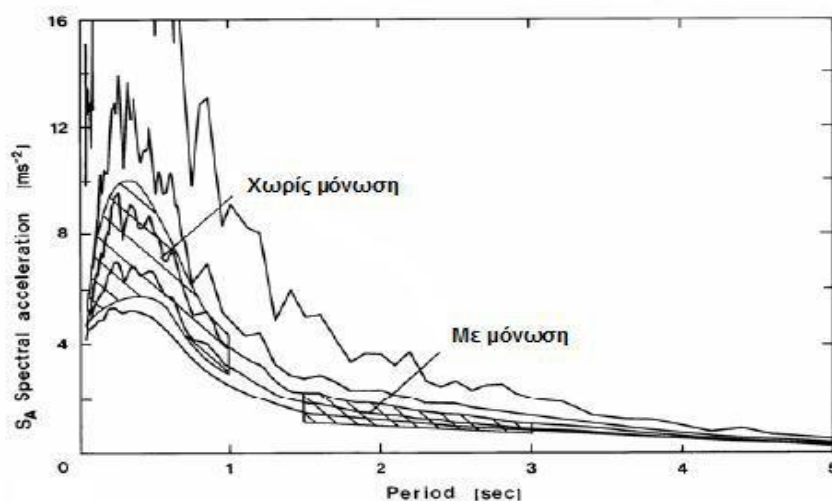
Εικόνα 3.3 : Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στις μετακινήσεις σχεδιασμού (φάσμα μετακινήσεων)



Εικόνα 3.4 : Σχέση ψευδο-επιτάχυνσης και φασματικής μετατόπισης πριν και μετά τη μόνωση, με ή χωρίς τη χρήση συμπληρωματικής απόσβεσης

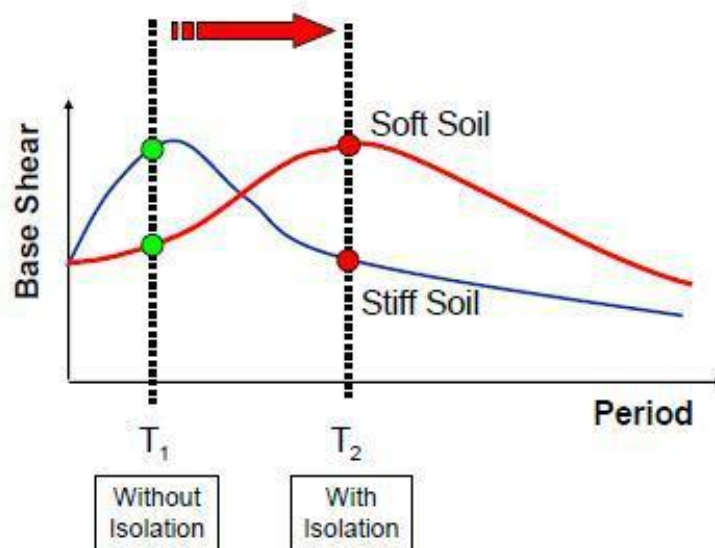
Από τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που μπορούν να αποδειχθούν αποτελεσματικά στην πράξη πρέπει να είναι σε θέση να παρέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό τόσο μείωση των σεισμικών δυνάμεων που εισάγονται στην κατασκευή, όσο και περιορισμό εντός των επιτρεπόμενων ορίων των μετακινήσεων των ίδιων των μονωτήρων. Κάτι τέτοιο είναι εφικτό εξασφαλίζοντας σημαντική ικανότητα απόσβεσης στο σύστημα μόνωσης παράλληλα με την αυξημένη οριζόντια ευκαμψία κάνοντας χρήση μονωτήρων με υστερητική συμπεριφορά ή/και πρόσθετων αποσβεστήρων.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφέρουμε πως η σεισμική μόνωση βάσης στην πλειονότητα των περιπτώσεων συνιστά μια αποτελεσματική λύση αντιμετώπισης του σεισμικού κινδύνου, χωρίς όμως μια τέτοια διαπίστωση να μπορεί να γενικευθεί δίχως περαιτέρω κρίση από την πλευρά του μελετητή μηχανικού. Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία, τα επιταχυνσιογραφήματα τυπικών σεισμών παρουσιάζουν δεσπόζουσες περιόδους 0.1-1 sec με δυσμενέστερες επιταχύνσεις στο εύρος 0.2-0.6 sec, πράγμα που σημαίνει ότι κατασκευές με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους $T=0.1-1$ sec είναι περισσότερο ευάλωτες στις δονήσεις του εδάφους και εμφανίζουν αυξημένες σεισμικές απαιτήσεις. Στις περιπτώσεις αυτές, η αύξηση της οριζόντιας ευκαμψίας μέσω εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης αυξάνει τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής οδηγώντας την αρκετά μακριά από τη δεσπόζουσα περίοδο του κραδασμού, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό τις επιταχύνσεις στην ανωδομή.

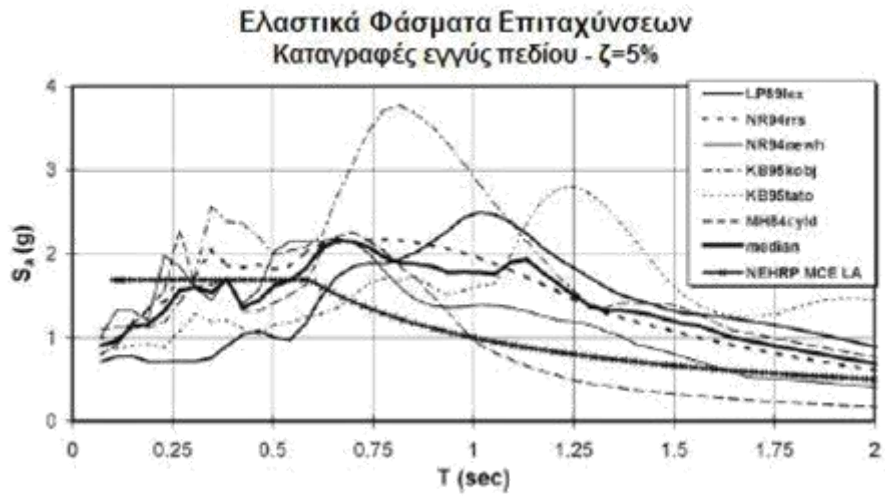


Εικόνα 3.5 : Φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων τυπικών σεισμικών δονήσεων (μέσος όρος οχτώ επιταχυνσιογραφημάτων – El Centro 1934, El Centro 1940, Olympia 1949, Taft 1952)

Υπάρχουν όμως ενίοτε και περιπτώσεις σεισμών όπου η μέγιστη επιτάχυνση εμφανίζεται στις μεγάλες περιόδους, όπως όταν στη θέση της κατασκευής συναντώνται στρώσεις μαλακού εδάφους με μεγάλο πάχος οι οποίες ενισχύουν τις μακροπερίοδες συνιστώσες των διεγέρσεων (βλ. εικ.3.6) ή στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή βρίσκεται εντός της επικεντρικής περιοχής και η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από έντονα φαινόμενα κατευθυντικότητας. Στην τελευταία αυτή περίπτωση τα φάσματα απόκριση επιταχύνσεων εμφανίζουν μεγάλες τιμές σε περιόδους μεγαλύτερες του 1.0 sec (βλ. εικ.3.7), κατά πολύ δυσμενέστερες σε σχέση με το φάσμα σχεδιασμού. Η λύση της σεισμικής μόνωσης με μονωτήρες χαμηλής και μέσης απόσβεσης ενδέχεται να αυξήσει παρά να μειώσει την απόκριση της κατασκευής, καθώς η αυξημένη ιδιοπερίοδος του εύκαμπτου φορέα εμπίπτει στα εύρη περιόδων των φασμάτων απόκρισης όπου η επιτάχυνση έχει μεγάλη τιμή. Η πρόβλεψη υψηλής απόσβεσης στα συστήματα μόνωσης ή/και η χρήση αποσβεστήρων αποτελούν απαραίτητα μέσα προστασίας από την ενδεχόμενη εκδήλωση τέτοιων σεισμικών γεγονότων.



Εικόνα 3.6 : Ευμενής ή δυσμενής επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην τέμνουσα βάσης ανάλογα με τις εδαφικές συνθήκες



Εικόνα 3.7 : Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων καταγραφών εγγύς πεδίου (συνιστώσες κάθετα στο ρήγμα).

3.3 Διαδικασία εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενα κτίρια (Παπανίκος, Φεβρουάριος 2009)

Η επισκευή και σεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων με τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης παρουσιάζει πλεονεκτήματα και από κατασκευαστικής άποψης, τα οποία συμπυκνώνονται παρακάτω:

- Μειωμένη όχληση κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής
- Μειωμένος χρόνος εκτέλεσης των εργασιών, σε σχέση με άλλες μεθόδους ενίσχυσης κτιρίων
- Αισθητή μείωση του κόστους με κατάλληλο σχεδιασμό

Η διαδικασία εφαρμογής μπορεί να ποικίλλει ανάλογα με τον τύπο του κτιρίου και τα επιδιωκόμενα αποτελέσματα, ωστόσο υπάρχουν κάποια βασικά βήματα διαδικασίας περιγράφονται παρακάτω.

Αρχικά, επιλέγεται το επίπεδο στο οποίο θα τοποθετηθεί η σεισμική μόνωση. Αυτό εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη διαρρύθμιση του κτιρίου καθώς και το διαθέσιμο τεχνολογικό εξοπλισμό. Σε γενικές γραμμές, για κτίρια με υπόγεια, η προσφορότερη στάθμη για την εγκατάσταση των σεισμικών μονωτήρων είναι η οροφή του υπογείου, δηλαδή η κεφαλή των υποστυλωμάτων. Σε περίπτωση που δεν υπάρχει υπόγειο, οι μονωτήρες τοποθετούνται στη βάση του ισογείου.

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης μεταπτυχιακής εργασίας, η σεισμική μόνωση πραγματοποιείται στην οροφή του υπογείου.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που προκύπτουν με την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης επισημαίνονται παρακάτω:

ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ

- ❖ Ελάχιστο πρόσθετο κατασκευαστικό κόστος
- ❖ Εύκολος διαχωρισμός στο επίπεδο μόνωσης
- ❖ Η βάση των υποστυλωμάτων μπορεί να συνδεθεί με διάφραγμα, ώστε να αποφεύγονται τυχόν διαφορικές μετακινήσεις
- ❖ Εύκολη ενσωμάτωση εφεδρικού συστήματος για κατακόρυφα φορτία

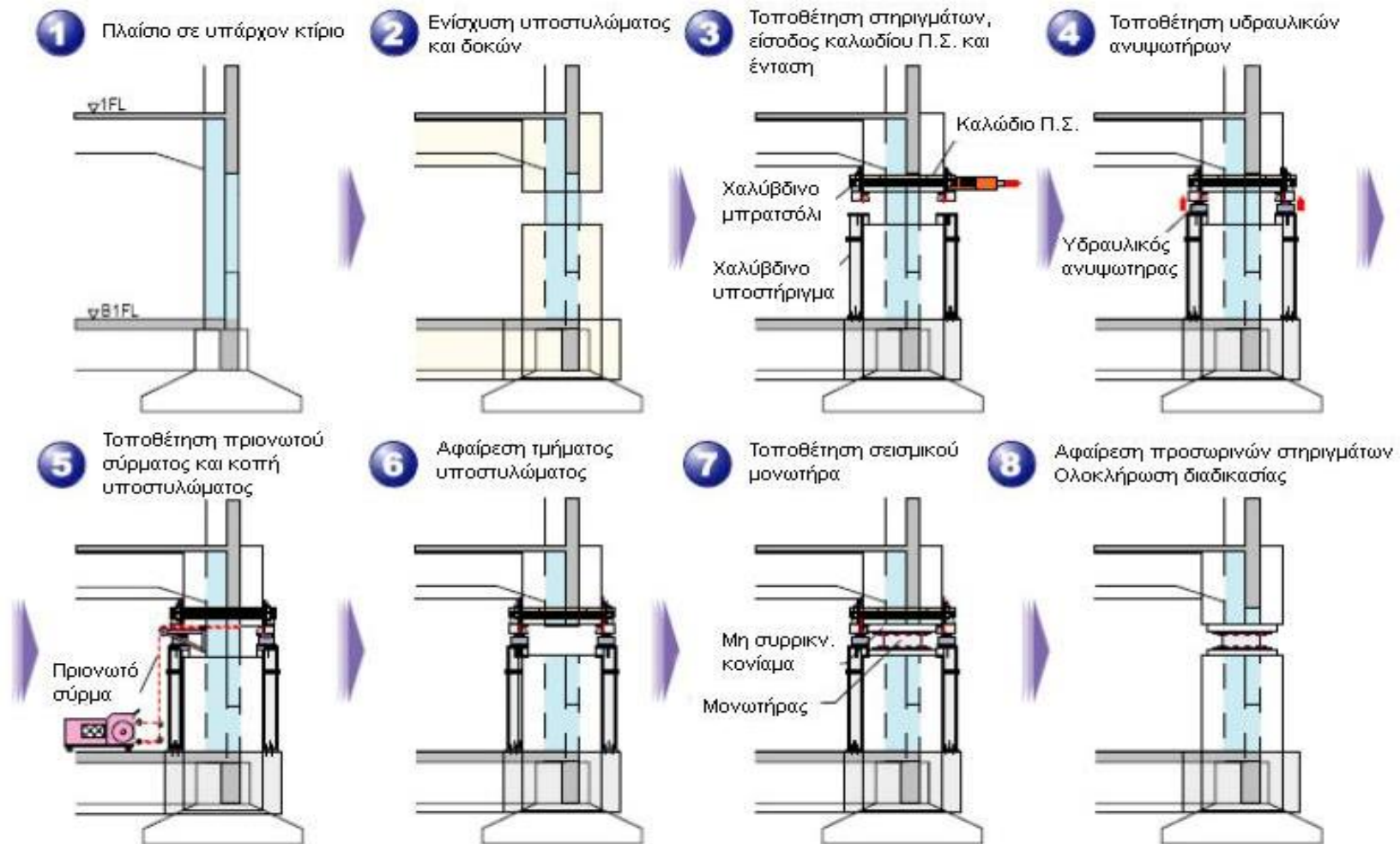
ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ

- ❖ Μπορεί να απαιτηθεί πρόβολος
- ❖ Ειδικές ρυθμίσεις για ανελκυστήρες, κλίμακες και μη φέρουσες τοιχοποιίες για είναι δυνατή η λειτουργία τους κατά τη διάρκεια σεισμού, αφού αποτελούν διελεύσεις διαφυγής.

Αφού αποφασιστεί ανάλογα με τις υπάρχουσες συνθήκες ποιο είναι το καταλληλότερο επίπεδο για τοποθέτηση της μόνωσης ξεκινάει η διαδικασία εφαρμογής. Αν και υπάρχουν διαφοροποιήσεις ανάλογα με το κτίριο, την τεχνογνωσία, τον διαθέσιμο εξοπλισμό και τους διαθέσιμους πόρους η βασική διαδικασία είναι η ίδια.

Κατ' αρχήν γίνεται μια ενίσχυση των δοκών και υποστυλωμάτων στο επίπεδο μόνωσης, δηλαδή στον όροφο εγκατάστασης και τον υποκείμενο όροφο, αν αυτό κριθεί αναγκαίο. Αν το επίπεδο αυτό βρίσκεται στη βάση του κτιρίου ίσως ενισχυθεί και η θεμελίωση. Στη συνέχεια τοποθετούνται στηρίγματα γύρω από το υπό ενίσχυση υποστύλωμα τα οποία θα παραλάβουν τα φορτία του και στη συνέχεια αποκόπτεται τμήμα του υποστυλώματος ώστε να δημιουργηθεί χώρος για το μονωτήρα. Έπειτα τοποθετείται ο μονωτήρας και γίνεται η ασφαλής ενσωμάτωσή του με τα φέροντα στοιχεία. Αφού αφαιρεθεί η προσωρινή στήριξη, η διαδικασία έχει ολοκληρωθεί.

Ακολουθεί η απεικόνιση ενός ενδεικτικού σχεδιαγράμματος της διαδικασίας, σε κτίριο που εφαρμόστηκε μια τεχνική της σύνδεσης των στηριγμάτων στα υπάρχοντα υποστυλώματα μέσω δυνάμεων τριβής, χρησιμοποιώντας καλώδια προεντεταμένου σκυροδέματος.



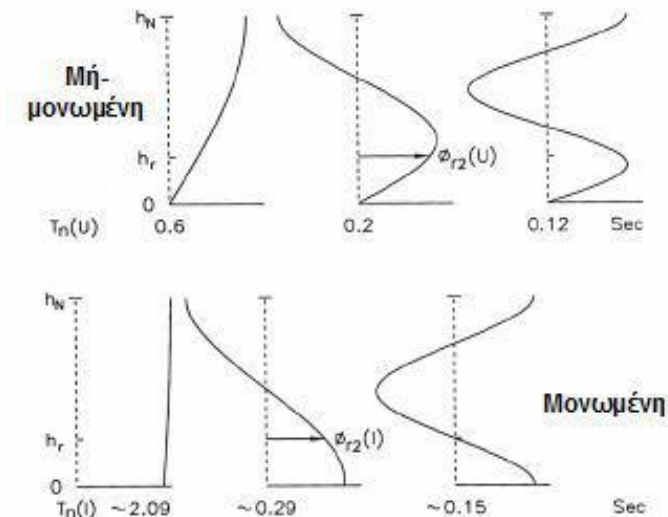
Εικόνα 3.8 : Διαδικασία τοποθέτησης σεισμικής μόνωσης

3.4 Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση των κατασκευών

Η εφαρμογή των συστημάτων σεισμικής μόνωσης έχει σαν συνέπεια τη μεταβολή της 1^{ης} ιδιομορφής των κατασκευών, η οποία διαφέρει σημαντικά από τις υπόλοιπες ιδιομορφές που έχουν κοινά μεταξύ τους χαρακτηριστικά. Η αναφορά μας πλέον στην 1^η ιδιομορφή γίνεται ξεχωριστά από τις υπόλοιπες, οι οποίες θα αναφέρονται ως «ανώτερες ιδιομορφές». Η ιδιοπερίοδος και η απόσβεση που αντιστοιχούν στην 1^η ιδιομορφή μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, και κατ' επέκταση η απόκρισή της, προσδιορίζονται πρωτίστως από τα χαρακτηριστικά του συστήματος μόνωσης και δεν σχετίζονται με την περίοδο και την απόσβεση της ανωδομής.

Το κύριο χαρακτηριστικό της 1^{ης} ιδιομορφής μιας μονωμένης κατασκευής είναι η σχεδόν ομοιόμορφη, ορθογωνική δηλαδή, καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων και επιταχύνσεων, όπως φαίνεται και στην εικόνα 3.9. Κατά συνέπεια λοιπόν, κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας τέτοιας κατασκευής, η κίνηση της ανωδομής μπορεί να θεωρηθεί με πολύ καλή προσέγγιση ως κίνηση ενός άκαμπτου στερεού σώματος. Στις συνήθεις εφαρμογές, η απόκριση μιας κατασκευής με γραμμικούς (ελαστικούς) μονωτήρες μπορεί να περιγραφεί βάσει φασμάτων απόκρισης και λαμβάνοντας υπόψη μόνο την 1^η ιδιομορφή, ενώ στις περιπτώσεις όπου η συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης είναι μη-γραμμική, αν και τα περισσότερα χαρακτηριστικά της απόκρισης μπορούν να προσδιορισθούν σε ικανοποιητικό βαθμό από την 1^η ιδιομορφή, μπορεί παρ' όλα αυτά οι ανώτερες ιδιομορφές να συμβάλλουν και αυτές στην απόκριση της κατασκευής.

Στην εικόνα που παρατίθεται φαίνεται η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ενός διατμητικού κτιρίου. Γίνεται αρκετά αντιληπτό λοιπόν ότι σε μια μονωμένη κατασκευή συγκεντρώνονται μεγάλες μετακινήσεις στην βάση (της τάξεως των 20-30 cm). Επομένως, το σύνολο της απαίτησης σε μετακινήσεις συγκεντρώνεται στα στοιχεία που αποτελούν το σύστημα μόνωσης. Μία από τις σημαντικότερες παραμέτρους, λοιπόν, σχεδιασμού των μονωτήρων είναι αυτές οι μετακινήσεις, οι οποίες διαμορφώνουν σε σημαντικό βαθμό το κόστος εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 3.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ενός διατημητικού κτιρίου

3.5 Συστήματα σεισμικής μόνωσης

3.5.1 Τύποι σεισμικής μόνωσης

Οι πλέον κοινοί τύποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται ευρέως σε έργα ανά τον κόσμο κατατάσσονται σε πολλές κατηγορίες οι κυριότερες των οποίων είναι οι εξής δύο:

- 1) Ελαστομερή Συστήματα
- 2) Συστήματα Τριβής (ή ολίσθησης).

Στα ελαστομερή συστήματα περιλαμβάνονται:

- a) Τα ελαστομεταλλικά εφένδρανα χαμηλής απόσβεσης (*Low Damping Rubber Bearings – LDRB*)
- b) Τα ελαστομεταλλικά εφένδρανα υψηλής απόσβεσης (*High Damping Rubber Bearings – HDRB*)
- c) Τα ελαστομεταλλικά εφένδρανα με πυρήνα μολύβδου (*Lead Rubber Bearings – LRB*)

Τα συστήματα τριβής περιλαμβάνουν:

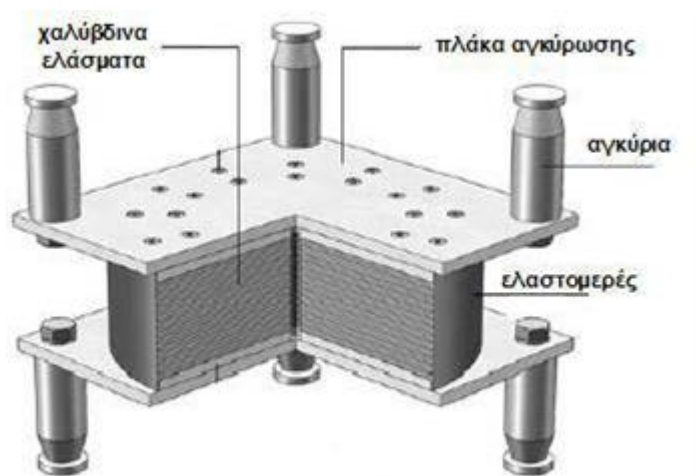
- a) μηχανισμούς με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (*Friction Pendulum Systems – FPS*)
- b) μηχανισμούς με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (*Friction Sliding Systems – FSS*).

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης πρέπει να ικανοποιούν ένα σύνολο απαιτήσεων ώστε να είναι κατάλληλα για χρήση. Οι βασικές απαιτήσεις είναι:

- **Πρόσθετη ευκαμψία:** Η αύξηση της ιδιοπεριόδου της μονωμένης κατασκευής μειώνει την διέγερση της ανωδομής κατά τον σεισμό και κατά συνέπεια μειώνει την απαίτηση αντοχής από αυτή.
- **Πρόσθετη κατανάλωση ενέργειας:** Η αυξημένη απόσβεση ενέργειας απαιτείται για τον περιορισμό των μετατοπίσεων του συστήματος σεισμικής μόνωσης σε πρακτικό επίπεδο για τον σχεδιασμό των μονωτήρων καθώς και για την μείωση των επιπτώσεων ενός πιθανού συντονισμού της μονωμένης κατασκευής με την εδαφική κίνηση.
- **Επάρκεια για την ανάληψη των μετακινήσεων:** Οι μονωτήρες πρέπει να είναι ικανοί να αναλάβουν τις αυξημένες μετακινήσεις στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης χωρίς αστοχία.
- **Επαρκής ακαμψία για τις υπόλοιπες οριζόντιες φορτίσεις:** Το σύστημα σεισμικής μόνωσης πρέπει να είναι ικανό να αναλαμβάνει τις υπόλοιπες οριζόντιες φορτίσεις όπως ο άνεμος και τα μικρά σεισμικά επεισόδια χωρίς υπερβολικές μετατοπίσεις (συνήθως απαιτείται να μην διαρρέει ή να μην ολισθαίνει).
- **Επάρκεια για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων:** Σε όλες τις φάσεις λειτουργίας το σύστημα σεισμικής μόνωσης πρέπει να είναι ικανό να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία μαζί με τις οριζόντιες μετακινήσεις όταν αυτές συνυπάρχουν.

3.5.1.1 Ελαστομερή Συστήματα

Συνιστούν τον συνηθέστερο τύπο συστημάτων που έχουν χρησιμοποιηθεί σε εφαρμογές σεισμικής μόνωσης. Αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις φυσικού ελαστομερούς υλικού ή (Neoprene) - ειδικά επεξεργασμένου (vulcanized) ώστε να καταστεί ανθεκτικότερο στις περιβαλλοντικές επιδράσεις – στο οποίο συγκολλούνται και εγκιβωτίζονται πλήρως λεπτά χαλύβδινα φύλλα προκειμένου να εξασφαλισθεί υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις (λόγω φαινομένου Poisson) του ελαστομερούς. Η σύνδεση των εφεδράνων αυτών με την ανωδομή και τη θεμελίωση επιτυγχάνεται μέσω μεταλλικών πλακών πάνω στις οποίες κοχλιώνονται βλήτρα τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεσης πάνω και κάτω από τα εφέδρανα. Διατίθενται τόσο σε ορθογωνικές όσο και κυκλικές διατομές διαφόρων διαστάσεων ανάλογα με τον σχεδιασμό και τις απαιτήσεις που καλούνται να καλύψουν. Στην εικόνα 3.10 φαίνεται μια τυπική διατομή ενός τέτοιου εφεδράνου. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της απόσβεσης που προσδίδουν στο σύστημα μόνωσης και κατηγοριοποιούνται σε εφέδρανα χαμηλής και υψηλής απόσβεσης. Η απόσβεση (εκφρασμένη ως ποσοστό % της κρίσιμης τιμής) προσδίδεται από το ελαστομερές, το οποίο παράλληλα προσφέρει υψηλή πλευρική ευκαμψία και την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς στο εφέδρανο για την επαναφορά του μετά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης, ενώ στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου η (υψηλή) τιμή της απόσβεσης οφείλεται στην παρουσία του μολύβδου. Ακολούθως, αναφέρονται επιγραμματικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά των τριών τύπων ελαστομερών συστημάτων μόνωσης, ο τρόπος προσομοίωσης της συμπεριφοράς τους σε δυναμική φόρτιση καθώς και τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που παρουσιάζουν.



Εικόνα 3.10 : Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής ή υψηλής απόσβεσης χωρίς πυρήνα μολύβδου

➤ ***Ελαστομεταλλικά Εφεδράνα Χαμηλής Απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings-LDRB)***

Σύμφωνα με τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, 2007), τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα χαμηλής απόσβεσης έχουν ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης ζ μικρότερο του 6%, με συνηθέστερα θεωρούμενη τιμή το 5%. Η ανακυκλική συμπεριφορά τέτοιων εφεδράνων είναι παρόμοια με την υστερητική με λεπτούς βρόχους. Η συμπεριφορά τους μπορεί να προσεγγιστεί με συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία $G_b \cdot A_b / t_e$ για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή και μεγαλύτερες του 100%, όπου G_b είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς, A_b η επιφάνειά του και t_e το συνολικό του πάχος. Στα πλεονεκτήματα όσον αφορά τη χρήση τους περιλαμβάνονται η εύκολη και τυποποιημένη πλέον παραγωγή τους, η απλότητα στην προσομοίωσή τους στη φάση του σχεδιασμού και το ότι η απόκρισή τους δεν είναι ευαίσθητη σε επιδράσεις του περιβάλλοντος αλλά ούτε και σε παραμέτρους όπως η ταχύτητα και η ιστορία της φόρτισης. Βασικό τους μειονέκτημα αποτελεί η χαμηλή απόσβεση που προσφέρουν με αποτέλεσμα μεγάλες απαιτήσεις μετακινήσεων στο σύστημα μόνωσης που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση πρόσθετων μέσων απόσβεσης.

➤ ***Ελαστομεταλλικά Εφεδράνα Υψηλής Απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings-HDRB)***

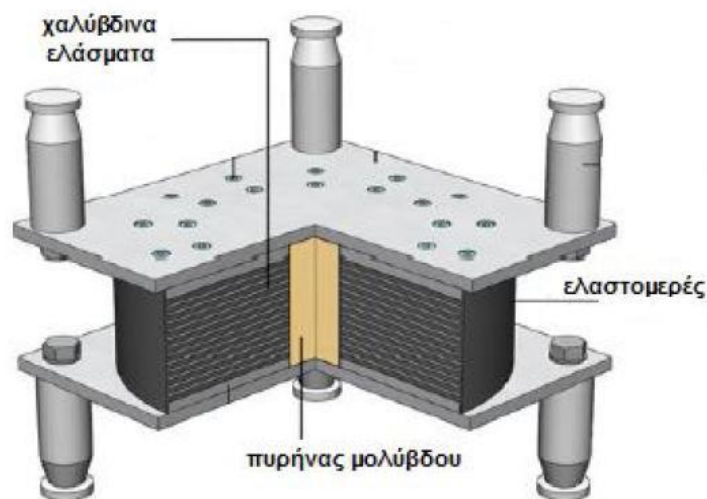
Το 1982 εφευρέθηκαν διάφορα μίγματα συνθετικού ή φυσικού ελαστικού τα οποία εμφανίζουν υψηλό βαθμό απόσβεσης έτσι ώστε να μην απαιτούνται πρόσθετοι μηχανισμοί απόσβεσης. Η αύξηση του βαθμού απόσβεσης επιτυγχάνεται με την προσθήκη κατάλληλων συμπληρωματικών ουσιών όπως άνθρακα και ρητινών. Η απόσβεση αυτή είναι κάτι ενδιάμεσο μεταξύ της υστερητικής απόσβεσης και της ιξώδους απόσβεσης με το κυρίαρχο κομμάτι της να είναι το υστερητικό. Με βάση αυτά τα βελτιωμένα μείγματα ελαστικού κατασκευάζονται τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα ελαστικού υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearing ή HDRB). Η μέθοδος κατασκευής των HDRB είναι ίδια με αυτή των ελαστομεταλλικών εφεδράνων φυσικού ελαστικού. Το ελαστικό των εφεδράνων HDRB παρουσιάζει μη-γραμμική συμπεριφορά για διατμητικές παραμορφώσεις μικρότερες του 20%. Η συμπεριφορά αυτή χαρακτηρίζεται από υψηλό μέτρο διάτμησης (της τάξης των 2MPa) και υψηλό βαθμό απόσβεσης, τα οποία μειώνουν την απόκριση για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις όπως ο άνεμος. Για διατμητικές παραμορφώσεις στο διάστημα 20% έως 120% το μέτρο διάτμησης είναι μικρό και σταθερό (της τάξης του 0.5MPa) ενώ ο βαθμός απόσβεσης ζ κυμαίνεται από 10% έως 20%. Για τιμές της διατμητικής παραμόρφωσης υψηλότερες από 120% το μέτρο

διάτμησης και ο βαθμός απόσβεσης αυξάνουν λόγω ενός φαινομένου κρυσταλλοποίησης των μακρομορίων του ελαστικού. Η παραπάνω μεταβολή της οριζόντιας δυσκαμψίας και της απόσβεσης των εφεδράνων HDRB είναι χρήσιμη για την κατασκευή ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης το οποίο είναι σχετικά δύσκαμπτο για μικρού εύρους μετακινήσεις, έχει την απαιτούμενη ευκαμψία για τις σεισμικές μετακινήσεις σχεδιασμού ενώ αυξάνει πάλι την δυσκαμψία και περιορίζει τις μετακινήσεις στην περίπτωση όπου ξεπερνιέται ο σεισμός σχεδιασμού.

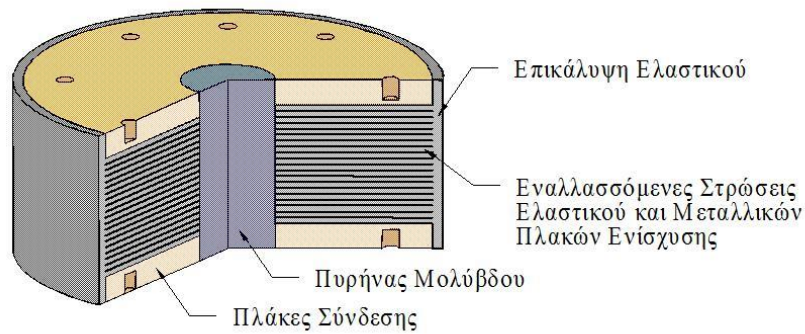
Η ενεργός τους δυσκαμψία K_{eff} και η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ζ_{eff} επηρεάζονται από παράγοντες όπως η θερμοκρασία, η ιστορία και η ταχύτητα της φόρτισης, αλλά και από τα υλικά του ελαστομερούς.

➤ **Ελαστομεταλλικά Εφεδρανα Με Πυρήνα Μολύβδου (Lead Rubber Bearings-LRB)**

Τα ελαστομεταλλικά εφεδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearing ή LRB) εφευρέθηκαν στην Νέα Ζηλανδία την δεκαετία του 1970. Αποτελούνται από ένα κεντρικό πυρήνα μολύβδου ο οποίος εισάγεται με πίεση στην προανοιγμένη οπή ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής (Εικόνα 3.11). Όλο το εφεδρανο περιβάλλεται από επικάλυψη ελαστικού (σύνηθες πάχος από 5mm έως 20mm) για λόγους περιβαλλοντικής προστασίας. Στις άνω και κάτω επιφάνειες καταλήγει σε παχιές μεταλλικές πλάκες (πάχος από 2 έως 3cm) οι οποίες ισοκατανέμουν την κατακόρυφη παραμόρφωση και προσφέρουν την σύνδεση με την ανωδομή και τη θεμελίωση.



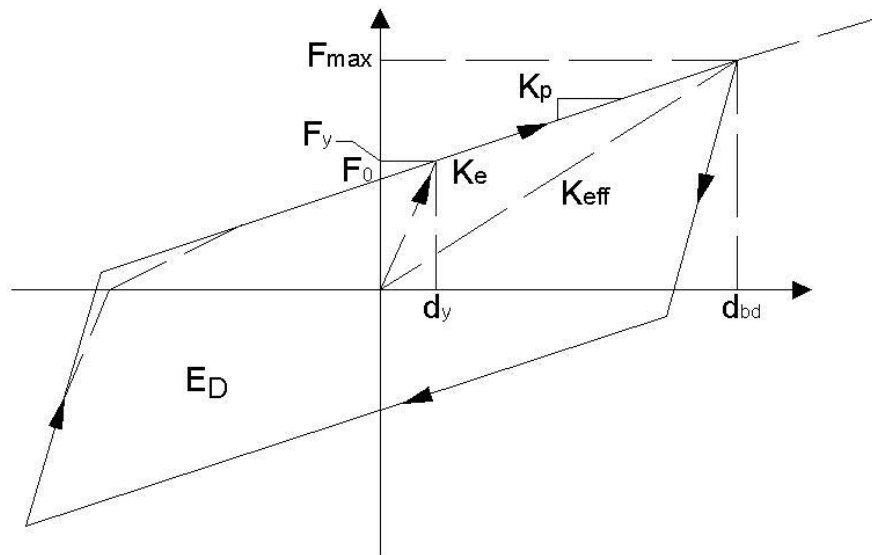
Εικόνα 3.11 : Ελαστομεταλλικός μονωτήρας με πυρήνα μολύβδου



Εικόνα 3.12 : Σκαριφηματική Τομή Εφεδράνου LRB

Το κύριο πλεονέκτημα εφεδράνου LRB είναι ότι παρέχει ευκαμψία για τις σεισμικές ανακυκλικές μετακινήσεις. Ο πυρήνας μολύβδου έχει υψηλή ελαστική ακαμψία, η οποία παρέχει επαρκή ακαμψία για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις. Συνεπώς όταν το εφεδράνο υποβάλλεται σε ανακυκλικές σεισμικές μετατοπίσεις, ο πυρήνας μολύβδου αναγκάζεται σε διατμητική παραμόρφωση από τις μεταλλικές πλάκες και διαρρέει εύκολα σε χαμηλά επίπεδα. Μετά την διαρροή ο μολύβδος παρουσιάζει σχεδόν τέλεια πλαστική συμπεριφορά. Το αποτέλεσμα είναι το εφεδράνο να εμφανίζει μια σχεδόν διγραμμική συμπεριφορά. Η ενεργός ακαμψία του εφεδράνου κάτω από την ανακυκλική σεισμική φόρτιση μειώνεται σημαντικά, όσο το εύρος της ανακυκλικής παραμόρφωσης ξεπερνά την μετατόπιση διαρροής του μολύβδου.

Η σχέση δύναμης μετατόπισης των συγκεκριμένων εφεδράνων μπορεί να περιγραφεί από τον διγραμμικοποιημένο βρόχο υστέρησης της εικόνας 3.14.



Εικόνα 3.13 : Διγραμμική συμπεριφορά μεταελαστικής συμπεριφοράς μονωτήρα

Όπου:

d_{bd} : η μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα, που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} του συστήματος σεισμικής μόνωσης.

d_Y : η μετακίνηση διαρροής του μονωτήρα

F_Y : η δύναμη διαρροής υπό μονοτονική φόρτιση

F_{max} : η μέγιστη δύναμη, που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd}

F_0 : η δύναμη σε μηδενική μετακίνηση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

$$F_0 = F_Y - K_P d_Y$$

K_e : η ελαστική δυσκαμψία υπό μονοτονική φόρτιση

$$K_e = F_Y / d_Y$$

K_P : η μετελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα

$$K_P = (F_{max} - F_Y) / (d_{bd} - d_Y)$$

E_D : Η αποσβενούμενη ενέργεια ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα d_{bd} που είναι ίση με το εμβαδό του υστερητικού βρόχου

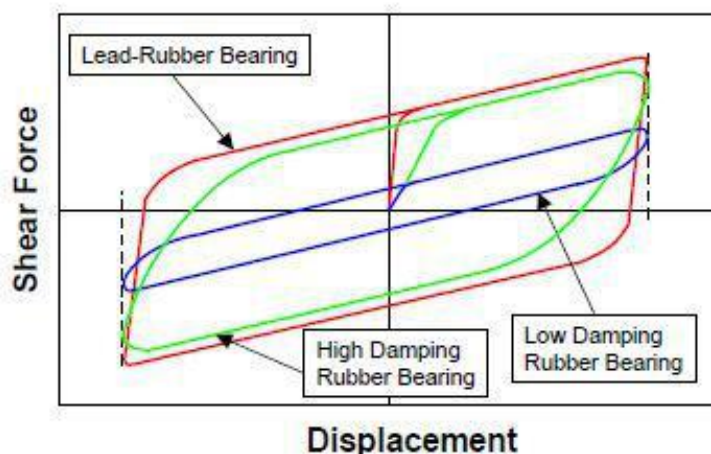
$$E_D = 4(F_Y d_{bd} - F_{max} d_Y)$$

Η διαρροή του μολύβδινου πυρήνα προσφέρει στα εφέδρανα υστερητική συμπεριφορά, που αποδίδεται από το παραπάνω διάγραμμα με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- ελαστική δυσκαμψία ίση με $K_e = K_L + K_R$, όπου K_L η δυσκαμψία του μολύβδινου πυρήνα και K_R η δυσκαμψία του ελαστομεταλλικού τμήματος του εφεδράνου
- μετελαστική δυσκαμψία $K_P = K_R$
- δύναμη διαρροής που δίνεται από την σχέση:

$$F_Y = F_{LY} (1 + K_R / K_L)$$

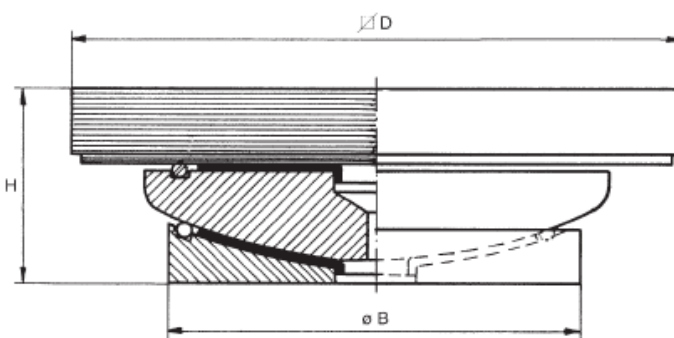
όπου $F_{LY} = K_L d_{LY}$ είναι η δύναμη στην οποία διαρρέει ο μολύβδος. Συνήθως, η ελαστική δυσκαμψία του μολύβδου είναι κατά πολύ μεγαλύτερη αυτής του ελαστομερούς, οπότε θεωρείται με επαρκή ακρίβεια ότι $K_e = K_L$ και $F_Y = F_{LY}$



Εικόνα 3.14 : Σύγκριση βρόχων υστέρησης για τους τρεις τύπους ελαστομεταλλικών εφεδράνων

3.5.1.2 Συστήματα τριβής

Τα συστήματα τριβής ή αλλιώς επονομαζόμενοι σεισμικοί μονωτήρες ολίσθησης αποτελούνται από δύο καμπύλες ή επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης που επιτρέπουν τις πλευρικές μετακινήσεις χάρη στη πολύ μικρή τριβή που έχουν ανάμεσά τους. Συνηθέστερα κατασκευάζονται από πολυτετραφθοροαιθυλένιο το οποίο είναι υλικό με πολύ μικρό συντελεστή τριβής.



Εικόνα 3.15 : Σεισμικός μονωτήρας ολίσθησης

Όταν η ασκούμενη πλευρική δύναμη ξεπεράσει τη τιμή της στατικής τριβής μεταξύ των δύο επιφανειών του μονωτήρα, τότε οι δύο πλάκες μετακινούνται σχετικά, αναγκάζοντας και την ανωδομή να μετακινηθεί χωρίς να εντείνεται. Το βάρος της κατασκευής αναγκάζει το μονωτήρα να επανέλθει στην αρχική του κατάσταση μετά το πέρας της οριζόντιας φόρτισης.

Ωστόσο σε περιπτώσεις πολύ μεγάλων μετακινήσεων οι δύο επιφάνειες μπορεί να οδηγηθούν η μία στην άκρη της άλλης, δημιουργώντας προβλήματα στην επαναφορά του μονωτήρα και στη λειτουργία του.

Δύο πολύ σημαντικά χαρακτηριστικά του συστήματος FPS είναι ότι η ιδιοπερίοδος της μονωμένης κατασκευής και ο βαθμός απόσβεσης δεν εξαρτώνται από την μάζα της κατασκευής. Ακόμη, για ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης, το οποίο αποτελείται από σεισμικούς μονωτήρες FPS ίδιας ακτίνας καμπυλότητας R , η ενεργός ακαμψία κάθε μονωτήρα είναι ανάλογη του βάρους που υποστηρίζει και κατά συνέπεια το κέντρο ακαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης ταυτίζεται με το κέντρο μάζας. Η ιδιότητα αυτή τείνει να μηδενίζει τις στρεπτικές κινήσεις της μονωμένης κατασκευής.

Διακρίνονται σε 2 τύπους ανάλογα με το αν οι επιφάνειες ολίσθησης, που είναι κατασκευασμένες από ανοξείδωτο χάλυβα είναι σφαιρικές ή επίπεδες.

➤ **Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης**

Τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης αποτελούνται από ένα τμήμα που ολισθαίνει προκειμένου να επιτρέψει στις κατασκευές να μετακινούνται πλευρικά. Όταν το έδαφος κινείται οριζόντια κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η σεισμική δύναμη μειώνεται (μονώνεται) μέσω των εφεδράνων ολίσθησης, έτσι ώστε μόνο οι δυνάμεις λόγω τριβής να μεταδίδονται στην κατασκευή του κτιρίου. Το βάρος της κατασκευής επιβάλλει στο εφέδρανο να επιστρέφει στην αρχική του κατάσταση, επανατοποθετώντας έτσι το κτίριο στην αρχική του θέση μετά από ένα σεισμό. Ένας κοινός τύπος εφεδράνων ολίσθησης είναι τα εκκρεμή εφέδρανα τριβής. Τα εκκρεμή εφέδρανα τριβής έχουν ως αρχή την κίνηση του εκκρεμούς και την τριβή, προκειμένου να μειώνουν τις σεισμικές δυνάμεις που επενεργούν σε μία κατασκευή. Με πιο απλά λόγια, αυτά τα εφέδρανα λειτουργούν σαν μια μπάλα μέσα σε ένα πιάτο. Ένα τέτοιο εφέδρανο αποτελείται από ένα υλικό που μπορεί να ολισθαίνει και μπορεί να προσαρτηθεί είτε στο θεμέλιο (κάτω), είτε στο κτίριο (πάνω) και μια ανοξείδωτη χαλύβδινη κοίλη επιφάνεια. Υπάρχει και ένα κάλυμμα (με μικρό συντελεστή τριβής) ανάμεσα στο υλικό που ολισθαίνει και την κοίλη επιφάνεια.

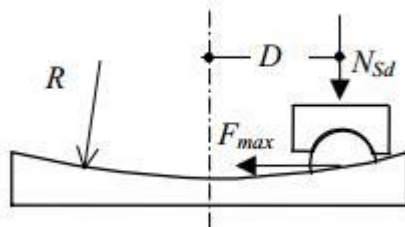
Όταν η σεισμική δύναμη υπερβεί τη δύναμη στατικής τριβής, το υλικό που ολισθαίνει μετακινείται πάνω στη κοίλη σφαιρική επιφάνεια. Η κίνηση του υλικού είναι παρόμοια αυτής του απλού εκκρεμούς και κάνει την υποστηριζόμενη κατασκευή να το ακολουθήσει. Καθώς το υλικό ανεβαίνει κατά μήκος της κοίλης σφαιρικής επιφάνειας, το εφέδρανο αναπτύσσει μία πλευρική δύναμη αντίστασης που είναι ισοδύναμη με το αποτέλεσμα του συνδυασμού της δύναμης τριβής και της δύναμης βαρύτητας του κτιρίου. Αυτό προσδίδει την απαιτούμενη απόσβεση του πλάτους ταλάντωσης για να απορροφηθεί η ενέργεια λόγω σεισμού.

Η σχέση δύναμης-μετακίνησης είναι:

$$F_{max} = \frac{N_{sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{sd} \text{sign}(d_{bd})$$

Η ενέργεια E_D που αποσβένεται ανά κύκλο στη μετακίνηση είναι:

$$E_D = 4\mu_d N_{sd} d_{bd}$$



Εικόνα 3.16 : Αναπαράσταση δυνάμεων σε μονωτήρα τριβής

➤ **Πλακοειδή εφέδρανα ολίσθησης**

Δεν αυξάνουν τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής παρά μόνο περιορίζουν την τέμνουσα δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή. Με τον τρόπο αυτό περιορίζουν τη σεισμική απαίτηση, αλλά οι μετακινήσεις που προκύπτουν είναι μεγαλύτερες. Ακόμα, απαιτούν επιπρόσθετους μηχανισμούς που αποτρέπουν τη πλαστική παραμόρφωση του συστήματος σεισμικής μόνωσης και εξασφαλίζουν την ανάπτυξη δυνάμεων επαναφοράς για τον περιορισμό των μετακινήσεων. Για τους παραπάνω λόγους δεν χρησιμοποιούνται σε κτιριακές κατασκευές.

Η δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή περιορίζεται σε:

$$F_{max} = \mu_d N_{sd} \text{sign}(d_b)$$

Όπου:

N_{sd} : η αξονική δύναμη που μεταφέρεται από τη συσκευή

$\text{sign}(d_b)$: είναι το πρόσημο του ανύσματος της ταχύτητας και d_b η σχετική μετακίνηση των 2 επιφανειών ολίσθησης.

μ_d : είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής

Ο συντελεστής τριβής γενικά εξαρτάται από την ταχύτητα ολίσθησης και την πίεση. Γενικά, ο συντελεστής τριβής μειώνεται όσο αυξάνει η πίεση και αυξάνει όσο αυξάνει η ταχύτητα ολίσθησης. Για δεδομένη πίεση ο Constantinou (1990) πρότεινε την παρακάτω σχέση:

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) \exp(-a|\dot{U}|)$$

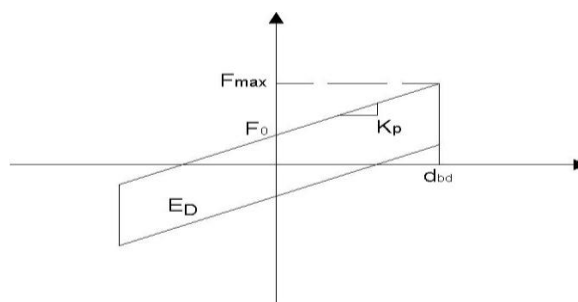
όπου f_{max} είναι η μέγιστη τιμή του συντελεστή τριβής (για $|\dot{U}| = \infty$) και f_{min} είναι η ελάχιστη τιμή του συντελεστή τριβής (για $|\dot{U}| = 0$). Επιπλέον a είναι συντελεστής, ο οποίος ελέγχει τη μεταβολή του συντελεστή τριβής με την ταχύτητα.

Η ενέργεια E_D που αποσβένεται ανά κύκλο στη μετακίνηση είναι:

$$E_D = 4\mu_d N_{sd} d_{bd}$$

και ο ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης β είναι:

$$\beta = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu}{D/R + \mu}$$

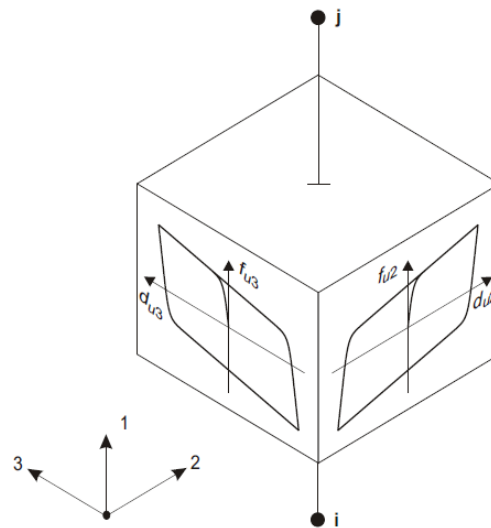


Εικόνα 3.17 : Συμπεριφορά τριβής

3.5.1.3 Προσομοίωση εφεδράνου LRB στο SAP2000 (CSI Analysis Reference Manual)

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου LRB. Το πρόγραμμα SAP 2000 προσομοιώνει το εφεδράνο LRB ως ένα διαξονικό υστερητικό μονωτήρα, ο οποίος εμφανίζει πλαστικές ιδιότητες για τις διευθύνσεις στις οποίες εκδηλώνονται οι διατμητικές παραμορφώσεις και παραμορφώνεται γραμμικά όσον αφορά τις άλλες παραμορφώσεις. Η προσομοίωση γίνεται με βάση το υστερητικό μοντέλο που πρότειναν οι Wen (1976) (Wen, 1976), Park & Wen & Ang (1986) (Park, Wen, & Ang, 1986) και με βάση την ανάλυση της μόνωσης που πρότειναν οι Nagarajaiah, Reinhorn & Constantinou (1991) (Constantinou, Nagarajaiah, & Reinhorn, 1991).

Πρέπει να εισαχθούν στο πρόγραμμα για τη γραμμική ανάλυση η ενεργός δυσκαμψία και η ενεργός απόσβεση του συστήματος. Για τη πλαστική ανάλυση πρέπει να εισαχθούν στο πρόγραμμα η μετελαστική δυσκαμψία, η δύναμη διαρροής και ο λόγος μετελαστικής προς ελαστικής δυσκαμψίας.



Εικόνα 3.18 : Διγραμμική υστερητική συμπεριφορά LRB (SAP 2000)

3.6 Παραδείγματα εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης

3.6.1 Σεισμικά μονωμένα κτίρια στις Ηνωμένες Πολιτείες

- Foothill Communities Law & Justice Center, County of San Bernardino, California



Εικόνα 3.19 : Foothill Communities Law & Justice Center, County of San Bernardino, California

Κτίριο 4 ορόφων που απέχει 12 μίλια από το ρήγμα του Αγίου Ανδρέα, στην πόλη Rancho Cucamonga, ήταν το πρώτο κτίριο των ΗΠΑ το 1985 που εφαρμόστηκε ο καινοτόμος αντισεισμικός σχεδιασμός με μόνωση βάσης ώστε να αντέχει σε σεισμό μεγέθους 8.3. Αποτελείται από 98 μονωτήρες τύπου LRB με συνολικό φορτίο 23.900 kips και αντοχή σε μετακίνηση 40cm.

Το ίδιο σύστημα ελαστομεταλλικών εφεδράνων χρησιμοποιήθηκε το 1990 για ένα κτίριο του Λος Άντζελες, το Fire Command and Control Facility (FCCF), το οποίο στεγάζει τα πληροφοριακά και επικοινωνιακά συστήματα για το πρόγραμμα υπηρεσιών έκτακτης ανάγκης της χώρας. Το κτίριο αυτό μονώθηκε σεισμικά με έναν συνδυασμό συμβατικών και μονωτικών συστημάτων σχεδιασμένα να παρέχουν τον ίδιο βαθμό προστασίας. Έτσι ο αντισεισμικός σχεδιασμός υπολογίστηκε πως κόστισε 6% λιγότερο από τον συμβατικό σχεδιασμό.

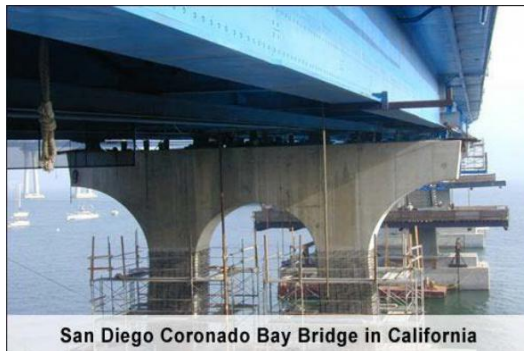
➤ Mackay School of Mines, University of Nevada - Reno, Nevada (retrofit)



Εικόνα 3.20 : Mackay School of Mines, University of Nevada - Reno, Nevada

Οι μηχανικοί κατάφεραν να βελτιώσουν την αντοχή του κτιρίου σε σεισμούς ανυψώνοντας τη θεμελίωση από το έδαφος, εγκαθιστώντας μια τάφρο και τοποθετώντας 44 ολισθητήρες με πλάκες Teflon και 64 υποστυλώματα με μόνωση βάσης στο υπόγειο. Το Mackay Mines είναι το δεύτερο ιστορικό κτίριο στις Ηνωμένες Πολιτείες με ενίσχυση με σεισμική μόνωση βάσης.

➤ San Diego Coronado Bay Bridge



Εικόνα 3.21 : San Diego Coronado Bay Bridge

Αυτό το διακεκριμένο έργο ήταν το πρώτο που χαρακτήριζε τις δοκιμές υψηλής ταχύτητας των εφεδράνων. Η διάταξη δοκιμής ήταν η πρώτη ικανή να ελέγχει τα εφέδρανα σε πραγματικές ταχύτητες σεισμού. Τα εφέδρανα είναι σχεδιασμένα να φιλοξενούν ένα ρήγμα έκτασης 1.2m κάτω από τη γέφυρα.

➤ Golden Gate Bridge



Εικόνα 3.22 : Golden Gate Bridge

Η βόρεια όψη της Golden Gate Bridge είναι ενισχυμένη με εφέδρανα DIS. Η μόνωση εξασφαλίζει ότι η γέφυρα θα αντέξει ένα σεισμό μεγέθους 8.3.

3.6.2 Σεισμικά μονωμένα κτίρια στην Ιαπωνία

Ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός είχε ανέκαθεν υψηλή θέση στην Ιαπωνία και πολλοί μηχανισμοί για την σεισμική προστασία των κατασκευών, συμπεριλαμβανομένων μορφών σεισμικής μόνωσης, αναπτύχθηκαν σε αυτήν. Οι Ιάπωνες μηχανικοί γενικώς σχεδιάζουν κτίρια με υψηλότερη σεισμική αντοχή από ότι στις Η.Π.Α ή την Ευρώπη και είναι πιο ανοιχτοί σε δαπανηρούς σχεδιασμούς.

Όλα τα έργα με σεισμική μόνωση στην Ιαπωνία έχουν εγκριθεί από μια μόνιμη επιτροπή του Υπουργείου Κατασκευής. Καθώς πολλά από τα ολοκληρωμένα κτίρια έχουν υποστεί σεισμούς, σε ορισμένες περιπτώσεις ήταν δυνατόν να συγκριθεί η απόκρισή τους με γειτονικές συμβατικά σχεδιασμένες κατασκευές. Σε κάθε περίπτωση που έγινε μια τέτοια σύγκριση, η απόκριση του σεισμικά μονωμένου κτιρίου υπήρξε ιδιαίτερα ικανοποιητική, ιδιαίτερα για τις κινήσεις του εδάφους με υψηλά επίπεδα επιτάχυνσης.

Ένα από τα μεγαλύτερα σεισμικά μονωμένα κτίρια στον κόσμο είναι το West Japan Postal Computer Center που βρίσκεται στην Σάντα, στην επαρχία του Kobe. Η χρήση της μόνωσης στην Ιαπωνία συνεχίζει να αναπτύσσεται, ιδιαίτερα μετά τον σεισμό του Kobe. Ως αποτέλεσμα της υψηλής απόδοσης του προαναφερθέντος κτιρίου, υπήρξε ταχύτερη αύξηση του αριθμού των αδειών για σεισμικά μονωμένα κτίρια, συμπεριλαμβανομένων πολλών διαμερισμάτων και πολυκατοικιών.



Εικόνα 3.23 : West Japan Postal Center, Sanda, Jap

3.6.3 Σεισμικά μονωμένα κτίρια στη Νέα Ζηλανδία

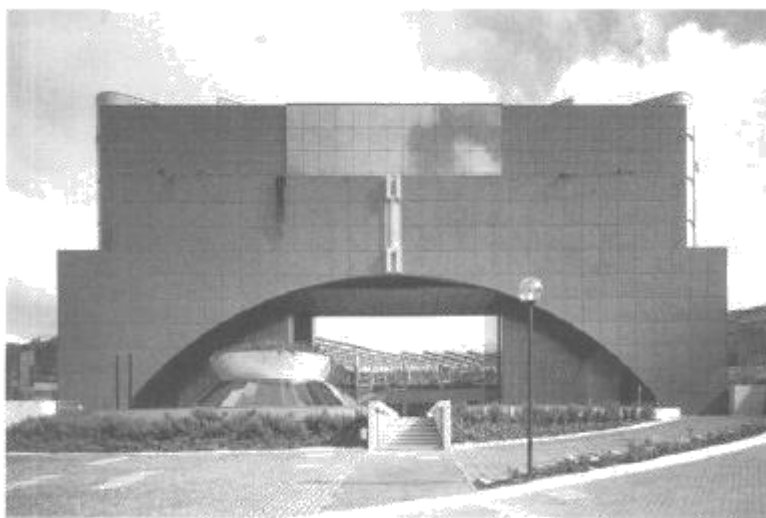
Το πρώτο σεισμικά μονωμένο κτίριο στη Νέα Ζηλανδία ήταν το κτίριο William Clayton στο Wellington. Ολοκληρώθηκε το 1981 και ήταν το πρώτο κτίριο στον κόσμο που μονώθηκε με εφέδρανα μολύβδου-καουτσούκ. Άλλα σεισμικά μονωμένα κτίρια είναι το Union House, στο Ωκλαντ, το Wellington Central Police Station και το National Museum of New Zealand στο Wellington.



Εικόνα 3.24 : Union House, Auckland, New Zealand

3.6.4 Σεισμικά μονωμένα κτίρια στην Ευρώπη

Στην Ευρώπη η σεισμική μόνωση έχει μελετηθεί πιο ενεργά στην Ιταλία υπό την αιγίδα της Εθνικής Ομάδας Εργασίας για την Σεισμική Μόνωση [Gruppo de Lavoro isolamento Sismico (GUS)]. Ένα από τα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί με σεισμική μόνωση στην Ιταλία είναι το Κέντρο Διοίκησης της Εθνικής Τηλεφωνικής Εταιρείας (Administration Center of the National Telephone Company (SIP), ένα συγκρότημα από πέντε 7-όροφα κτίρια στην Ancona.



Εικόνα 3.25 : The SIP Complex, Ancona, Italy

Στην Ελλάδα μέχρι τώρα η σεισμική μόνωση έχει εφαρμοστεί σε γέφυρες (π.χ. Ισθμός Κορίνθου) και σε κατασκευές με μεγάλη σημασία που απαιτείται να παραμείνουν λειτουργικές τόσο κατά την διάρκεια, όσο και ύστερα από έναν πολύ ισχυρό σεισμό, όπως οι δεξαμενές αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου στην Ελλάδα (ΥΦΑ) στο νησί Ρεβυθούσα, κοντά στην Αθήνα. Αυτές οι δεξαμενές περιέχουν 38 εκατομμύρια γαλόνια εύφλεκτου ΥΦΑ και βρίσκονται σε μία από τις σεισμικά υψηλότερες περιοχές της Ευρώπης. Οι απαιτήσεις για την απόδοση των εφεδράνων του συγκεκριμένου έργου ήταν οι πιο αυστηρές στην ιστορία της σεισμικής μόνωσης. Τα εφεδράνα απαιτούνταν να διατηρούν τις σχεδιαστικές τους ιδιότητες και παράλληλα να υπομένουν τις επιπτώσεις από 35 χρόνια γήρανσης σε ένα θαλάσσιο περιβάλλον, ταυτόχρονες πλευρικές και κατακόρυφες σεισμικές κινήσεις, θερμοκρασίες που κυμαίνονται από -12°C έως 30°C . Εφεδράνα τριβής (*Friction Pendulum Bearings*) επιλέχθηκαν πάνω από τα ελαστομερή εφεδράνα μετά από δοκιμές που έδειξαν ότι ήταν σε καλύτερη θέση να ικανοποιήσουν αυτές τις απαιτήσεις υψηλών επιδόσεων και να επιτευχθεί η ασφαλέστερη απόκριση της δεξαμενής. Οι δεξαμενές διαστάσεων 75m (διάμετρος) και 35m (ύψος) στηρίζονται πάνω σε 212 εφεδράνα τριβής. Κάθε ένα από αυτά έχει: κάθετο φορτίο 900tons, δυναμική περίοδο 2.75sec, τριβή 5%, δυνατότητα μετατόπισης 30.5cm και ζυγίζει 1.8tons. Η χωρητικότητα τους ανέρχεται στα 173 εκατομμύρια λίτρα και αποτελούν τις μεγαλύτερες αλλά και τις βαρύτερες σεισμικά μονωμένες δεξαμενές του κόσμου.



Εικόνα 3.26 : Εγκατάσταση σεισμικών εφεδράνων τριβής στη Ρεβυθούσα, Ελλάδα

Ένα άλλο κτίριο που σχεδιάστηκε με την τεχνική της σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα ήταν η Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών του Ιδρύματος Ωνάση, η οποία είναι μια κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος που έχει μοναδικό σχήμα και δυναμική συμπεριφορά. Προκειμένου να συνδυαστεί ο κατασκευαστικός σχεδιασμός με τις σεισμικές προδιαγραφές υψηλής απόδοσης που τέθηκαν, έπρεπε να χρησιμοποιηθεί σεισμική μόνωση. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης διαχωρίζει οριζόντια την ανωδομή από το υπόγειο. Τη μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στο υπόγειο αναλαμβάνουν 46

εφέδρανα ολίσθησης (FPS, $R=2.235\text{m}$, $D=0.25\text{m}$, $L=25000\text{KN}$) πάνω από τα οποία βρίσκεται πλάκα πάχους 1.50m .



Εικόνα 3.27 : Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών του Ιδρύματος Ωνάση, Αθήνα, Ελλάδα

Τέλος, η σεισμική μόνωση κρίθηκε ως η πλέον ενδεδειγμένη μέθοδος την προστασία του νέου Μουσείου της Ακρόπολης που βρίσκεται στο νότιο άκρο της Ακρόπολης. Η σπουδαιότητα του κτιρίου, μαζί με την τεράστια ιστορική αξία των εκθεμάτων δεν άφηναν περιθώρια για οποιασδήποτε μορφής ζημιά στο σκελετό του κτιρίου. Ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός προέβλεπε μεγάλους ανοιχτούς χώρους στο εσωτερικό, έτσι ώστε να παρέχεται ανεμπόδιστη θέα του Παρθενώνα. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης αποτελείται από 94 σεισμικές συσκευές τριβής (*FPS*). Το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης είναι εγκατεστημένο κάτω από μια τσιμεντένια βάση διαστάσεων 110m x 70m, πάνω στην οποία έχει κατασκευαστεί το τετραώροφο κτίριο ύψους 40m. Τα εφάδρανα είναι σχεδιασμένα να αναλαμβάνουν κατακόρυφο φορτίο 160000KN και έχουν μέγιστη οριζόντια μετατόπιση +/- 250 χιλιοστά.



Εικόνα 3.28 : Μουσείο Ακρόπολης, Αθήνα, Ελλάδα



Εικόνα 3.29 : Μουσείο Ακρόπολης, Αθήνα, Ελλάδα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

4.1 Γενικά

Όπως έχει αναφερθεί, η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη κτιρίου επιδιώκεται με την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του. Εξετάζεται ένας τύπος μόνωσης αυτός με ελαστομεταλλικά εφεδράνα που αποτελούνται όμως από ειδικό ελαστομερές υψηλής απόσβεσης (HDRB), με στόχο την περαιτέρω απορρόφηση ενέργειας και μείωση των σεισμικών απαιτήσεων που εισάγονται στην κατασκευή. Ο σχεδιασμός των εφεδράνων που περιγράφεται αναλυτικά στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης του Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, ενώ η τελική επιλογή των διαστάσεων των εφεδράνων βασίστηκε στους πίνακες της εταιρείας ALGA.

4.2 Βασικές αρχές σχεδιασμού – Φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα EC-8

Τα στοιχεία που αποτελούν το σύστημα μόνωσης σχεδιάζονται έτσι ώστε να είναι σε θέση να παραλάβουν τόσο τα κατακόρυφα φορτία που τους αντιστοιχούν, αλλά κυρίως να μπορούν να λειτουργούν με ασφάλεια στις συνολικές μέγιστες μετακινήσεις. Η απαίτηση για μετακινήσεις, στα πλαίσια της εργασίας αυτής, θεωρείται ότι οφείλεται αποκλειστικά στη δράση του σεισμού, οπότε και ενδιαφέρουν οι σεισμικές μετακινήσεις σχεδιασμού. Για το σκοπό αυτό, γίνεται χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για τον σεισμό σχεδιασμού (Design Earthquake – DE) με τις εξής παραδοχές :

α. Το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής κατατάσσεται στην κατηγορία C, χωρίς να είναι διαθέσιμα γεωτεχνικά δεδομένα για τη συγκεκριμένη θέση, υποθέτοντας απλά πως μια τέτοια παραδοχή είναι γενικά συμβατή με τις γεωλογικές συνθήκες που έχουν κατά καιρούς τεκμηριωθεί για την ευρύτερη περιοχή.

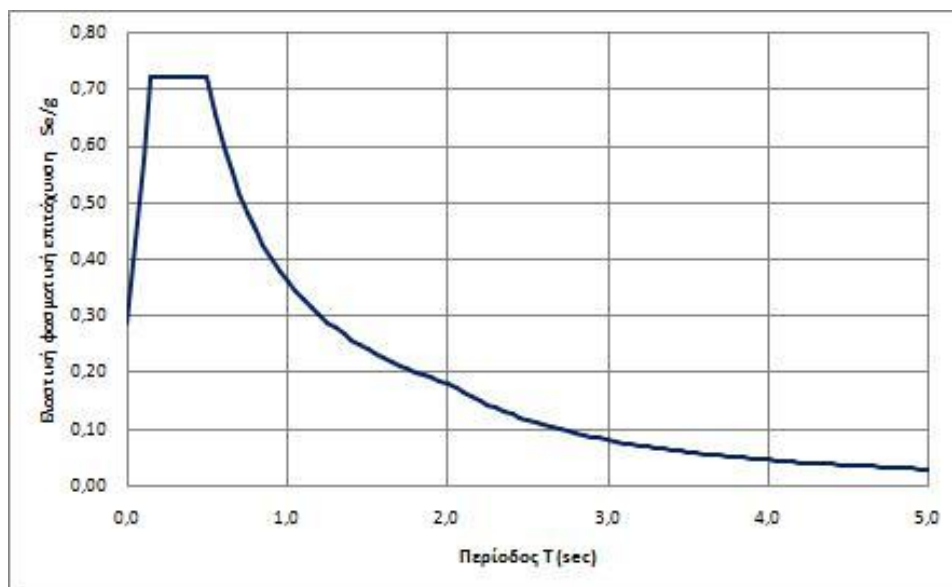
β. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση θεωρήθηκε ίση με 0.36g (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III) παρότι η περιοχή του Γαλασίου ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, καθώς επιθυμούσαμε δυσμενέστερα αποτελέσματα ώστε να είναι πιο ξεκάθαρη η απόκριση της κατασκευής πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.

γ. Το φάσμα ελαστικής απόκρισης είναι τύπου 1, καθώς θεωρήθηκε πως οι σεισμοί που συμβάλλουν στην επικινδυνότητα της περιοχής μπορεί να έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας M_S μεγαλύτερο του 5.5.

Βάσει των ανωτέρω προκύπτουν οι τιμές των παραμέτρων του πινάκα 4.1, οι οποίες χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού επιταχύνσεων ($S_a - T$) της εικόνας 4.1.

Πίνακας 4.1 : Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού επιταχύνσεων EC-8.

a/a	Παράμετροι Φάσματος Σχεδιασμού	Τιμή
1	Συντελεστής εδάφους S	1.15
2	Περίοδος T_B	0.20 sec
3	Περίοδος T_c	0.60 sec
4	Περίοδος T_D	2.50 sec



Εικόνα 4.1 : Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού κατά EC-8.

Οι οριζόντιες συνιστώσες του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού ορίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις :

- $0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (n * 2.5 - 1) \right]$ (4.1)

- $T_B \leq T \leq T_c: S_e(T) = a_g * S * n * 2.5$ (4.2)

- $T_c \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g * S * n * 2.5 * \frac{T_c}{T}$ (4.3)

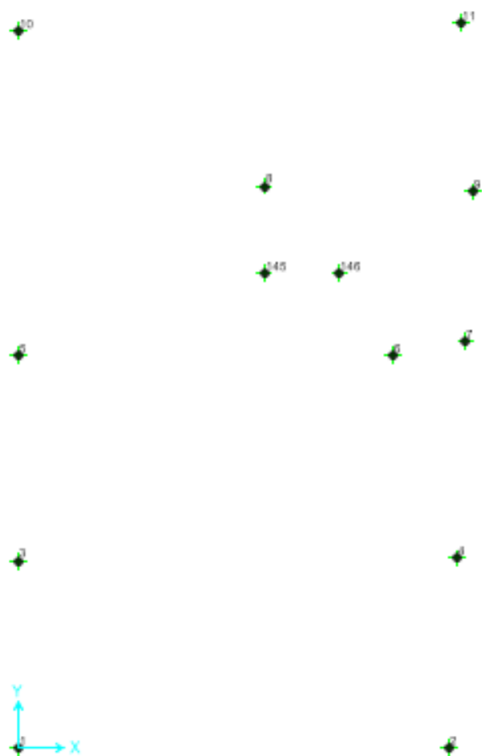
- $T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}: S_e(T) = a_g * S * n * 2.5 * \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right]$ (4.4)

4.3 Σχεδιασμός ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου (LRB)

Ο σχεδιασμός των εφεδράνων αυτών βασίζεται σε ελαστικές επιλύσεις του προσομοιώματος για τα κατακόρυφα φορτία και το φάσμα σχεδιασμού του EC-8, καθώς η συμπεριφορά των εφεδράνων είναι ουσιαστικά γραμμική και η ανωδομή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται επίσης ελαστικά, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.0$ στο φάσμα επιταχύνσεων. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων λαμβάνονται από κατάλληλους πίνακες της εταιρείας ALGA ανάλογα με τις διαστάσεις που επιλέγονται (διάμετρος και συνολικό ύψος ελαστομερούς). Η διαδικασία του σχεδιασμού συνοψίζεται στα ακόλουθα βήματα :

Βήμα 1 :

Καθορίζονται ο αριθμός και οι θέσεις των εφεδράνων στην κατασκευή. Κριτήρια για την επιλογή αυτή αποτελούν τόσο η γεωμετρία του φορέα, η οποία «υποδεικνύει» υποψήφιες θέσεις επιλογής όσο και η απαίτηση για οικονομία που οδηγεί τον μελετητή στη βέλτιστη λύση λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη δύο σημαντικές παραμέτρους την κατά το δυνατόν ομοιόμορφη κατανομή των κατακόρυφων δυνάμεων στα εφέδρανα με περιορισμό των υψηλών τιμών και την αποφυγή επιλογής μεγάλου αριθμού μονωτήρων, η οποία ενώ έχει ως αποτέλεσμα μικρές αξονικές δυνάμεις στα εφέδρανα. Βάσει των ανωτέρω επελέγη η τοποθέτηση 13 εφεδράνων, όπως φαίνεται στην εικόνα .4.2. Οι κατακόρυφες δυνάμεις που δρουν στα εφέδρανα υπό τον σεισμικό συνδυασμό 1.0G+0.3Q, υπολογίζονται θεωρώντας πακτώσεις στις θέσεις των εφεδράνων (άπειρη κατακόρυφη δυστένεια), παραδοχή που δεν απέχει πολύ από την πραγματικότητα καθώς και για τα εφέδρανα η κατακόρυφη δυστένεια έχει πολύ υψηλή τιμή. Οι δυνάμεις αυτές δίνονται στον πίνακα 4.2



Εικόνα 4.2 : Διαμόρφωση του συστήματος σεισμικής μόνωσης - Θέσεις εφεδράνων και αρίθμηση των αντίστοιχων κόμβων του προσομοιώματος.

Πίνακας 4.2 : Κατακόρυφες δυνάμεις εφεδράνων για τον σεισμικό συνδυασμό 1.0G+0.3Q.

α/α κόμβου στάθμης z= 0 m	Συνδυασμός φόρτισης	Θλιπτική δύναμη Fz (kN)
1	1.0G + 0.3Q	-669.951
2	1.0G + 0.3Q	-687.541
3	1.0G + 0.3Q	-449.355
4	1.0G + 0.3Q	-535.240
5	1.0G + 0.3Q	-956.967
6	1.0G + 0.3Q	-580.385
7	1.0G + 0.3Q	-316.071
8	1.0G + 0.3Q	-241.639
145	1.0G + 0.3Q	-337.753
146	1.0G + 0.3Q	-85.181

9	1.0G + 0.3Q	-327.591
10	1.0G + 0.3Q	-1022.106
11	1.0G + 0.3Q	-742.646

Βήμα 2 :

Επιλέγονται τα αρχικά γεωμετρικά δεδομένα των εφεδράνων από τους πίνακες της εταιρείας ALGA με βάση την κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού V_{Ed} . Επομένως, η διαστασιολόγηση των εφεδράνων πραγματοποιείται για την μέγιστη τιμή της κατακόρυφης δύναμης, η οποία είναι ίση με 1022.106 KN.

Από τους πίνακες ALGA επιλέγονται εκείνα τα εφέδρανα που έχουν φέρουσα ικανότητα έναντι κατακορύφων φορτίων V μεγαλύτερη της δύναμης σχεδιασμού V_{Ed} , ωστόσο η κρίσιμη παράμετρος για το σχεδιασμό είναι η οριζόντια σεισμική μετακίνηση που υπολογίζεται σύμφωνα με το βήμα 3 παρακάτω, με αποτέλεσμα να απαιτείται μια διαδικασία δοκιμών και διορθώσεων για τις διαστάσεις των εφεδράνων. Επιλέγονται δηλαδή εφέδρανα με $V \geq V_{Ed}$ αλλά η ικανοποίηση των απαιτήσεων σε μετακινήσεις σύμφωνα με τους απαιτούμενους ελέγχους που περιγράφονται στο βήμα 4 καθορίζει κατά πόσο οι διαστάσεις είναι επαρκείς κι άρα αποδεκτές.

Βήμα 3 :

Στο βήμα αυτό προσδιορίζεται η διγραμμική καμπύλη οριζόντιας δύναμης F – οριζόντιας μετακίνησης δ των εφεδράνων που έχουν επιλεγεί στο βήμα 2, η γνώση της οποίας είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό της μετακίνησης σχεδιασμού σύμφωνα με την επαναληπτική διαδικασία του βήματος 4. Ο προσδιορισμός της διγραμμικής καμπύλης F - δ συνίσταται στον υπολογισμό της δύναμης διαρροής F_y των εφεδράνων, και της αντίστοιχης μετακίνησης δ_y .

Πρόκειται για μια επαναληπτική διαδικασία, όπου γίνεται υπόθεση κάποιας τιμής της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} . Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} και η αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού. Η ενεργός δυσκαμψία ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης που αποτελείται από i μονάδες και η καθεμία έχει δυσκαμψία $K_{eff,i}$ στην εξεταζόμενη διεύθυνση υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i}$$

Η αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα d_{cd} δίνεται από τη σχέση

$$E_{D,i} = 4(F_Y d_{cd} - F_{max} d_Y)$$

Η συνολική ενέργεια του συστήματος υπολογίζεται από τη σχέση

$$E_D = \sum E_{D,i}$$

Έχοντας υπολογίσει την ενέργεια του συστήματος της σεισμικής μόνωσης, υπολογίζεται η ενεργός απόσβεση και η ενεργός ιδιοπερίοδος.

Ενεργός απόσβεση:

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_D}{k_{eff} d_{cd}^2}$$

Ενεργός ιδιοπερίοδος:

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

Αφού υπολογιστεί και η φασματική επιτάχυνση $S_e(T)$, υπολογίζεται και η μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd}

$$d_{cd} = \frac{T_{eff}^2 S_e(T)}{4\pi^2}$$

Η σύγκλιση επιτυγχάνεται σε ποσοστό 5%.

Βήμα 4:

Απαιτούμενοι έλεγχοι για το σύστημα της σεισμικής μόνωσης

(Προσχέδιο οδηγιών για το σχεδιασμό κτιρίων με σεισμική μόνωση, Ιούλιος 2007)

Όλα τα στοιχεία της σεισμικής μόνωσης πρέπει να μελετηθούν, ώστε να λειτουργούν με ασφάλεια στις συνολικές μέγιστες μετακινήσεις. Να σημειωθεί ότι δεν επιτρέπεται ανασήκωμα των μονωτήρων υπό την επίδραση σεισμού και δεν επιτρέπεται εφελκυσμός των εφεδράνων.

Η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση σε κάθε διεύθυνση σχεδιασμού του εφεδράνου $\varepsilon_{b,d}$ ορίζεται ως το άθροισμα:

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

Όπου:

$\varepsilon_{c,d}$: η διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού που οφείλεται στο κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο

$\varepsilon_{s,d}$: η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην συνολική μέγιστη μετατόπιση του εφεδράνου

$\varepsilon_{\alpha,d}$: η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην συνολική στροφή σχεδιασμού του εφεδράνου

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης $\varepsilon_{c,d}$ δίδεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.5P}{A_rGS}$$

Όπου:

G: το μέτρο διάτμησης του εφεδράνου

P: το μέγιστο θλιπτικό φορτίο του εφεδράνου υπό το σεισμικό συνδυασμό

S: ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου

Για κυκλικά εφέδρανα:

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

A_r : Η ελάχιστη ενεργός επιφάνεια του εφεδράνου

Για κυκλικά εφέδρανα:

$$A_r = (\delta - \sin \delta) \frac{D_{ext}^2}{4}$$

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_{Ed}}{D_{ext}} \right)$$

$$D_{Ed} = \sqrt{D_{d,x}^2 + D_{d,y}^2}$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω μετακίνησης $\varepsilon_{q,d}$ δίδεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{D_{Ed}}{nt_i}$$

Όπου

D_{Ed} : η συνολική μέγιστη σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού του εφεδράνου

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

και $D_{Ed,x}$ και $D_{Ed,y}$ οι συνιστώσες της D_{Ed}

t_i : το πάχος του ελαστομερούς

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω στροφών υπολογίζεται:

Για κυκλικά εφεδράνα

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{D^2_{\text{ext}} a_d}{2t_i \sum t_i}$$

Όπου

$$a_d = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}$$

Η επιρροή της παραμόρφωσης λόγω στροφών, συνήθως δεν λαμβάνεται υπόψη σε κτίρια.

Ο έλεγχος της μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης σχεδιασμού γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\varepsilon_{b,d} \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m}$$

Όπου

$\varepsilon_{u,k}$: η ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού $\varepsilon_{u,k} = 7.0$

$\gamma_m = 1.15$

Ακόμη πρέπει $\varepsilon_{s,d} \leq 2$

Για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου πρέπει να ισχύει ένα από τα παρακάτω κριτήρια:

$$D \geq 4 \sum t_i$$

ή

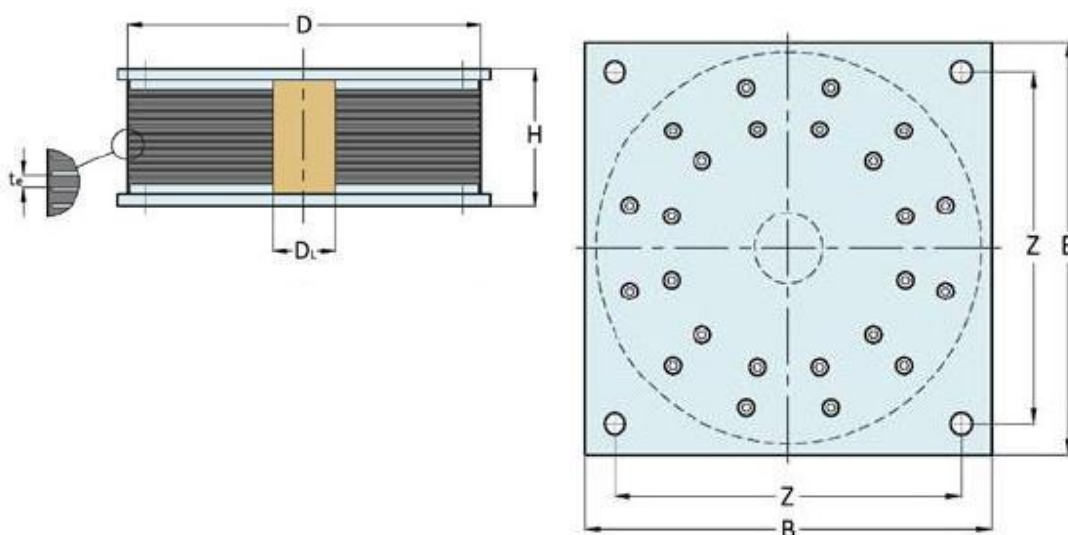
$$\sigma_e \leq \frac{2D}{3 \sum t_i} GS$$

4.4 Προδιαστασιολόγηση ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου

Με βάση τις απαιτήσεις που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο από τους πίνακες ALGA επιλέχθηκαν κατάλληλα εφεδράνα LRS 500*170.

Πίνακας.4.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνου LRS 500*170

Συνολικό πάχος ελαστομερούς:	$t_e = 0.17\text{m}$
Συνολικό ύψος μονωτήρα:	$H = 0.324\text{m}$
Διάμετρος ελαστομερούς:	$D = 0.50\text{m}$
Απαιτούμενος χώρος για τα μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις:	$B = 50.5\text{m}$
Απόσταση μεταξύ των αγκυρώσεων και στις δύο διευθύνσεις:	$Z = 37.875\text{m}$
Πάχος στρώσης ελαστομερούς:	$t_i = 0.007\text{m}$



Εικόνα.4.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μονωτήρα

Οι μηχανικές ιδιότητες του μονωτήρα είναι :

Πίνακας 4.4: Μηχανικές Ιδιότητες μονωτήρα

Βίσκο-απόσβεση μονωτήρα	$\xi_r = 10\%$
Μέτρο διάτμησης	$G = 400 \text{ kN/m}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο για ULS	$v_{\max} = 1200 \text{ kN}$
Κατακόρυφο φορτίο για σεισμικό συνδυασμό	$v_{\text{sism}} = 500 \text{ kN}$
Οριζόντια δυσκαμψία (ελαστομερές)	$K_r = 450 \text{ kN/m}$
Οριζόντια δυσκαμψία (πυρήνας μολύβδου)	$K_{\text{lead}} = 4860 \text{ kN/m}$
Όριο διαρροής για πυρήνα μολύβδου	$F_{\text{ly}} = 69 \text{ kN}$
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία	$K_{\text{eff}} = 630 \text{ kN/m}$
Μετατόπιση σχεδιασμού	$S_{\max} = 0.34 \text{ m}$
Ενεργός απόσβεση	$\beta_{\text{eff}} = 28\%$
Ελαστική δυσκαμψία	$K_e = 5310 \text{ kN/m}$
Δύναμη διαρροής	$F_y = 75.389 \text{ kN}$

Μετακίνηση διαρροής	$dy=0.0142m$
Μεταελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα	$KP=436.2834kN/m$

Στη συνέχεια ορίστηκε το οριζόντιο ελαστικό φάσμα σύμφωνα με τον EC8.

Πίνακας 4.5 :Ελαστικό Φάσμα EC8

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση	$a_{gr}=0.36g$
Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου	$\gamma_I=1$
Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού	$a_g=3.5316$
Περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης	$T_B=0.20s$
Περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης	$T_C=0.6s$
Η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του εδάφους	$T_D=2.5s$
Συντελεστής εδάφους	$S=1.15$

Ακολούθως προσδιορίζεται η μετακίνηση σχεδιασμού σύμφωνα με τη μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος

Πίνακας.4.6 : Υπολογισμός της μετακίνησης σχεδιασμού

Επανάληψη 1^η	
Υποθετική τιμή μετακίνησης σχεδιασμού	$d_{cd}=0.09m$
Αριθμός εφεδράνων	$n=13$
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία συστήματος	$K_{eff}=8190kN/m$
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού	$F_{max}=109.5 kN$
Αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού	$ED=20.92$
Συνολική ενέργεια	$\Sigma Ed=271.98$
Ενεργός απόσβεση	$\xi_{eff}=0.6528$
Μάζα αναδομής	$M=711.77kN/(m/s^2)$
Ενεργός ιδιοπερίοδος	$T_{eff}=1.851s$
Φασματική επιτάχυνση	$S_e(T)=1.241$
Μετακίνηση σχεδιασμού	$d_{dc} =0.1079m$
Σύγκλιση	$0.198 > 5 \%$

Επανάληψη 2^η	
Νέα τιμή μετακίνησης σχεδιασμού	$d_{cd}=0.1078 m$
Αριθμός εφεδράνων	$n=13$
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία συστήματος	$K_{eff}=8190kN/m$
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού	$F_{max}=117.54 kN$
Αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού	$ED=25.85$

Συνολική ενέργεια	$\Sigma Ed=336.1$
Ενεργός απόσβεση	$\xi_{eff}=0.5616$
Μάζα ανωδομής	$M=711.77kN/(m/s^2)$
Ενεργός ιδιοπερίοδος	$T_{eff}=1.851s$
Φασματική επιτάχυνση	$S_e(T)=1.3306$
Μετακίνηση σχεδιασμού	$d_{dc}=0.1156 m$
Σύγκλιση	0.072 > 5 %
Επανάληψη 3^η	
Νέα τιμή μετακίνησης σχεδιασμού	$d_{cd}=0.1156 m$
Αριθμός εφεδράνων	$n=13$
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία συστήματος	$K_{eff}=8190kN/m$
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού	$F_{max}=121.04 kN$
Αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού	$ED=27.99$
Συνολική ενέργεια	$\Sigma Ed=363.96$
Ενεργός απόσβεση	$\xi_{eff}=0.5292$
Μάζα ανωδομής	$M=711.77kN/(m/s^2)$
Ενεργός ιδιοπερίοδος	$T_{eff}=1.851s$
Φασματική επιτάχυνση	$S_e(T)=1.3306$
Μετακίνηση σχεδιασμού	$d_{dc}=0.1156 m$
Σύγκλιση	0.02758 < 5 %

Όπως παρατηρούμε η σύγκλιση επιτυγχάνεται για ποσοστό μικρότερο του 5% στην 3^η επανάληψη.

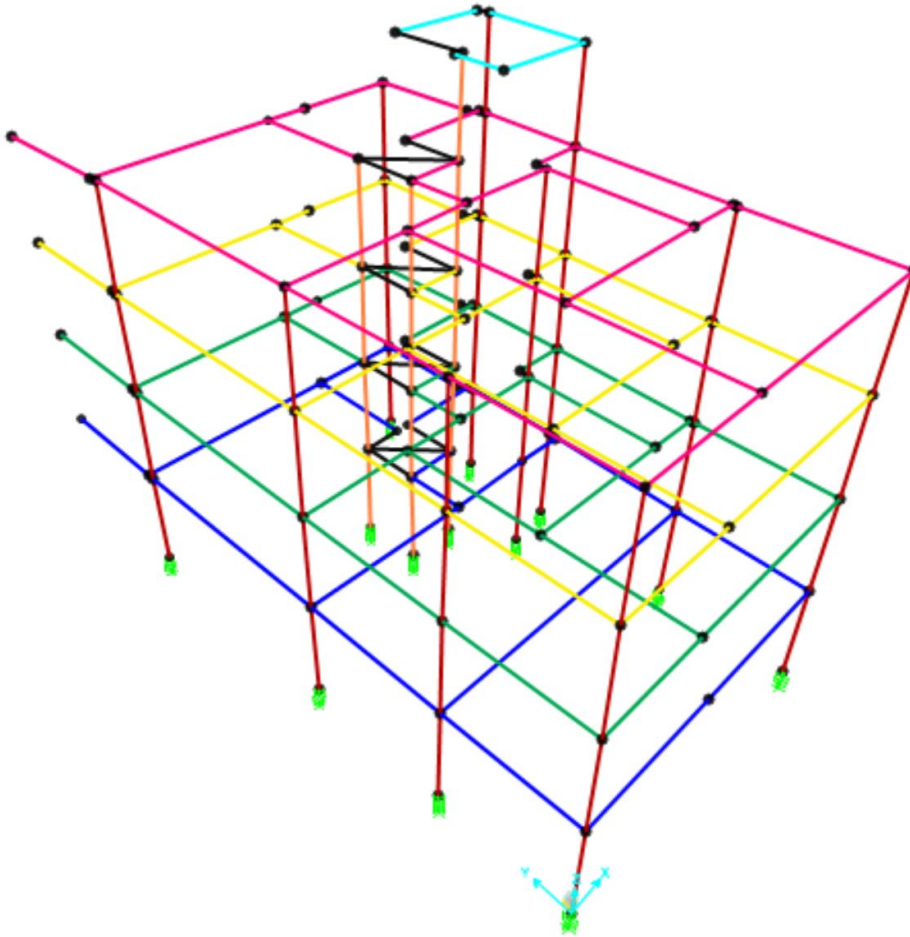
4.5 Έλεγχοι εφεδράνου σύμφωνα με το προσχέδιο οδηγιών

Πίνακας.4.7: Έλεγχος των εφεδράνων

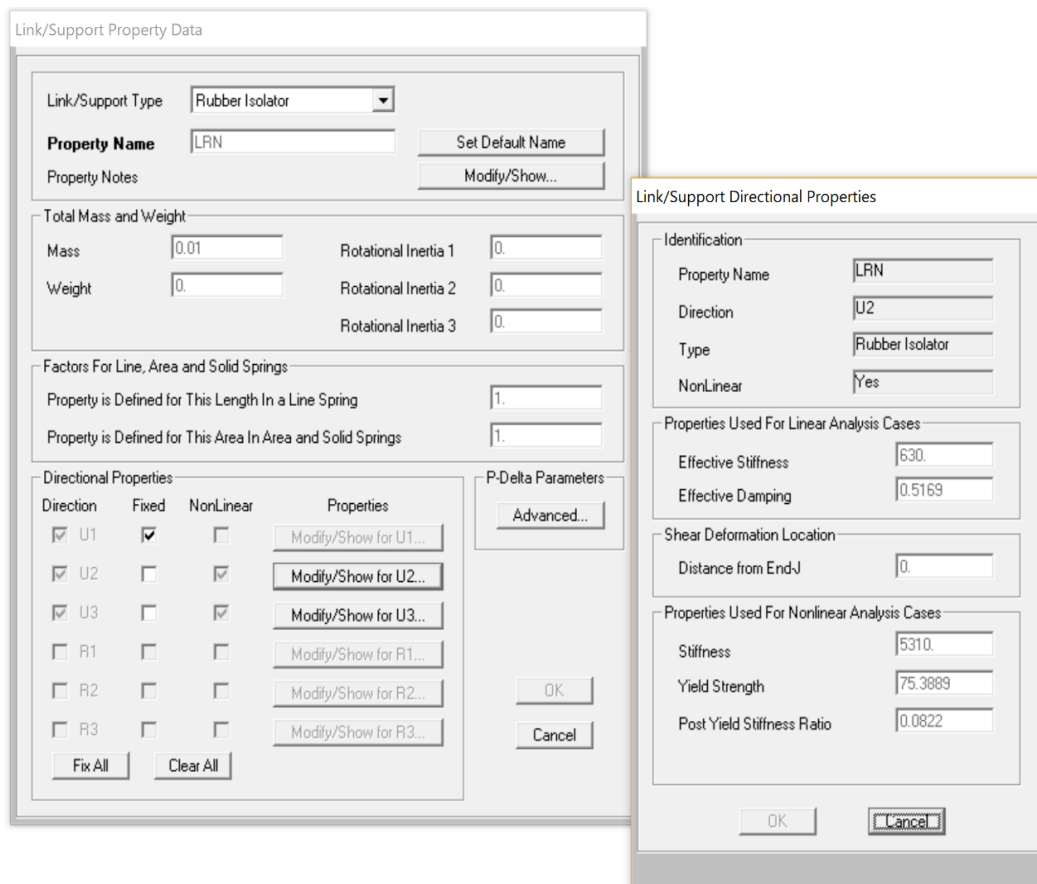
Διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη συνολική μέγιστη μετακίνηση του εφεδράνου $\varepsilon_{s,d}$	Παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών ($\Delta t=25^\circ C$, $\alpha_i=0.00001$)	$\varepsilon_{td}=0.00191$
	Συνολική μέγιστη σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού	$db_{i,a}=0.1782m$
	$\varepsilon_{s,d} = \varepsilon_{t,d} + db_{i,a} = 1.0485$	
	ΕΛΕΓΧΟΣ ($\varepsilon_{s,d} \leq 2$)	ok
Διατμητική παραμόρφωση που οφείλεται στην αξονική θλίψη $\varepsilon_{c,d}$	Συντελεστής σχήματος του εφεδράνου	$S=17.85$
	Ελάχιστη ενεργός επιφάνεια εφεδράνου	$A_r=0.10916m^2$
	Μέγιστο θλιπτικό φορτίο εφεδράνου υπό σεισμικό συνδυασμό	$N_{sd}=1022.106kN$
	$\varepsilon_{c,d} = 1.966$	
Ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω στροφών σε κτίρια	Η επιρροή της θεωρείται αμελητέα	

Μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση	$\varepsilon_{b,d} = 3.015$	
	ΕΛΕΓΧΟΣ ($\varepsilon_{b,d} \leq 7/1.15$)	ok
Έλεγχος εξασφάλισης ευστάθειας του εφεδράνου	$D \geq 4t_e$	ok
	ή	
	$\sigma_e \leq 2DGS/(3t_e)$	ok

Συνεπώς, αφού ικανοποιούνται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι, το εφεδράνο είναι αποδεκτό. Ακολουθεί η εισαγωγή του μονωτήρα στο πρόγραμμα.



Εικόνα.4.4: Σεισμικά μονωμένη κατασκευή με εφεδράνα LRB



Εικόνα.4.5: Εισαγωγή των παραμέτρων του μονωτήρα στο SAP2000

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

5.1 Γενικά

Ο σεισμός αποτελεί τυχηματική δράση. Η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού εξαρτάται από τον στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I και ενδεχομένως τον διορθωτικό συντελεστή απόσβεσης η , για υλικά των στοιχείων με κρίσιμο ποσοστό (ιξώδους) απόσβεσης ξ διάφορο του 5%.

Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

5.2 Φάσματα απόκρισης

Γενικώς χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης του EC8-1 συναρτήσει της ιδιοπεριόδου του κτιρίου και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ή του δείκτη συμπεριφοράς q . (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2013)

Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα «φάσματα σχεδιασμού» σύμφωνα με τον EC8-1 3.2.2.5.

για $T_c \leq T \leq T_D$ χρησιμοποιείται η σχέση $S_d(T) = \gamma_I \alpha_{gR} S(2.5/q)(T_c/T)$

Σε περίπτωση εφαρμογής μη-γραμμικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα ομαλοποιημένα «ελαστικά φάσματα» σύμφωνα με τον EC8-1 3.2.2.2. για $T_c \leq T \leq T_D$ χρησιμοποιείται η σχέση $S_d(T) = \gamma_I \alpha_{gR} S 2.5 \eta (T_c/T)$

Το ποσοστό απόσβεσης ξ διαφοροποιείται αναλόγως του υλικού των πρωτευόντων (υπό σεισμό) στοιχείων του κτιρίου.

➤ **Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q (Κανονισμός Επεμβάσεων 2013)**

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό η τιμή του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες, οι οποίοι συνεργούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας. Όσον αφορά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., μπορούν να υιοθετηθούν συντηρητικές προσεγγίσεις για την εκτίμηση αυτών των παραγόντων.

Ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του Φ.Ο. του κτιρίου λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές q^* που δίνονται στον παρακάτω πίνακα με τιμή αναφορά q' την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Πίνακας 5.1: Τιμές του λόγου q^*/q' ανάλογα του στόχου επανελέγχου

Στάθμη επιτελεστικότητας		
«Περιορισμένες Βλάβες»	«Σημαντικές Βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
0.6 Πρέπει $1.0 < q^* < 1.5$	1.0	1.4

Οι παραπάνω τιμές εξαρτώνται και από τη συμπεριφορά του κτιρίου. Έτσι για πιο ψαθυρά συστήματα (μικρότερες τιμές q), ο λόγος έχει τιμές της τάξεως του 0,8 ή 1,2 για στάθμη επιτελεστικότητας Α ή Γ αντιστοίχως ενώ για πιο πλάστιμα συστήματα (μεγαλύτερες τιμές q) ο λόγος έχει τιμές της τάξης του 0,4 ή 1,6 για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α ή Γ αντιστοίχως.

- **Αποτίμηση**

Όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν για το συντελεστή συμπεριφοράς q οι τιμές του πίνακα που ακολουθεί αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτιρίου)

Πίνακας 5.2: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β

Εφαρμοσθέντες κανονισμοί μελέτης και κατασκευής	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία			
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<....	3.0	2.3	2.3	1.7
1985<....<1995 (1)	2.3	1.7	1.7	1.3
....<1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμή) οι τιμές του πίνακα πολλαπλασιάζονται επί 2/3 αλλά είναι πάντοτε μεγαλύτερες του 1.0.

- **Ανασχεδιασμός**

Σε περιπτώσεις διάταξης ισχυρών νέων φορέων ή και αναβάθμισης τροποποίησης υφιστάμενων στοιχείων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι αντίστοιχες τιμές q των σύγχρονων κανονισμών.

Σε περιπτώσεις ήπιων αλλά εκτεταμένων επεμβάσεων με αξιόπιστα ευμενή και θετικό ρόλο, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ανασχεδιασμό αντιστοίχως κατάλληλες τιμές q' μεγαλύτερες αυτών που εφαρμόστηκαν για την αποτίμηση.

➤ **Υπολογισμός φάσματος απόκρισης για το υπό μελέτη κτίριο**

Η κατηγορία εδάφους θεωρήθηκε ότι είναι η C. Επομένως σύμφωνα με τον EC8 οι τιμές των παραμέτρων των ελαστικών φασμάτων απόκρισης είναι η εξής:

Πίνακας 5.3: Τιμές των παραμέτρων του φάσματος

S	T_B	T_C	T_D
1.15	0.20	0.60	2.5

Η περιοχή του Γαλασίου ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι. Παρόλα αυτά όμως, προκειμένου να προκύψουν βλάβες και να έχει νόημα η εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης, λαμβάνοντας υπόψη ότι το κτίριο είναι μελετημένο σύμφωνα με τους σύγχρονους Κανονισμούς Οπλισμένου Σκυροδέματος θεωρήθηκε ότι ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ. Επομένως η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους λαμβάνεται $a_{gr} = 0.36g$. Το κτίριο ανήκει στη κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ επομένως ο συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος είναι $\gamma_I = 1.00$. Έτσι προκύπτει η εδαφική σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 0.36g$.

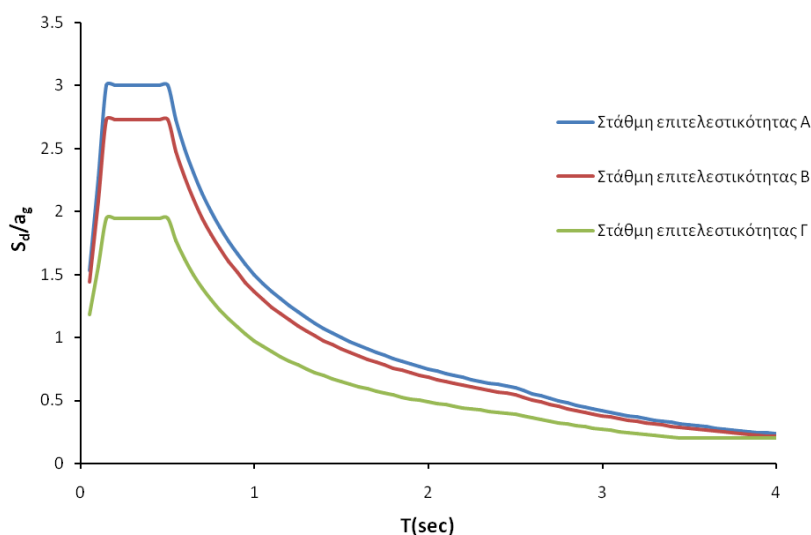
Το υπό μελέτη κτίριο έχει κατασκευαστεί μετά το 1995. Οι τοιχοποιίες είναι ευμενώς τοποθετημένες και τα πρωτεύοντα στοιχεία έχουν δεχθεί ουσιώδεις βλάβες. Επομένως σύμφωνα με τον πίνακα 5.2 ο συντελεστής συμπεριφοράς για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β προκύπτει $q' = 2.3$. Όπως προκύπτει από τον επόμενο πίνακα δεν είναι πάνω από το 50% της μάζας τοποθετημένο στο ανώτερο 1/3 του κτιρίου. Επομένως δεν είναι απαραίτητη η μείωση του συντελεστή q' .

Πίνακας.5.4 : Μάζα ανά όροφο

Επίπεδο	Μάζα ανά επίπεδο ($kN/(m/s^2)$)
z=2.9 m	293.93
z=5.7 m	302.24
z=8.5 m	300.19
z=11.3 m	159.77
z=13.7m	9.91

Έτσι οι τιμές q^* προκύπτουν σύμφωνα με τον πίνακα 5.1 ως εξής:

«Περιορισμένες Βλάβες»	«Σημαντικές Βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
$q^* = 1.38$	$q^* = 2.3$	$q^* = 3.22$



Εικόνα.5.1: Φάσμα σχεδιασμού υπό μελέτη κατασκευής ανάλογα με στάθμη επιτελεστικότητας

➤ **Προσομοίωση οριζόντιων φορτίων (Σπυράκος 2004)**

Τα οριζόντια πλευρικά φορτία πρέπει να υποθεθεί ότι θα δράσουν επί της κατασκευής σε κάθε δυνατή διεύθυνση και με κάθε δυνατή φορά. Τα οριζόντια φορτία θεωρείται ότι ασκούνται στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου.

Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά μήκος της κατασκευής, ως συνήθως αλλάζει κατά τη διάρκεια του σεισμού. Υπάρχουν δύο διαφορετικές κατανομές, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη όλο το πιθανό εύρος των δράσεων. Αυτές είναι η ιδιομορφική κατανομή και η ομοιόμορφη κατανομή. Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η ιδιομορφική κατανομή.

Με την κατανομή αυτή γίνεται προσπάθεια να προσεγγιστούν οι παραμορφώσεις που θα προκύψουν από την πρώτη ιδιομορφή. Μπορεί να επιλεγθεί ένας από τους παρακάτω τύπους:

- Καθ' ύψος τριγωνική κατανομή

Η πρώτη ιδιομορφή προσεγγίζεται με οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου. Η κατανομή των σεισμικών στοιχείων έχει τριγωνική μορφή.

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^N m_j z_j}$$

Όπου

F_i η οριζόντια συνιστώσα δύναμη που επιβάλλεται στο κέντρο μάζας του ορόφου i

z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση

N ο συνολικός αριθμός ορόφων

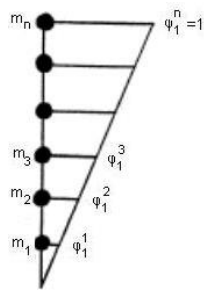
- Καθ' ύψος κατανομή με βάση το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής

$$F_i = F_b \frac{m_i \Phi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_j}$$

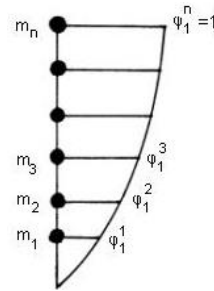
Όπου

Φ_i η μεταφορική συνιστώσα της πρώτης ιδιομορφής στο κέντρο μάζας του ορόφου i

- Καθ' ύψος κατανομή σε αντιστοιχία με την κατανομή των τεμνουσών στους ορόφους σύμφωνα με ένα συνδυασμό ιδιομορφικών αποκρίσεων που προκύπτουν από δυναμική φασματική ανάλυση, ώστε να ενεργοποιούν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.



Εικόνα 5.2: Τριγωνική κατανομή



Εικόνα 5.3: Κατανομή με βάση το σχήμα της 1ης ιδιομορφής

Στη συγκεκριμένη μεταπτυχιακή εργασία επιλέχθηκε να ακολουθηθεί η τριγωνική καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων. Παρακάτω παρατίθενται πίνακες με τους υπολογισμούς όσον αφορά το ποσοστό της τέμνουσας βάσης ανά όροφο, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν για την pushover ανάλυση.

Πίνακας 5.5: Τριγωνική καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων

	Στάθμη Ορόφου (m)	Μάζα Ορόφου (kN/(m/s ²))	Ποσοστό της Τέμνουσας Βάσης στον Όροφο (%)
Πυλωτή	2.9	200.408	0.127
Α όροφος	5.7	212.282	0.264
Β' όροφος	8.5	212.185	0.394
Γ' όροφος	11.3	86.891	0.215

Το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που συμμετέχει σε κάθε όροφο είναι ίδιο για την διεύθυνση x και y.

5.3 Επιταχυνσιογραφήματα (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2013)

Για την ανάλυση του κτιρίου με δυναμική ανάλυση χρησιμοποιούνται κατάλληλα φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων ή χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσης (επιταχυνσιογραφήματα) που προκύπτουν, είτε με προσδιοριστικές, είτε με πιθανοτικές μεθόδους. Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά πρέπει να αποτελούν φυσικές καταγραφές ή να είναι τεχνητά συμβατά, με κάποιο φάσμα σχεδιασμού για την κατασκευή του οποίου ελήφθησαν όλες οι πιθανές αβεβαιότητες.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα, αυτά πρέπει να αναχθούν στην ένταση της σεισμικής δράσης που επιλέχθηκε.

Οι κυριότερες παράμετροι που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στην επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων, είναι:

- το μέγεθος του σεισμού
- η απόσταση από τη σεισμική πηγή
- οι εδαφικές συνθήκες και
- η εγγύτητα του σταθμού καταγραφής στην εξεταζόμενη περιοχή.

Η αναγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων σε κοινή ένταση, συνίσταται να γίνεται βάσει φασματικών τιμών, οπότε συνεκτιμώνται τόσο τα χαρακτηριστικά του

επιταχυνσιογραφήματος, όσο και της κατασκευής. Επειδή, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά ορισμένων επιταχυνσιογραφημάτων, ο κανονισμός προβλέπει ότι αν χρησιμοποιηθούν τουλάχιστον 7 επιταχυνσιογραφήματα, τα εντατικά μεγέθη της κατασκευής θα υπολογιστούν από το μέσο όρο των αποτελεσμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων. Για λιγότερα από 7 επιταχυνσιογραφήματα τα αποτελέσματα που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι τα μέγιστα από τα εξαγόμενα. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν συνολικά 8 επιταχυνσιογραφήματα, τα οποία παρατίθενται ακολούθως.

Σύμφωνα με τον κανονισμό, πριν γίνει εισαγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων στο πρόγραμμα, πρέπει να γίνει η αναγωγή τους στο φάσμα του κανονισμού. Με αυτό τον τρόπο τα αποτελέσματα που θα εξαχθούν θα ανταποκρίνονται στη λογική του σχεδιασμού και θα είναι συγκρίσιμα με άλλες μεθόδους ανάλυσης. (Eurocode 8, Dec. 2004)

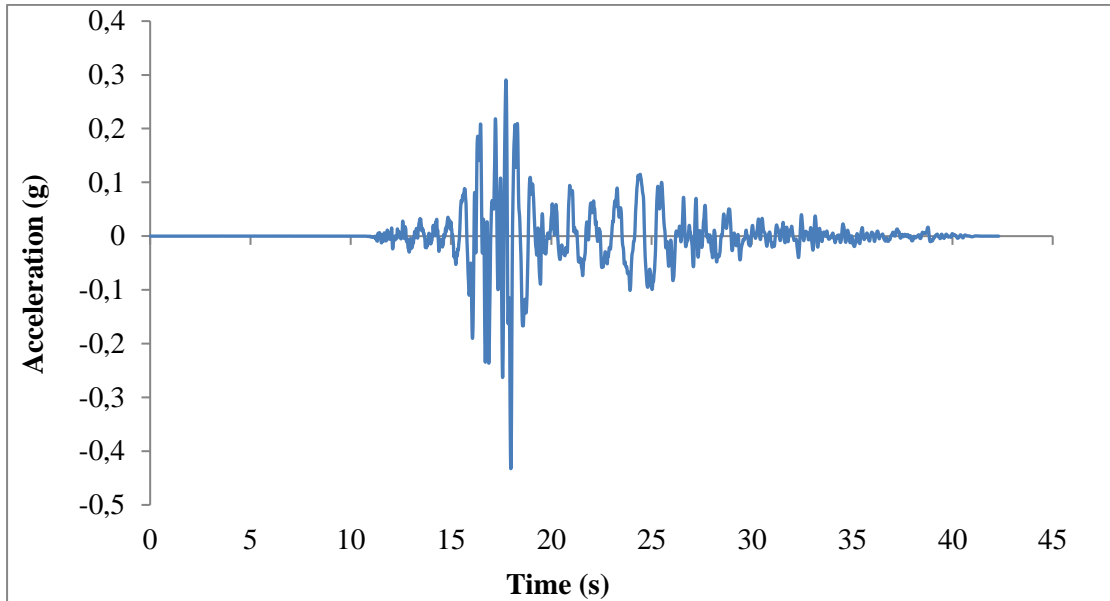
Σύμφωνα με τον EC8 όσον αφορά τα επιταχυνσιογραφήματα:

- Οι πραγματικές καταγραφές πρέπει να είναι ικανές σε σχέση με τα σεισμογενετικά χαρακτηριστικά της πηγής και τις εδαφικές συνθήκες στο πεδίο και οι τιμές τους ανάγονται στην τιμή της ψευδοεπιτάχυνσης ανάλογα με τη ζώνη.
- Πρέπει να χρησιμοποιούνται κατ' ελάχιστον τρία.
- Ο μέσος όρος της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους από το σύνολο των χρονοϊστοριών δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή agS για το πεδίο που μελετάται.
- Στο εύρος των ιδιοπεριόδων μεταξύ $0.2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση που εφαρμόζεται το επιταχυνσιογράφημα, καμιά τιμή του μέσου φάσματος για απόσβεση 5% που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για απόσβεση 5%.

Η αναγωγή πραγματοποιείται με το πρόγραμμα Seismomatch της Seismosoft. Στο πρόγραμμα εισάγεται το επιταχυνσιογράφημα, καθώς και το φάσμα απόκρισης του EC8.

Με βάση τα παραπάνω λοιπόν έχουμε τα ακόλουθα:

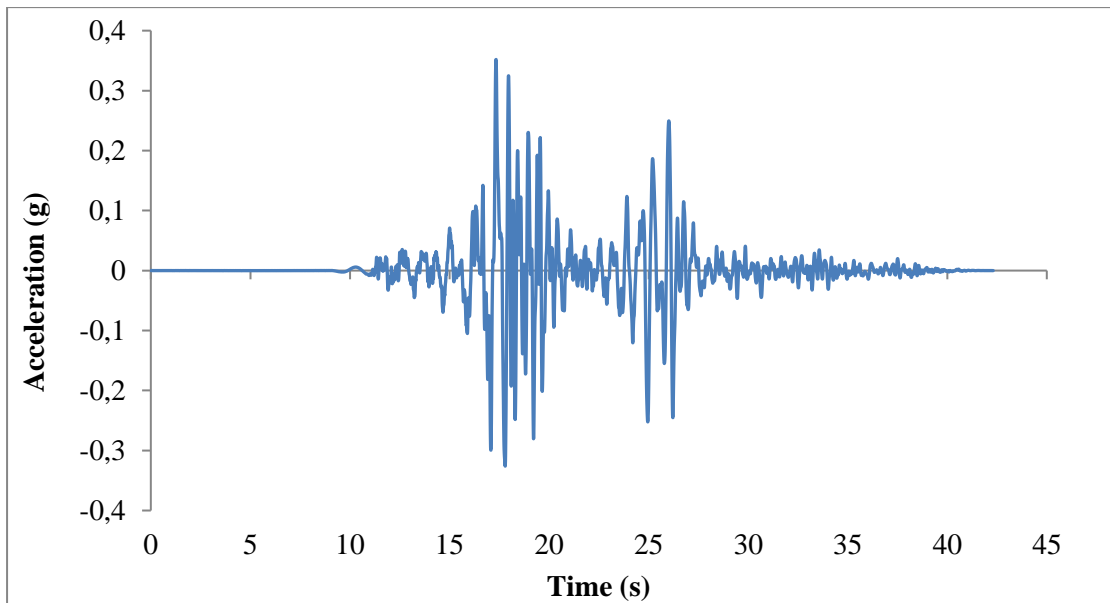
❖ **Σεισμός Duzce (Τουρκία, 1999)**



Εικόνα 5.4: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

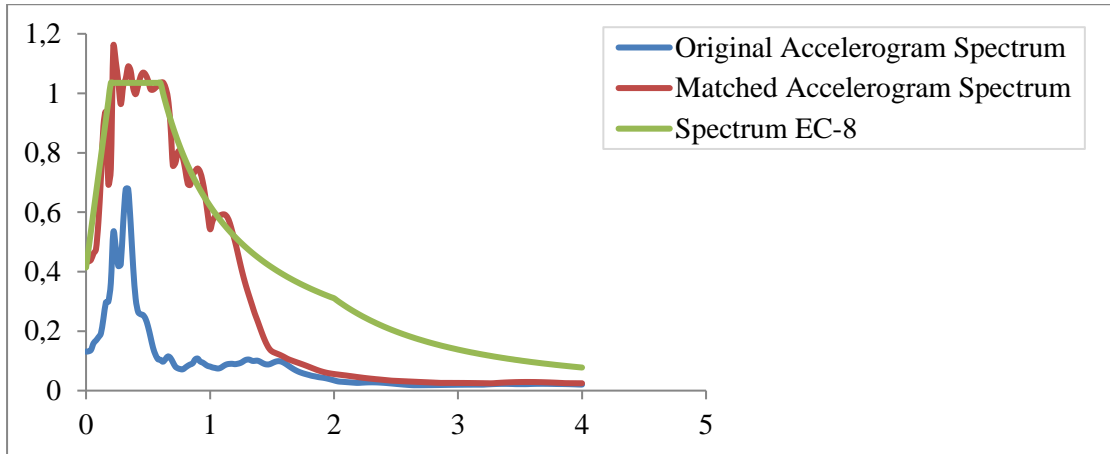
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=424.38 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=26.91 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=10.15 \text{ cm}$



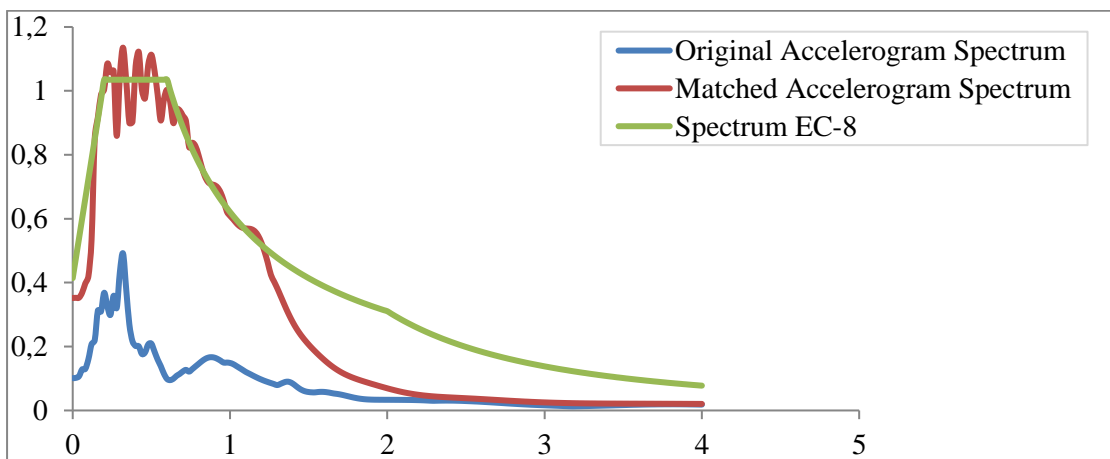
Εικόνα 5.5: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=345.21 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=38.01 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=8.79 \text{ cm}$

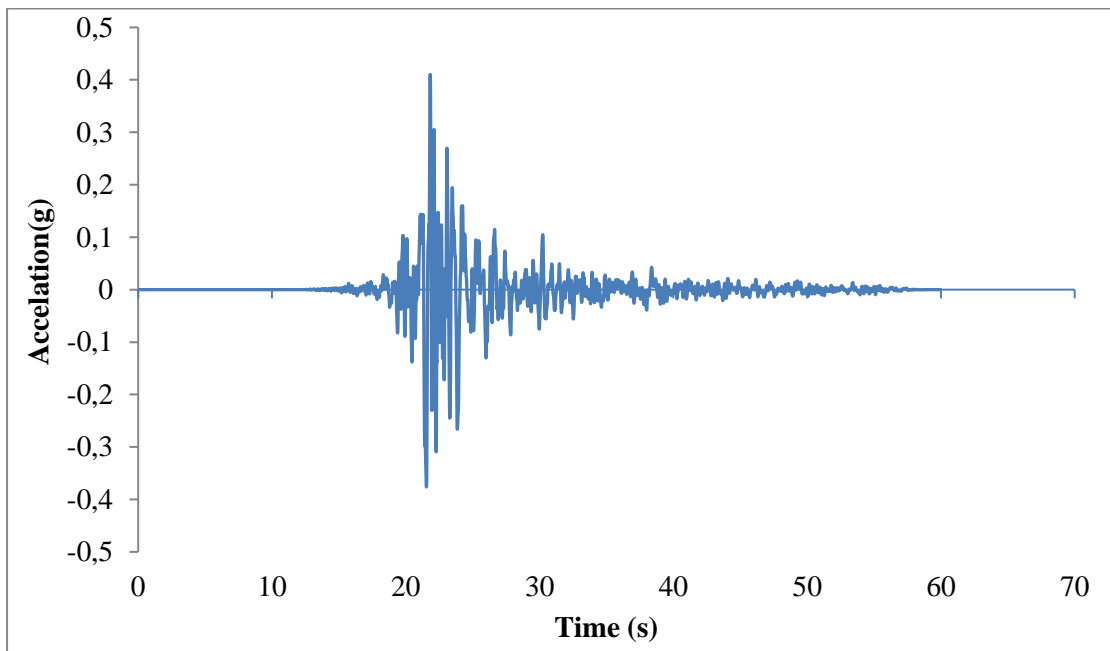


Εικόνα 5.6: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα 5.7: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

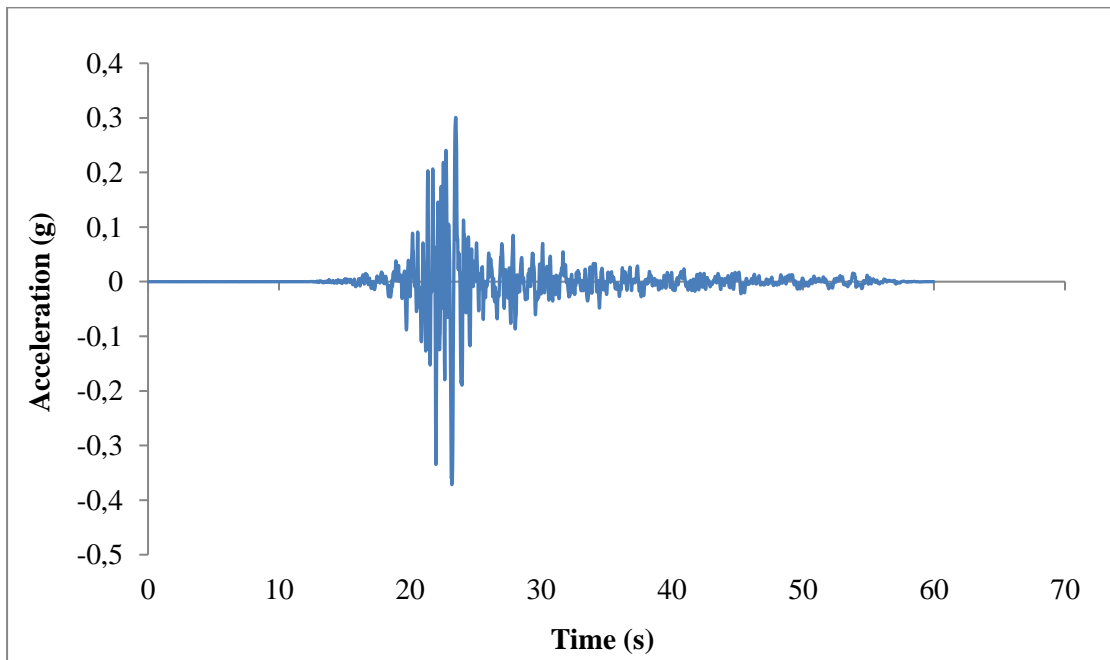
❖ Σεισμός Chuetsu (Ιαπωνία, 2007)



Εικόνα 5.8: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

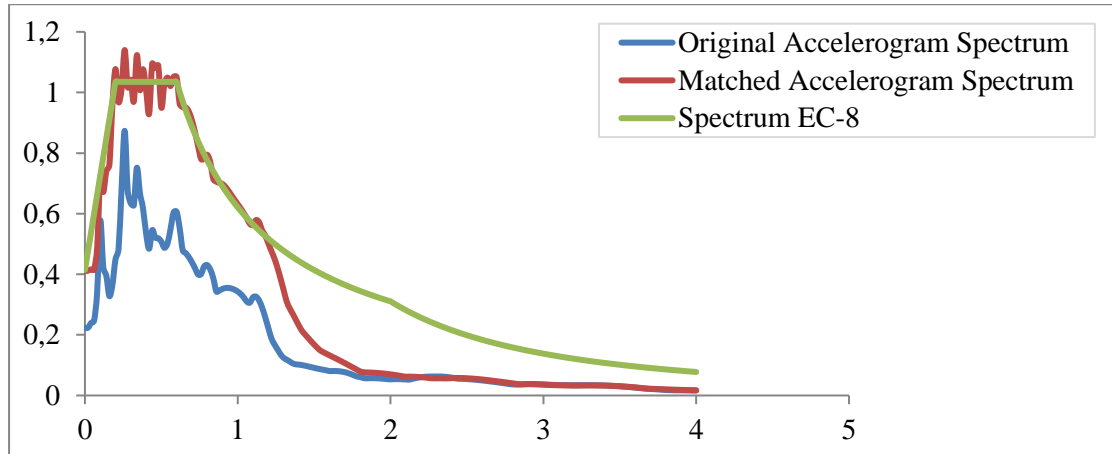
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=369.02 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=44.00 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=8.69 \text{ cm}$



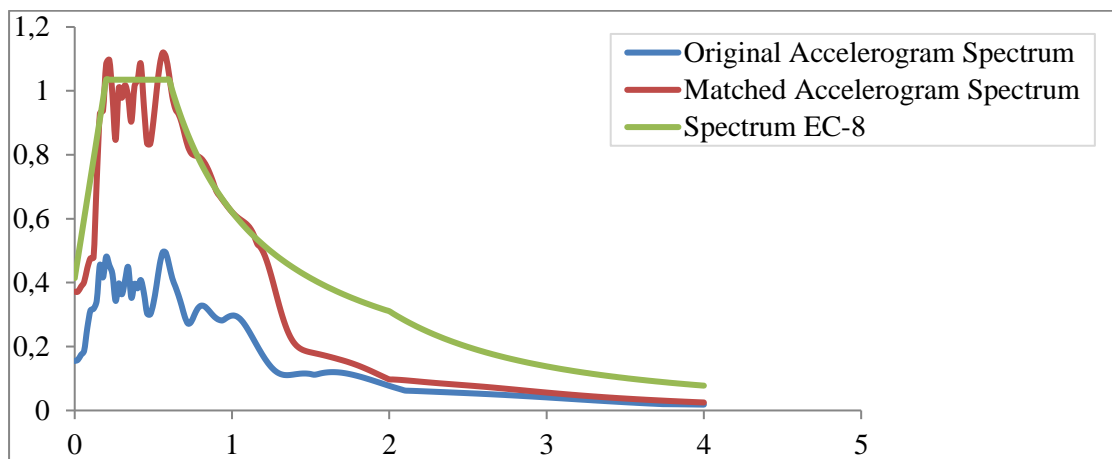
Εικόνα 5.9: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=365.60\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=42.27\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=6.09\text{ cm}$

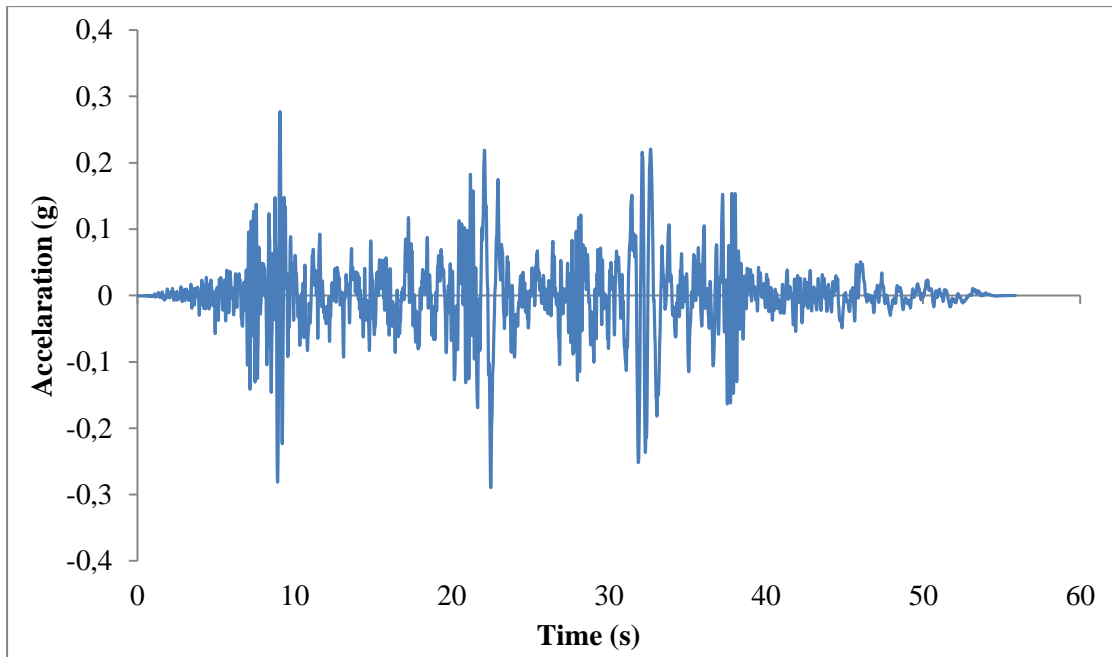


Εικόνα 5.10: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα 5.11: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

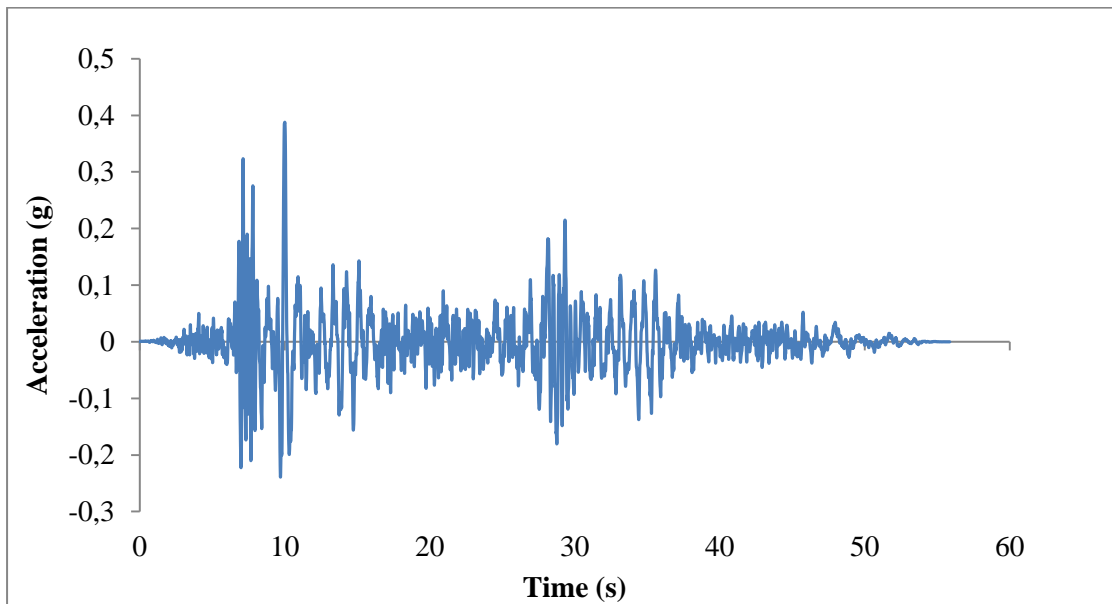
❖ Σεισμός Landers (Καλιφόρνια, 1992)



Εικόνα 5.12: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

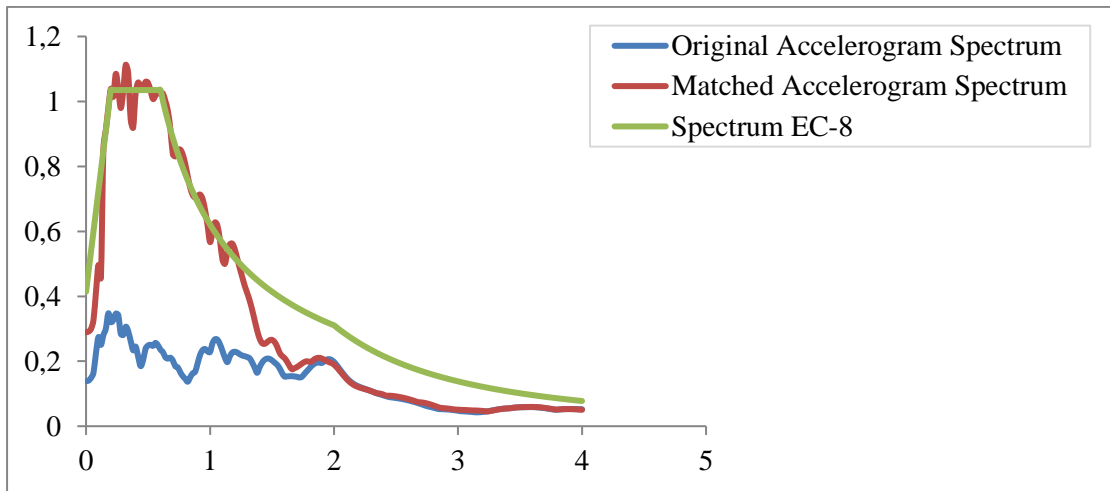
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=284.00\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=35.18\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=7.22\text{ cm}$



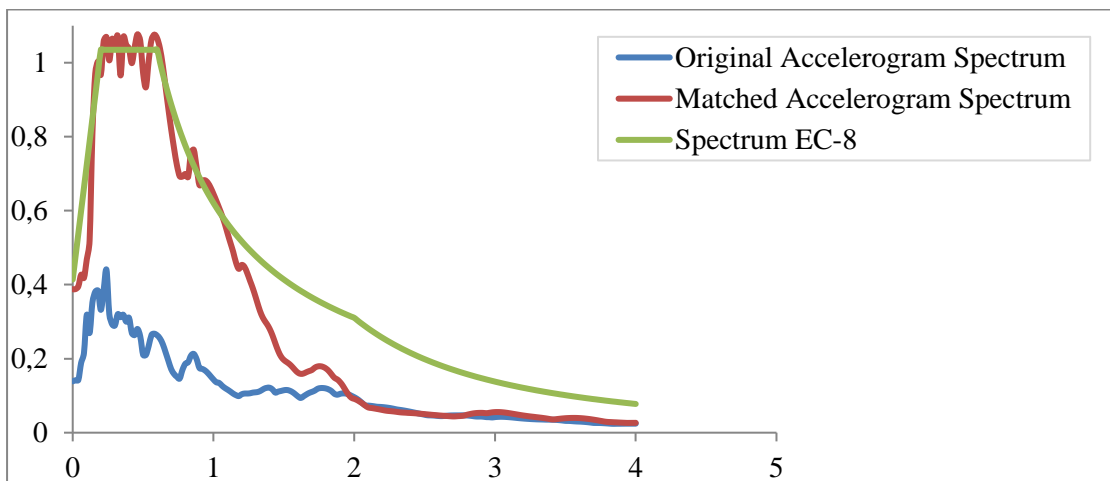
Εικόνα 5.13: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=380.41\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=35.44\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=5.40\text{ cm}$

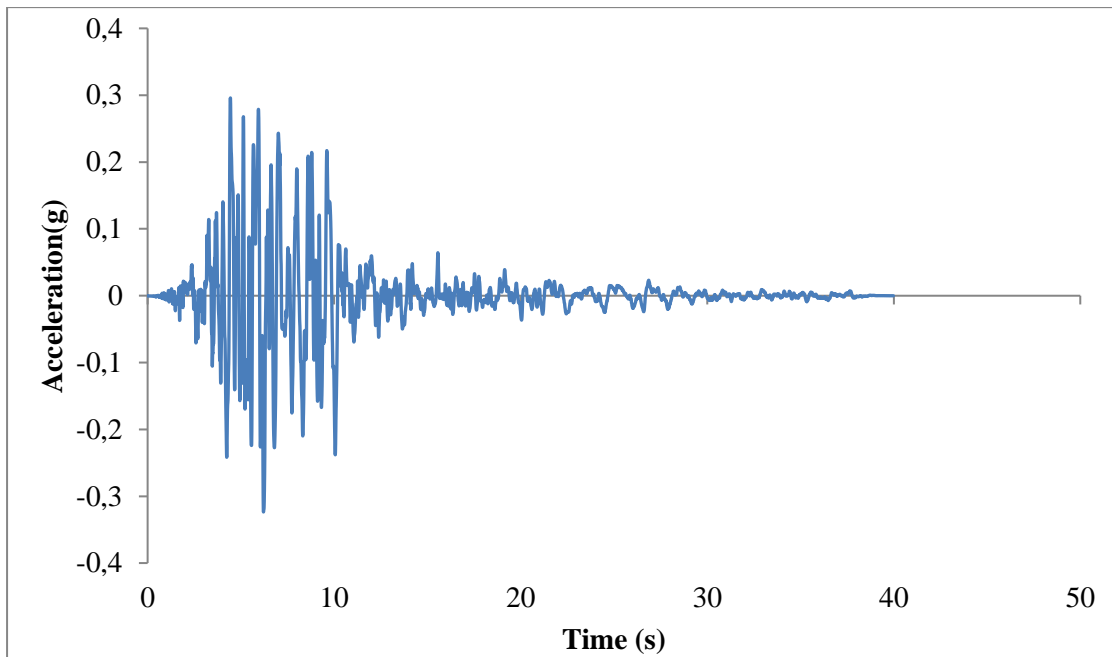


Εικόνα 5.14: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα 5.15: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

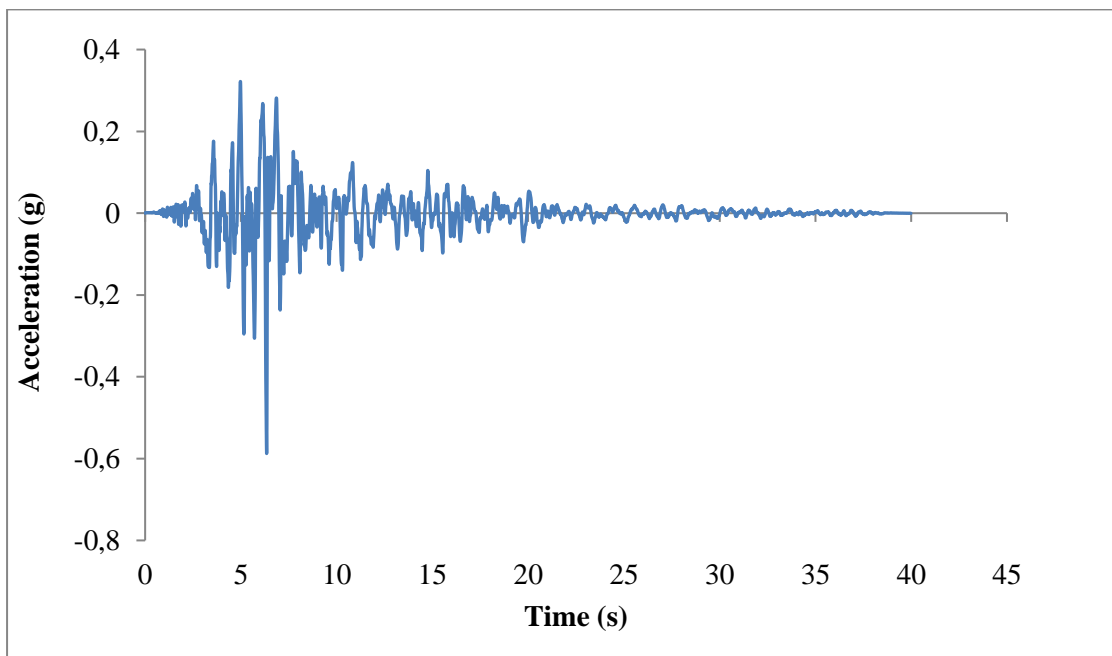
❖ Σεισμός Loma Prieta (Καλιφόρνια, 1989)



Εικόνα 5.16: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

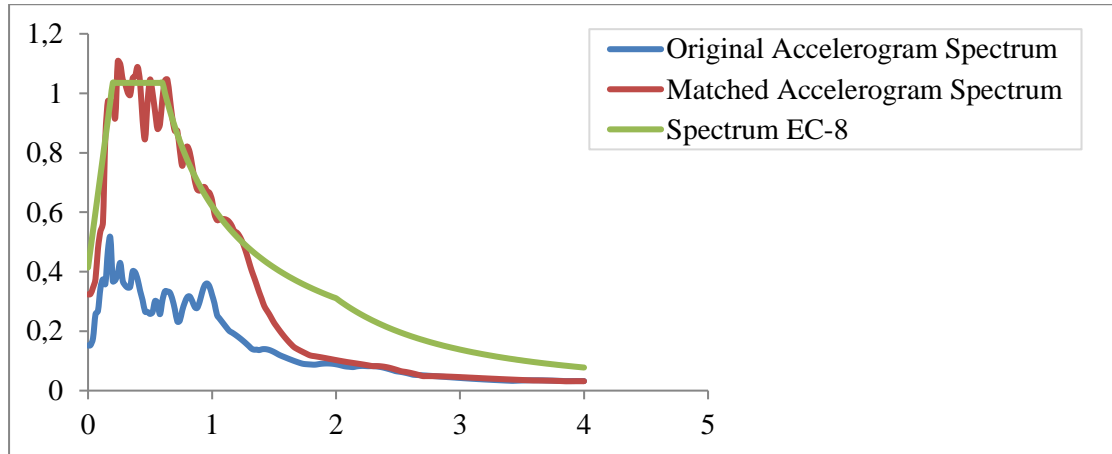
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=380.41\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=35.44\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=5.40\text{ cm}$



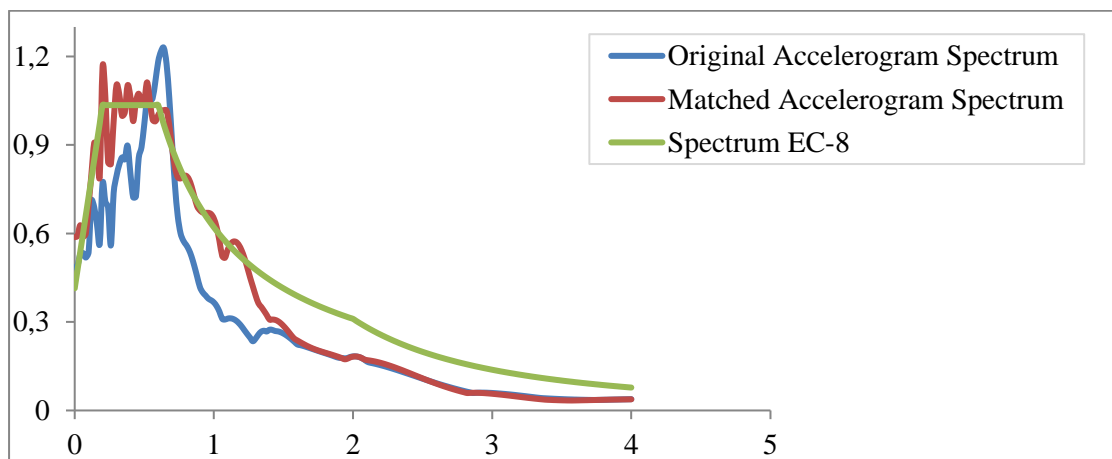
Εικόνα 5.17: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=576.32\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=37.14\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=11.89\text{ cm}$

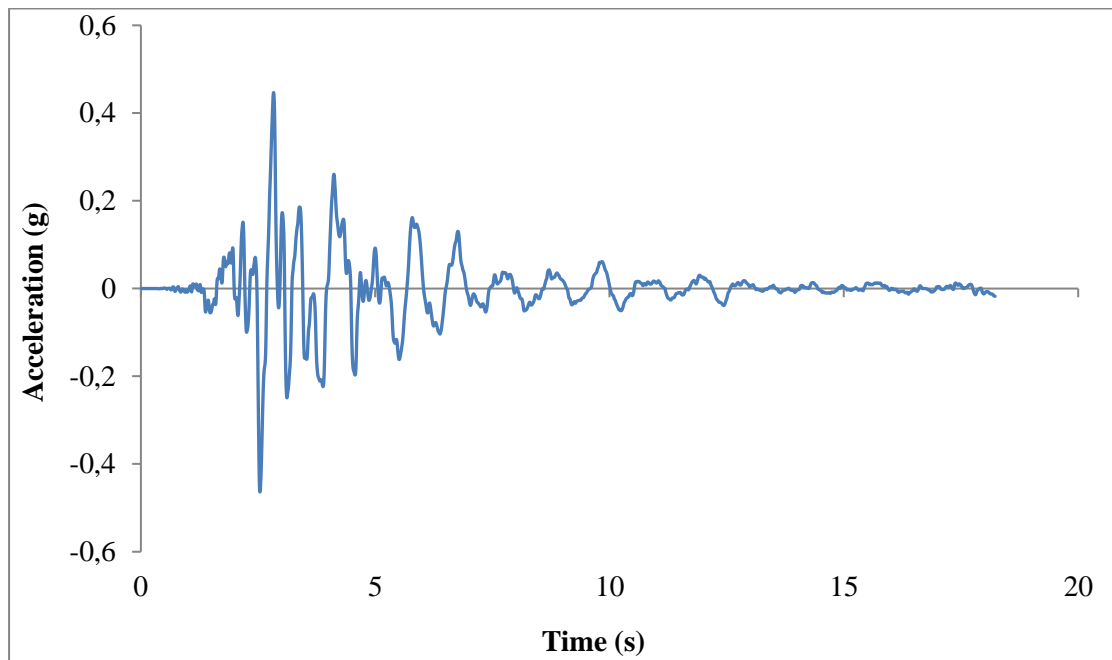


Εικόνα 5.18: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα 5.19: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

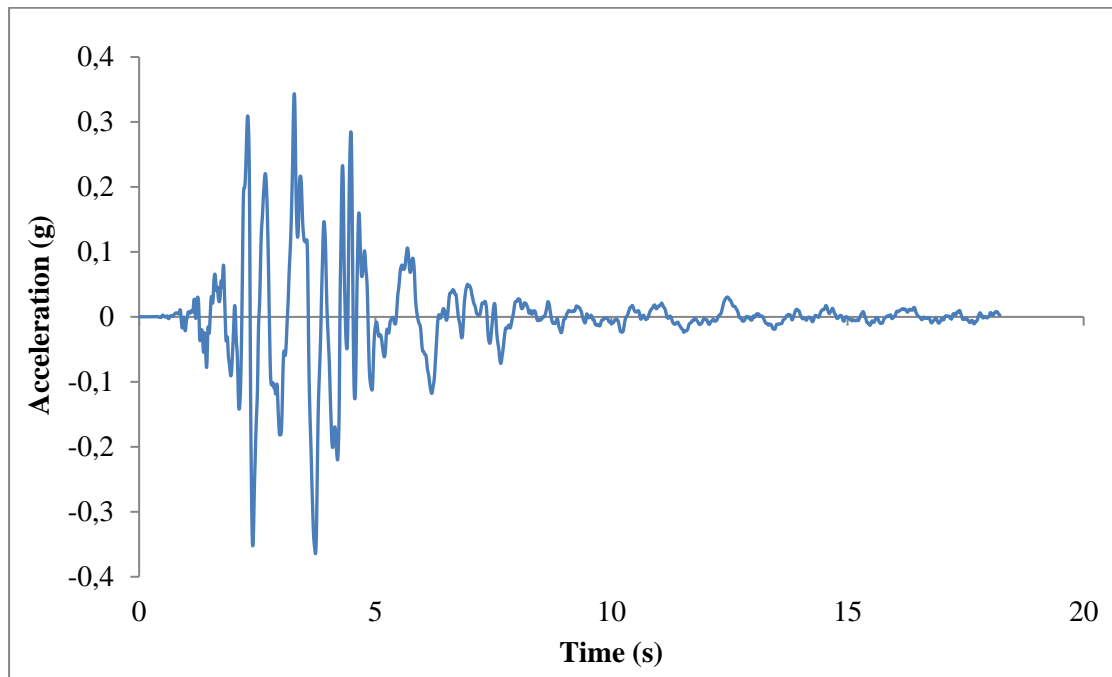
❖ Σεισμός Καλαμάτας, (Ελλάδα, 1986)



Εικόνα 5.20: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

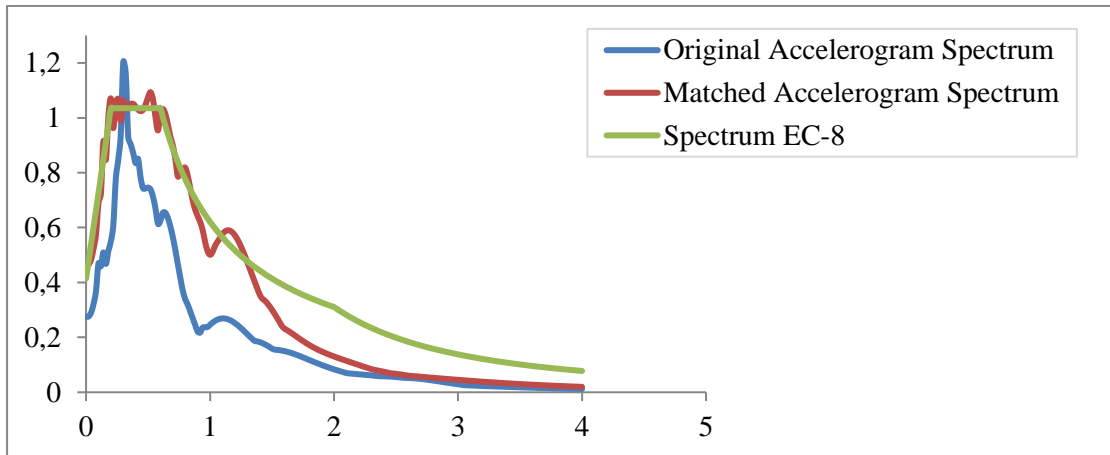
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=454.84\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=38.54\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=5.42\text{ cm}$



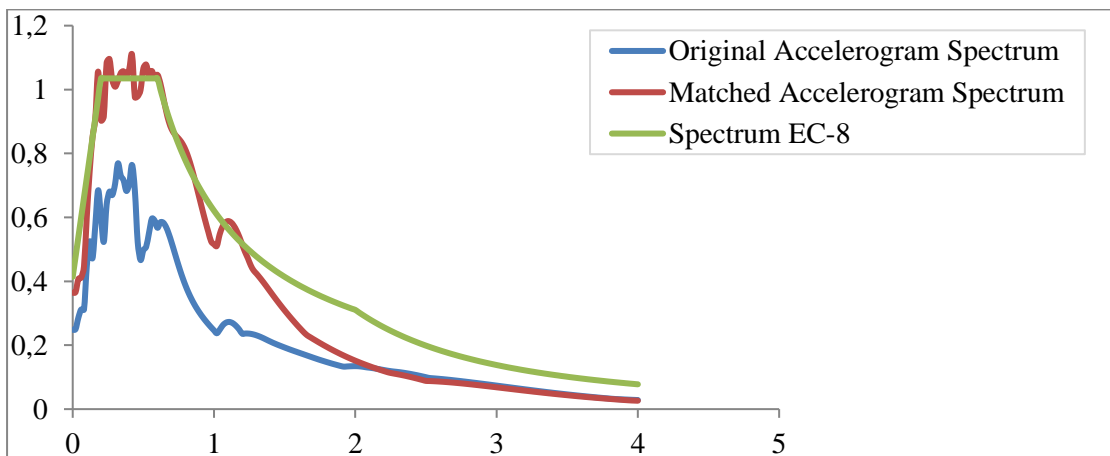
Εικόνα 5.21: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=357.44\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=46.21\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=10.53\text{ cm}$

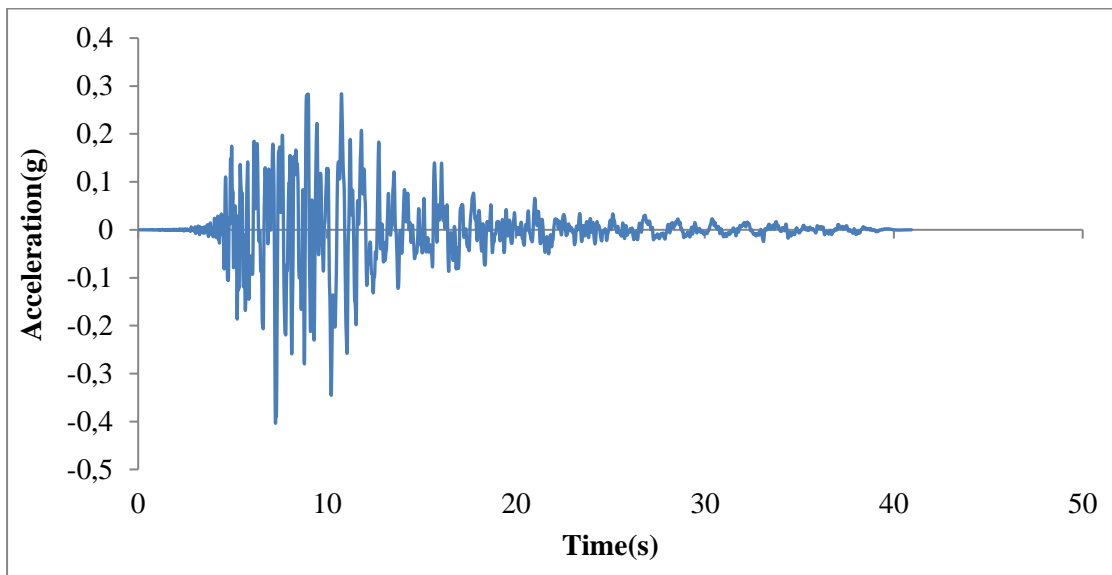


Εικόνα 5.22: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα 5.23: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

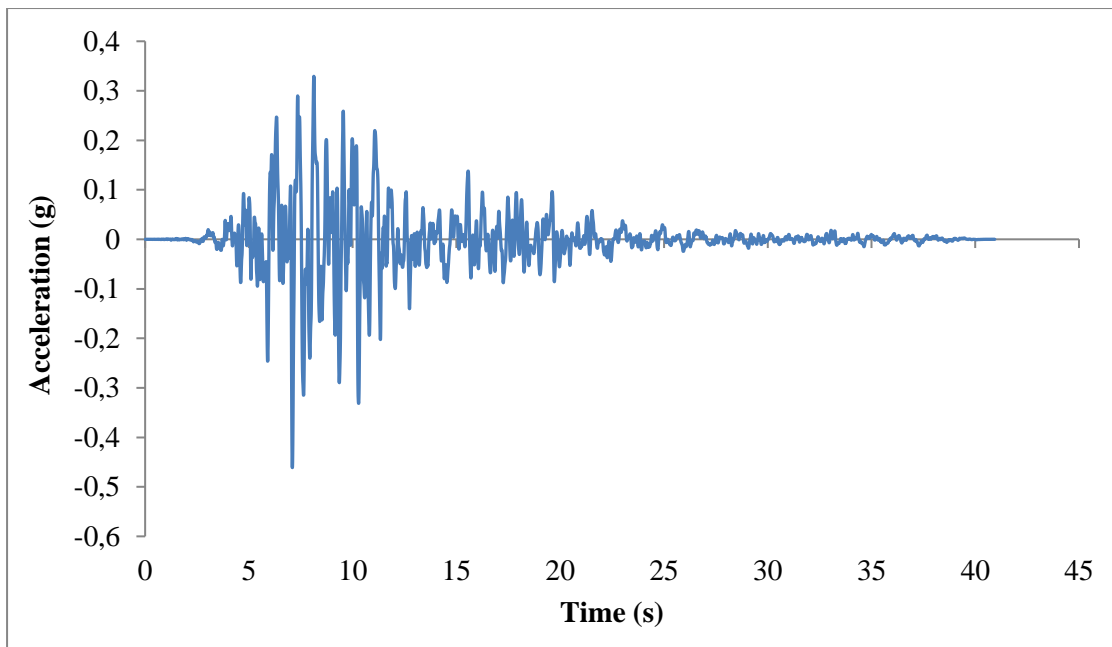
❖ Σεισμός Kobe (Ιαπωνία, 1995)



Εικόνα 5.24: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

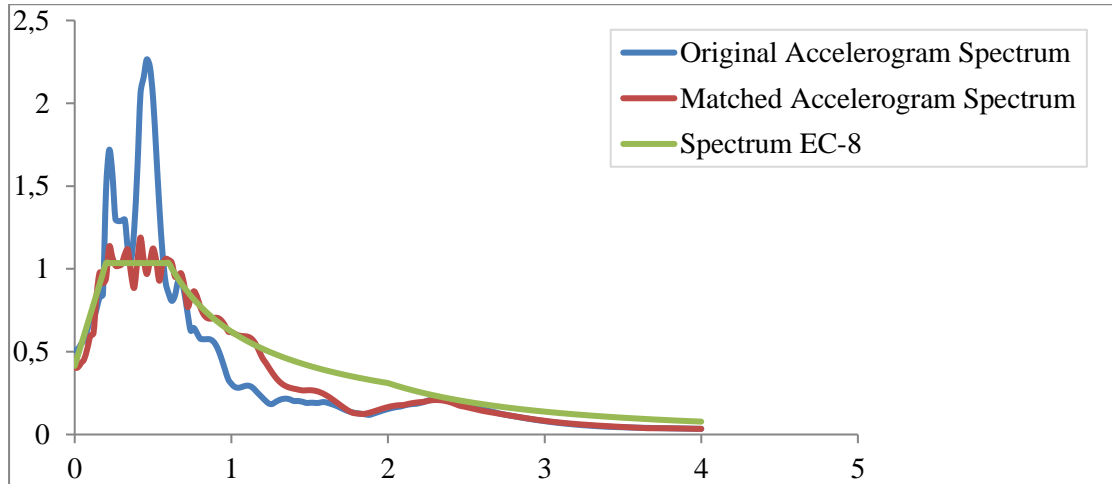
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=357.44\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=46.21\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=10.53\text{ cm}$



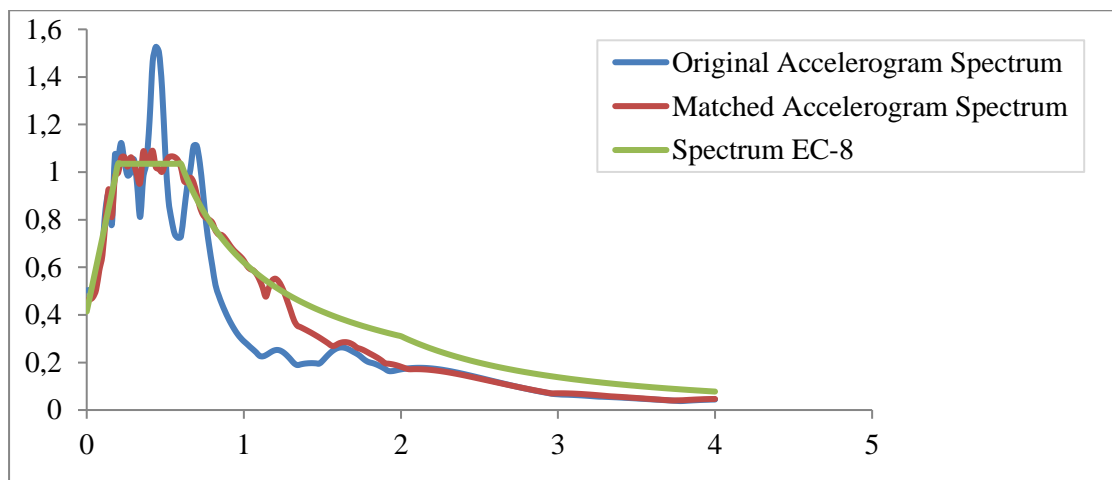
Εικόνα 5.25: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=452.33\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=40.14\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=12.11\text{ cm}$

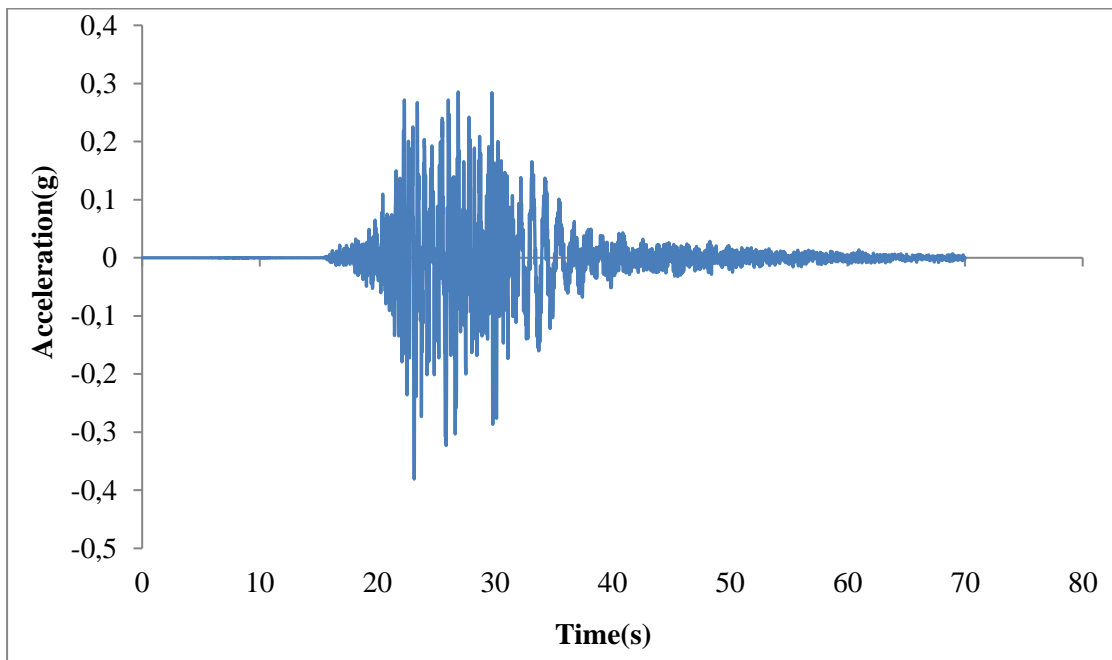


Εικόνα 5.26: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα 5.27: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

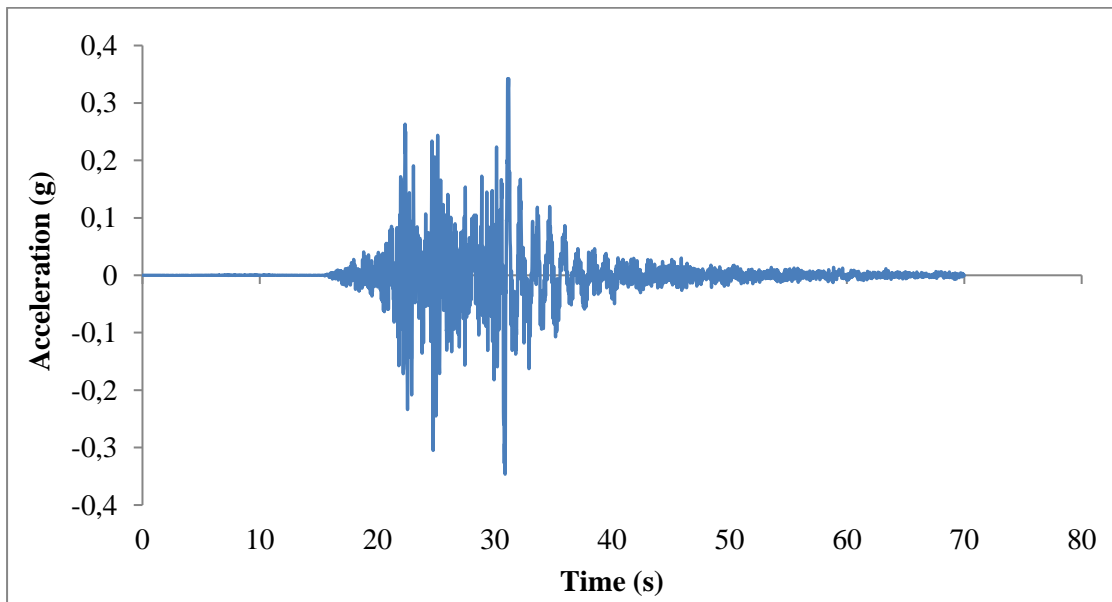
❖ Σεισμός Iwate (Ιαπωνία, 2008)



Εικόνα 5.28: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

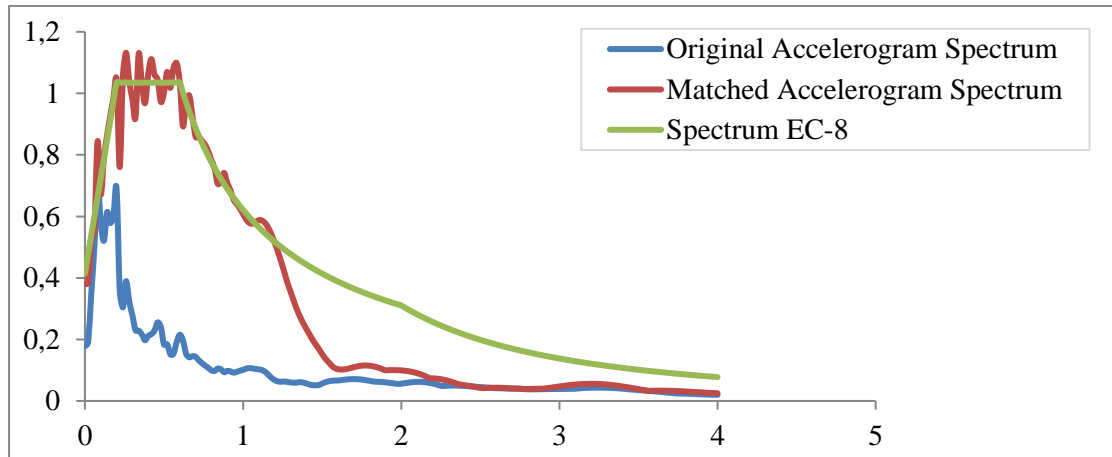
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=373.44\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=30.37\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=12.29\text{ cm}$



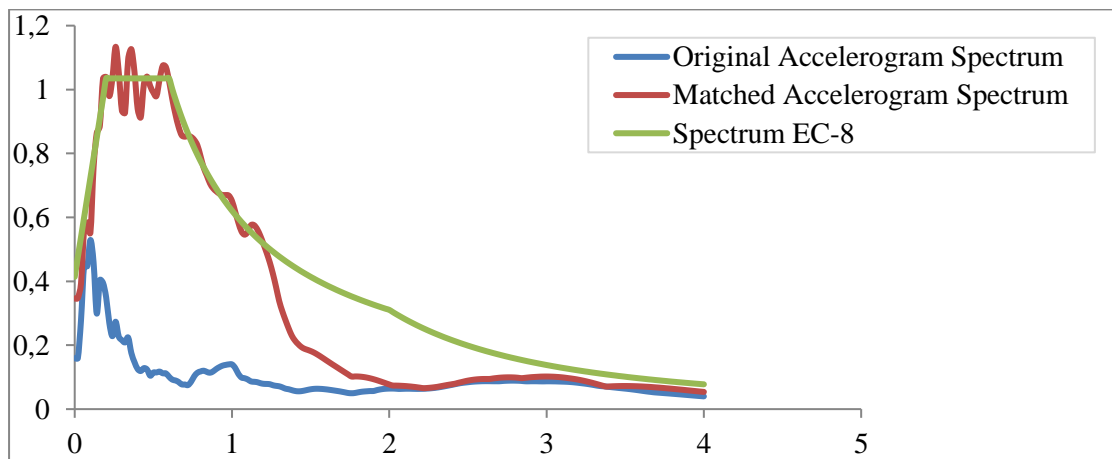
Εικόνα 5.29: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=339.71\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=42.47\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=8.33\text{ cm}$

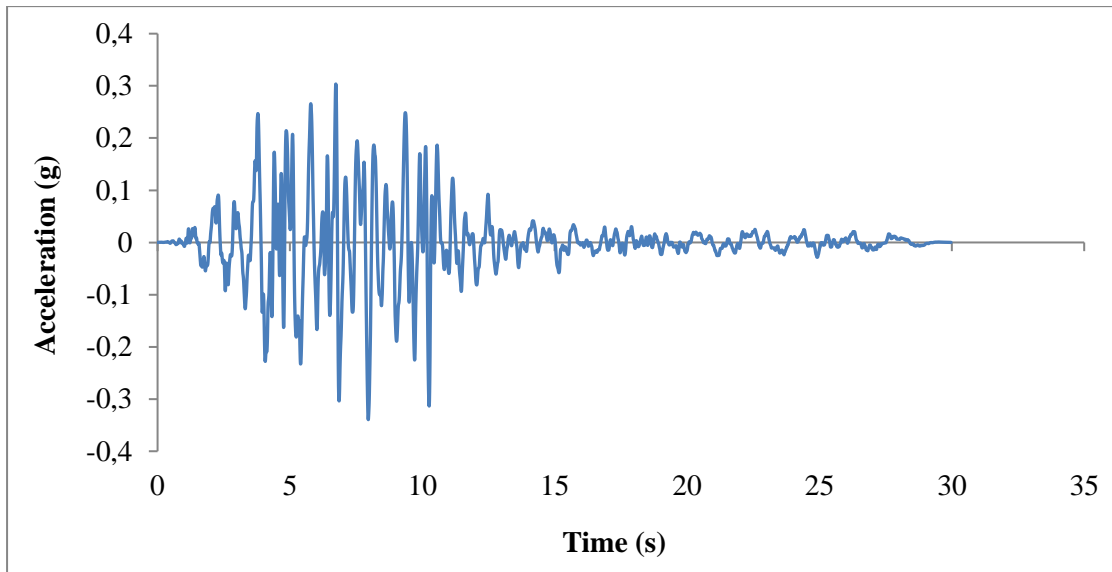


Εικόνα 5.30: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα.5.31: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

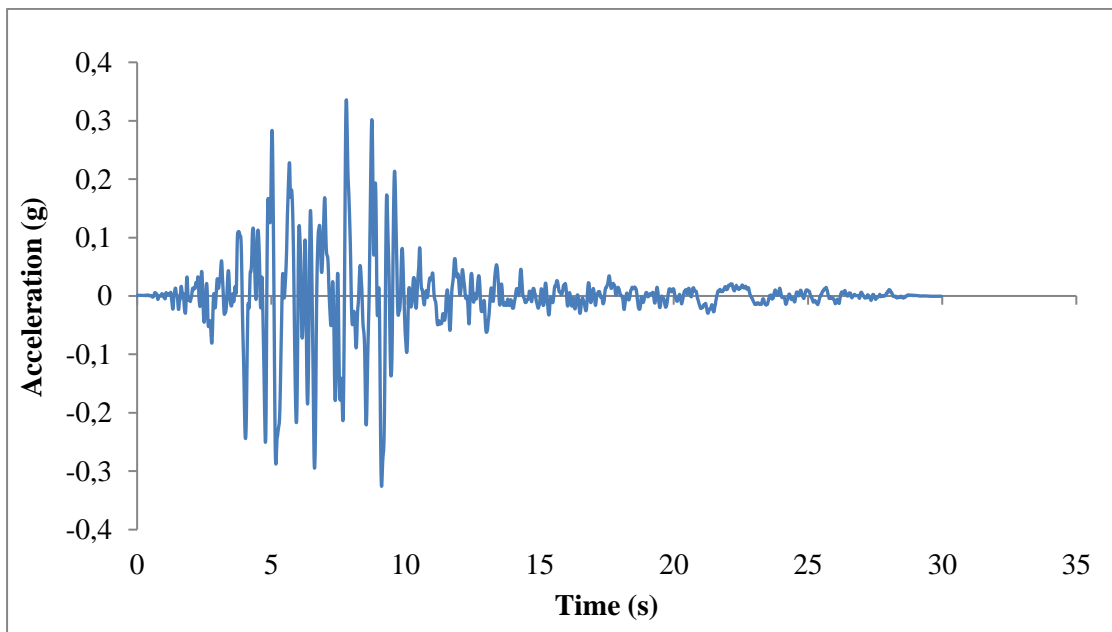
❖ Σεισμός Northridge (Καλιφόρνια, 1994)



Εικόνα 5.32: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση x

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

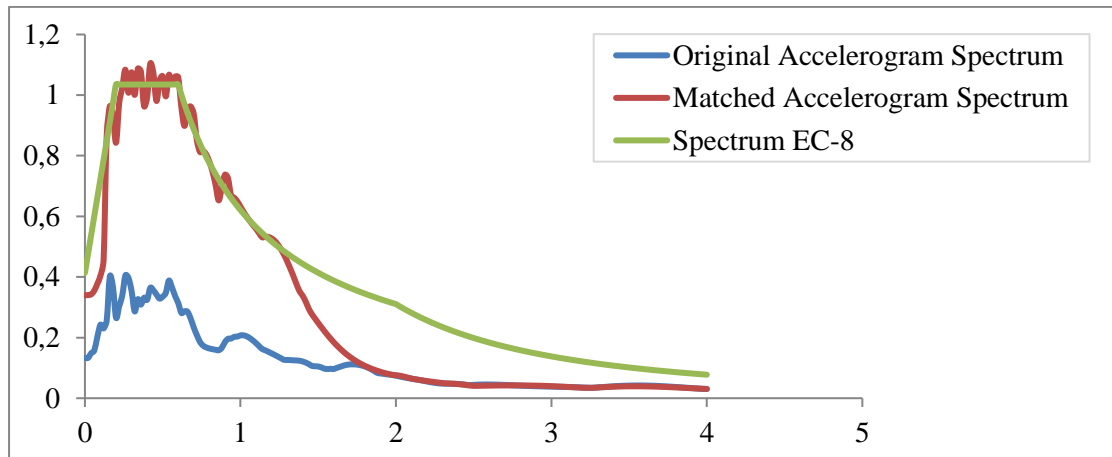
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=332.97\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=30.79\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=5.51\text{ cm}$



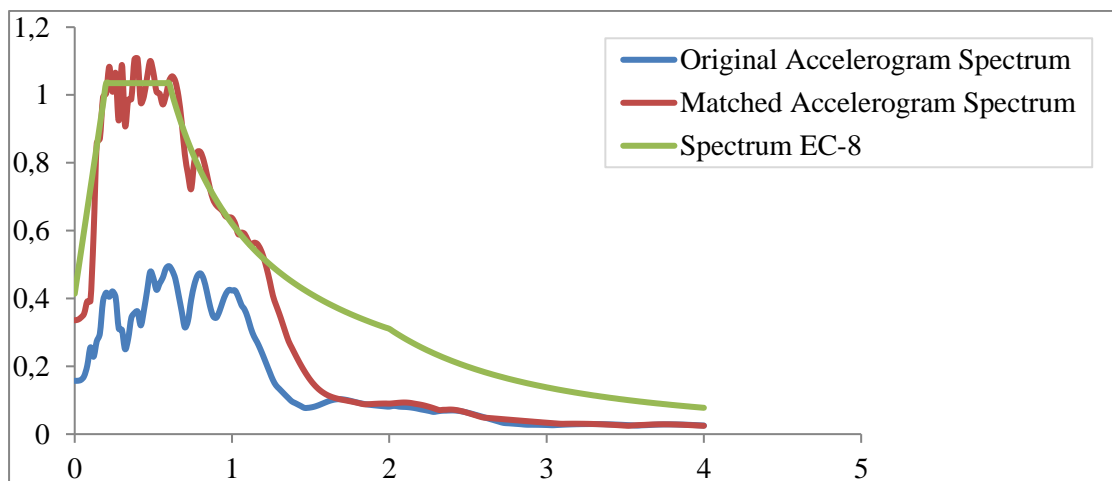
Εικόνα 5.33: Επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε από το Seismomatch στη διεύθυνση y

Παράμετροι εδαφικής κίνησης :

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=329.45\text{cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=30.75\text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετατόπιση : $u_{g,max}=6.00\text{ cm}$



Εικόνα 5.34: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση x



Εικόνα.5.35: Προσαρμογή φάσματος επιτάχυνσης στη διεύθυνση y

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

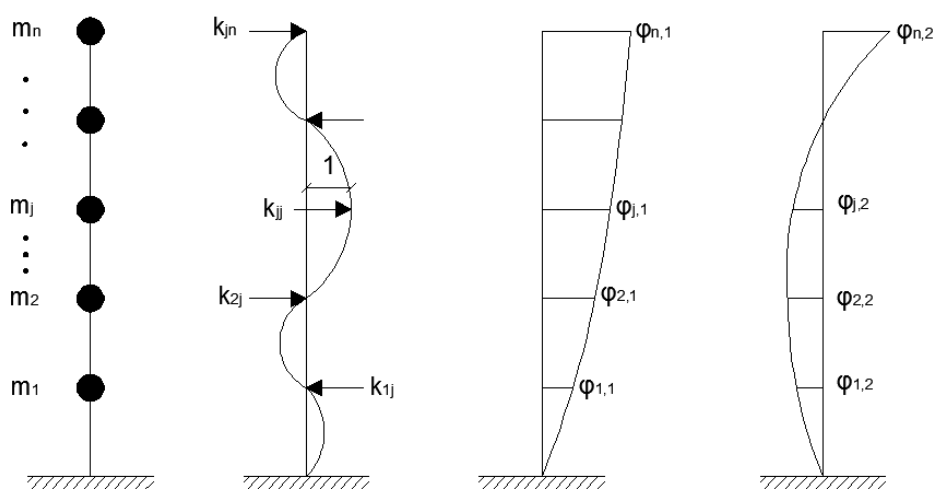
6.1 Γενικά

❖ Ιδιομορφική Ανάλυση (Βασιλειάδης, 2013 , Καραγιάννης, 2013)

Για κάθε σύστημα υπάρχουν συχνότητες στις οποίες αυτό έχει τη δυνατότητα να ταλαντώνεται ελεύθερα. Σε κάθε τέτοια συχνότητα (ιδιοσυχνότητα) το σύστημα διατηρεί καθ' όλη τη διάρκεια της ταλάντωσης μια σταθερή παραμορφωμένη μορφή. Αυτή αποτελεί την ιδιομορφή του συστήματος για τη συγκεκριμένη συχνότητα. Αντίθετα με τη μορφή του συστήματος το πλάτος της ταλάντωσης μεταβάλλεται με το χρόνο. Υπολογίζοντας τις ιδιομορφές του συστήματος αυξάνεται η κατανόησή μας όσον αφορά την απόκριση του συγκεκριμένου συστήματος. Για την εύρεση των ιδιομορφών γίνεται επίλυση του προβλήματος των ιδιομορφών, το οποίο αντιστοιχεί στην παρακάτω εξίσωση.

$$([K] - \omega_i^2[M])\{\varphi_i\} = \{0\}$$

όπου: $[K]$ Μητρώο δυσκαμψίας
 ω_i^2 Ιδιοτιμή
 $[M]$ Μητρώο μάζας
 $\{\varphi_i\}$ Διάνυσμα ιδιομορφής



Εικόνα 6.1: Πολυβάθμιος ταλαντωτής

Από την παραπάνω ανάλυση προκύπτει το διάνυσμα της κάθε ιδιομορφής (σχέση των μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων για τη συγκεκριμένη συχνότητα), η συχνότητα στην οποία αντιστοιχεί.

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών αναλύσεων για την αρχική πακτωμένη κατασκευή, καθώς και για την κατασκευή μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης βάσης. Στους ακόλουθους πίνακες δίνονται οι

ιδιοπερίοδοι για κάθε περίπτωση, όπως επίσης και τα ποσοστά των δρῶσών ιδιομορφικών μαζών ανά διεύθυνση (*Modal Participating Mass Ratios*).

6.2 Αρχικός φορέας - Πακτωμένη βάση

Πίνακας 6.1 : Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση αρχικού φορέα

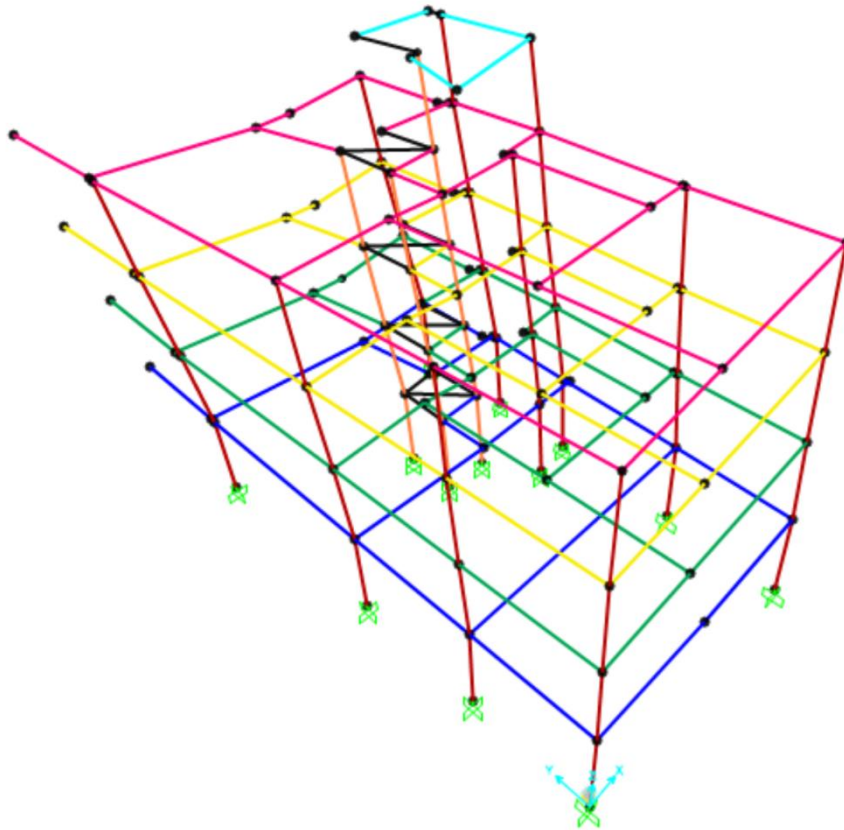
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.6238	0.70484	0.00114	0.00043	0.00177	0.1031	0.0449
MODAL	Mode	2	0.5012	0.05699	0.01909	3.45E-05	0.00508	0.00564	0.70789
MODAL	Mode	3	0.4596	3.631E-07	0.75194	1E-08	0.08033	0.00011	0.02337
MODAL	Mode	4	0.2728	0.0000979	0.00074	0.02962	0.01102	0.00031	0.000007914
MODAL	Mode	5	0.2632	5.909E-05	0.0011	0.04089	0.01337	0.00098	0.00001501
MODAL	Mode	6	0.217	0.00014	0.00059	0.02032	0.00937	0.00025	0.0000689
MODAL	Mode	7	0.1852	0.11406	0.00015	0.0035	0.00172	0.13258	0.02177
MODAL	Mode	8	0.1731	0.00553	0.00746	0.00384	0.0228	0.01989	0.00393
MODAL	Mode	9	0.1701	0.00093	0.00086	0.00049	8.367E-07	0.0003	0.00107
MODAL	Mode	10	0.1644	1.311E-05	0.00419	0.01738	0.03995	0.01321	0.00326
MODAL	Mode	11	0.1478	0.00489	0.0071	0.00916	0.02407	0.0176	0.09109
MODAL	Mode	12	0.1395	0.02995	0.00293	0.00066	0.00064	0.03878	0.0084

Από την ιδιομορφική ανάλυση του αρχικά πακτωμένου (πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης βάσης) προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- Η 1^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση X με δρώσα ιδιομορφική μάζα 70.48%.
- Η 2^η ιδιομορφή είναι κυρίως περιστροφική ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z με δρώσα ιδιομορφική μάζα 70.79%.
- Η 3^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση Y με δρώσα ιδιομορφική μάζα 75.19%.
- Οι ανώτερες ιδιομορφές (4^η έως 12^η) έχουν πολύ μικρή συνεισφορά στην ταλάντωση της κατασκευής.
- Το άθροισμα των δρῶσών ιδιομορφικών μαζών για τις 12 πρώτες ιδιομορφές είναι 91.75% για τη μετακίνηση UX, 79.73% για τη μετακίνηση UY και 90.58% για την περιστροφή RZ.

❖ **Ιδιομορφή 1^η**

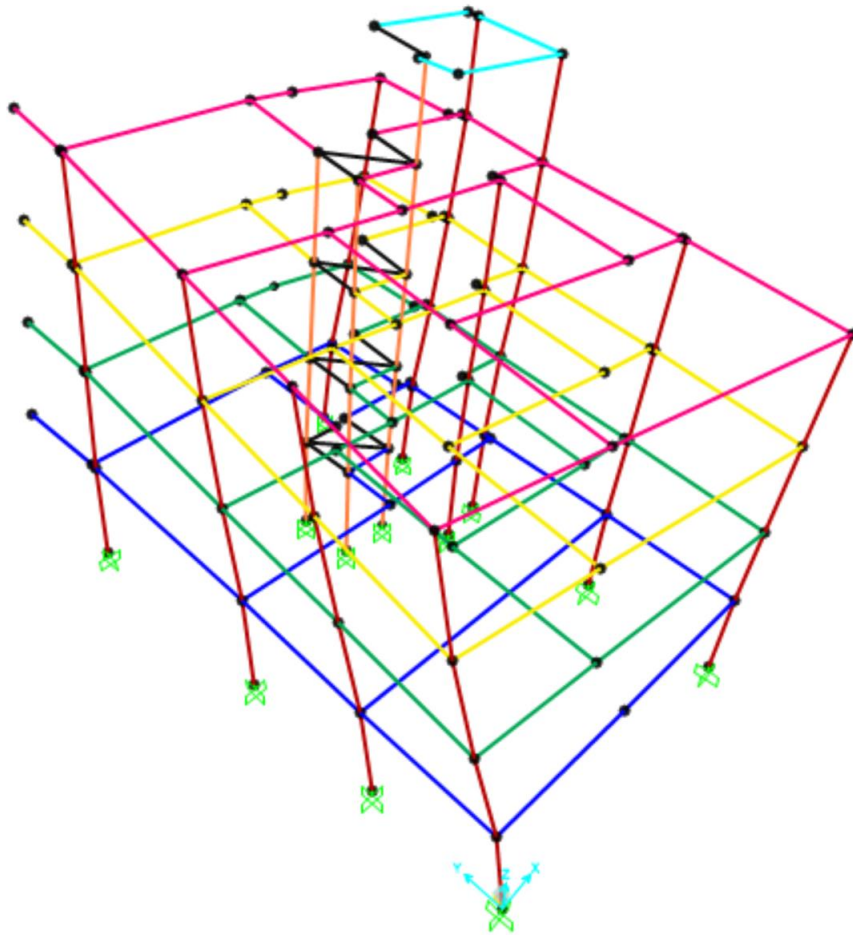
Κίνηση μεταφορική ως προς άξονα x	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό ενεργοποίησης μάζας
		0.6238 s



Εικόνα 6.2: 1^η Ιδιομορφή - Μεταφορική κίνηση κατά x

❖ **Ιδιομορφή 2^η**

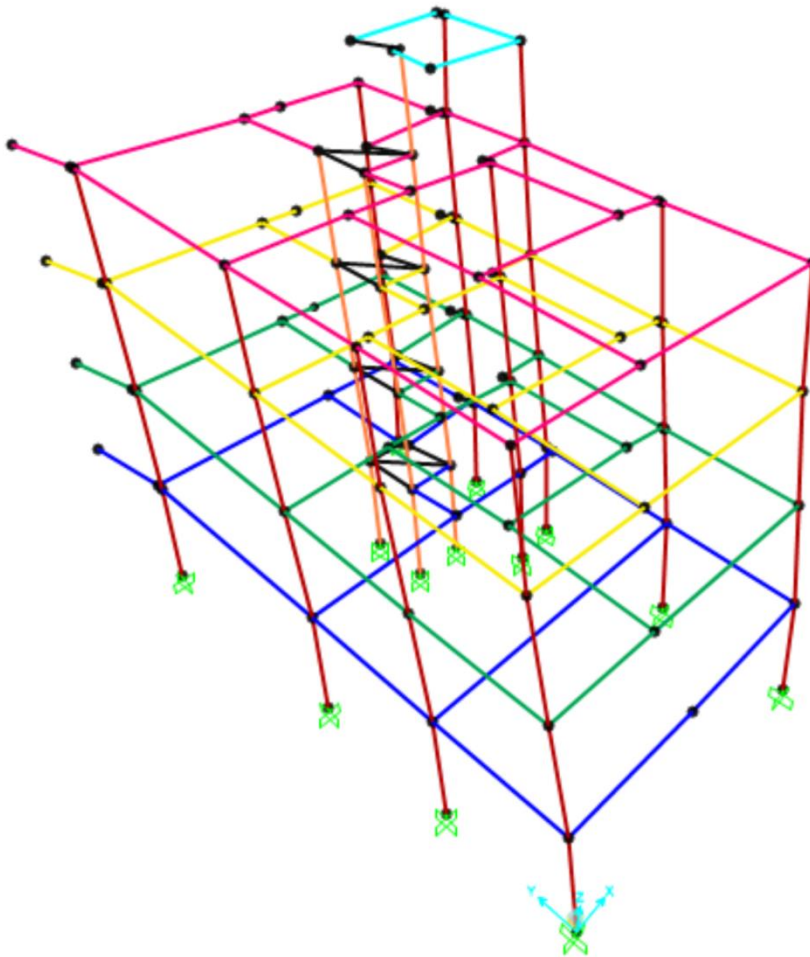
Κίνηση περιστροφική ως προς άξονα z	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό ενεργοποίησης μάζας
		0.5012 s



Εικόνα 6.3: 2^η Ιδιομορφή - Περιστροφική κίνηση κατά z

❖ **Ιδιομορφή 3^η**

Κίνηση μεταφορική ως προς άξονα y	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό ενεργοποίησης μάζας
		0.4596 s



Εικόνα 6.4: 1^η Ιδιομορφή - Μεταφορική κίνηση κατά y

6.3 Σεισμικά μονωμένος φορέας- Εφάδρανα υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου (LRB)

Πίνακας 6.2: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση – Μονωμένος φορέας με εφάδρανα υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου (LRB).

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	2.6492	0.00085	0.24657	2.9E-07	2.28E-05	3.56E-05	0.75209
MODAL	Mode	2	2.4438	0.99644	3.52E-05	4.8E-06	1.22E-05	0.00085	0.00133
MODAL	Mode	3	2.3006	0.00056	0.75268	7.1E-07	0.00041	2.52E-05	0.24578
MODAL	Mode	4	0.3644	0.00194	3.83E-05	0.00173	0.01209	0.34443	0.0003
MODAL	Mode	5	0.2769	6.113E-05	0.00028	0.0165	0.16631	0.04619	0.0002
MODAL	Mode	6	0.2722	2.656E-05	2.95E-05	0.01586	8.82E-05	0.02078	0.00017
MODAL	Mode	7	0.2652	7.611E-06	3.77E-05	0.01737	0.06191	0.00663	0.00006329
MODAL	Mode	8	0.2548	2.255E-06	0.00029	0.02244	0.14593	0.01161	0.00001569
MODAL	Mode	9	0.2167	5.776E-08	2.92E-06	0.02314	0.00135	0.00106	1.391E-07
MODAL	Mode	10	0.1717	1.406E-06	1.1E-06	0.00138	0.00168	0.00122	0.000002495
MODAL	Mode	11	0.1714	3.144E-07	1.03E-06	0.00093	0.00051	0.00063	7.869E-07
MODAL	Mode	12	0.1622	6.781E-07	2.41E-06	0.01913	0.01034	0.01013	1.062E-07

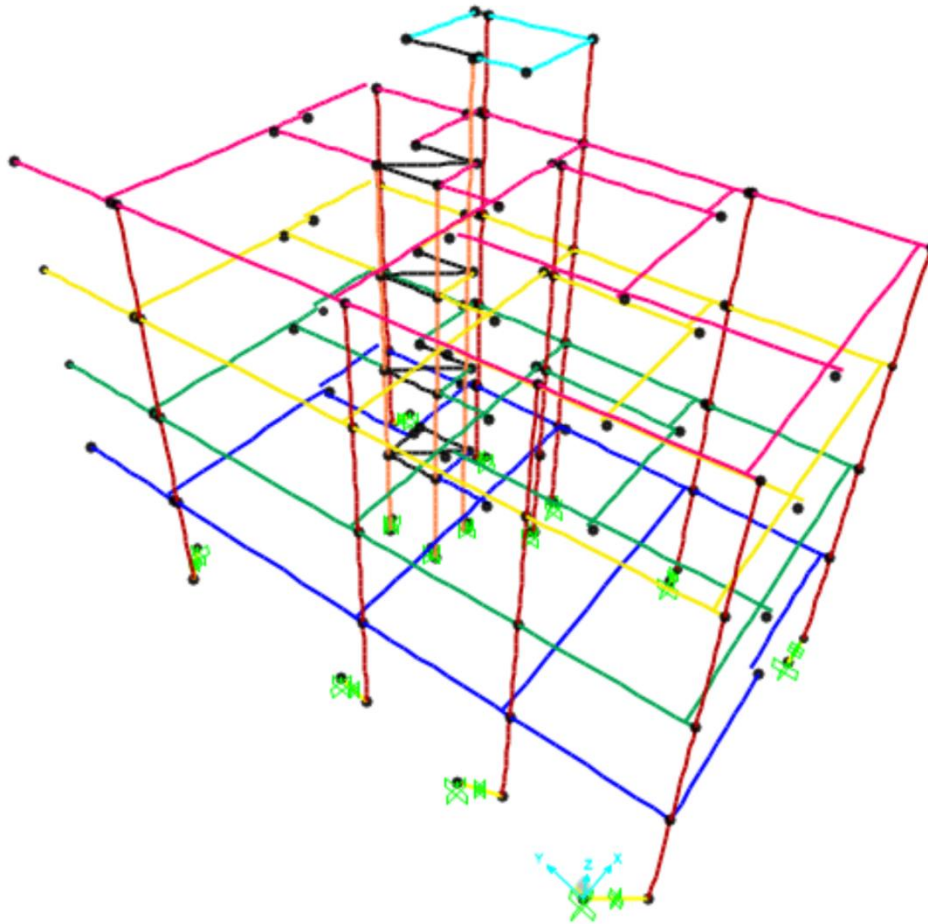
Από την ιδιομορφική ανάλυση του μονωμένου φορέα με εφάδρανα υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου (LRB) προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- Η 1^η ιδιομορφή είναι κυρίως περιστροφική ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z με δρώσα ιδιομορφική μάζα 75.21%.
- Η 2^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση X με δρώσα ιδιομορφική μάζα 99.64%.
- Η 3^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση Y με δρώσα ιδιομορφική μάζα 75.27%.
- Οι ανώτερες ιδιομορφές (4^η έως 12^η) έχουν πολύ μικρή συνεισφορά στην ταλάντωση της κατασκευής.
- Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις 12 πρώτες ιδιομορφές είναι 99.99% για τη μετακίνηση UX, για τη μετακίνηση UY καθώς επίσης και για την περιστροφή RZ.

Παρατηρούμε λοιπόν τη σημαντική αύξηση τόσο των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης όσο και των δρωσών μαζών σε σχέση με το μη-μονωμένο φορέα, γεγονός που αποδίδεται στη συνεισφορά των μονωτήρων που έχει ως αποτέλεσμα οι δύο πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης της μονωμένης κατασκευής να είναι ουσιαστικά οι ιδιομορφές ταλάντωσης του ίδιου του συστήματος μόνωσης.

❖ **Ιδιομορφή 1^η**

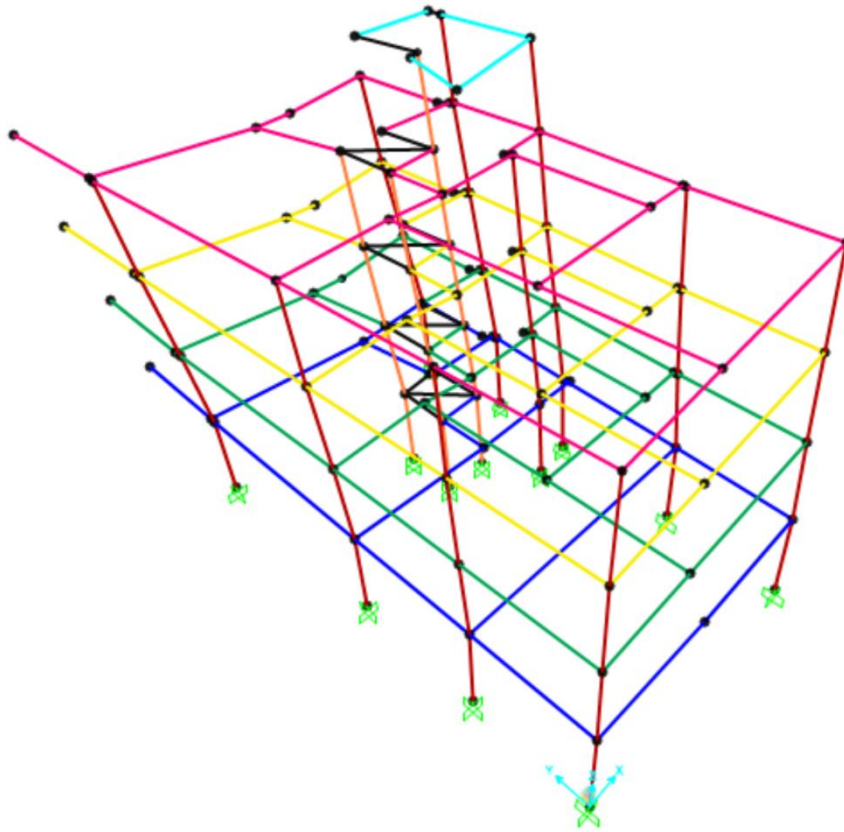
Κίνηση περιστροφική ως προς άξονα z	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό ενεργοποίησης μάζας
		2.6492 s



Εικόνα 6.5: 1^η Ιδιομορφή - Περιστροφική κίνηση κατά z

❖ **Ιδιομορφή 2^η**

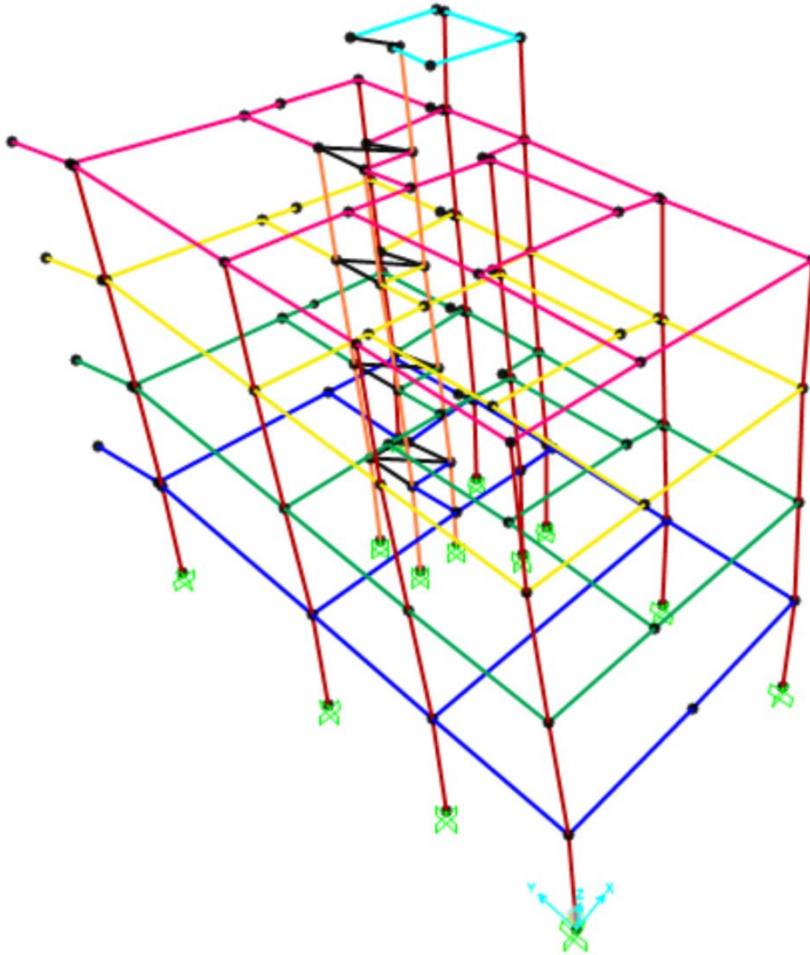
Κίνηση μεταφορική ως προς άξονα x	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό ενεργοποίησης μάζας
		2.4438 s



Εικόνα.6.6: 2^η Ιδιομορφή - Μεταφορική κίνηση κατά x

❖ Ιδιομορφή 3^η

Κίνηση μεταφορική ως προς άξονα y	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό ενεργοποίησης μάζας
		2.3006 s



Εικόνα 6.7: 3^η Ιδιομορφή - Μεταφορική κίνηση κατά y

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

7.1 Γενικά

Η ανελαστική στατική ανάλυση (αλλιώς και μέθοδος ελέγχου μετακινήσεων ή pushover ανάλυση) προσεγγίζει με διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις τη μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα. Η ανάλυση pushover περιγράφει σε ικανοποιητικό βαθμό τη συμπεριφορά της κατασκευής. Έχει τη δυνατότητα να καταγράψει τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, την αστοχία των μελών και την ανακατανομή της έντασης μετά τη δημιουργία μιας πλαστικής άρθρωσης.

Βασική επιδίωξη του μελετητή-μηχανικού είναι η κατασκευή να έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στην απαίτηση που επιβάλλει η δράση. Με τη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων επιδιώκεται να υπολογιστούν η ικανότητα της κατασκευής, η απαίτηση σε μετακίνηση και με τη μεταξύ τους σύγκριση τελικά να ελεγχθεί η συμπεριφορά της κατασκευής. Ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση. Για να ικανοποιούνται τα κριτήρια πρέπει η παραμόρφωση να μην δημιουργεί βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

Επίσης από την ανάλυση αυτή μπορούν να υπολογιστούν οι συντελεστές α_1 και α_w , οι οποίοι ορίζονται ως οι συντελεστές που εκφράζουν σε τι ποσοστό τέμνουσας βάσης σχεδιασμού αναπτύσσεται η πρώτη πλαστική άρθρωση σε κάποιο στοιχείο του φορέα και ο πρώτος μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα, αντίστοιχα. Οι παραπάνω συντελεστές χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q . Έτσι, αντί να χρησιμοποιηθούν οι τιμές του κανονισμού για να είναι ακριβέστερη η ανάλυση, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που θα εξαχθούν από την ανάλυση pushover.

Ο κανονισμός επεμβάσεων θέτει ως προϋποθέσεις για την εφαρμογή της μεθόδου: **(Κανονισμός Επεμβάσεων, 2013)**

- Η στάθμη αξιοπιστίας συνίσταται να είναι ικανοποιητική.
- Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική.

7.2 Διαδικασία μεθόδου ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Βασιλειάδης, 2013)(Σπυράκος, 2004)

Στην ανελαστική στατική ανάλυση χρησιμοποιείται μια σειρά από διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις, ώστε να προσεγγιστεί η ελαστοπλαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Η μέθοδος ακολουθεί τα παρακάτω βήματα:

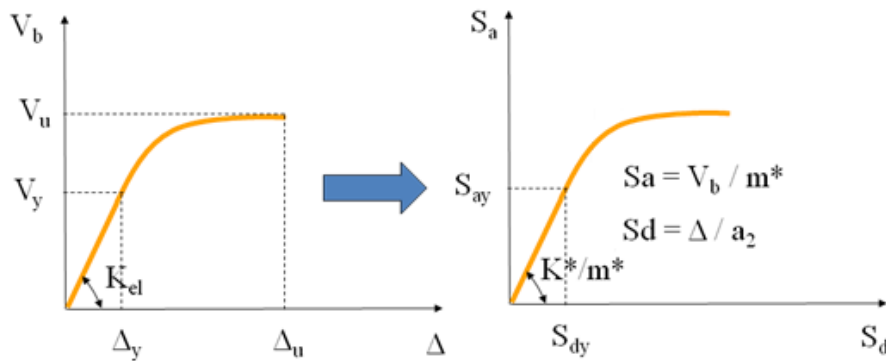
1. Τα οριζόντια φορτία αυξάνονται μονότονα μέχρι να διαρρεύσει κάποιο δομικό στοιχείο.

1.1. Υπολογίζονται η τέμνουσα βάσης V και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου

δ. Το ζεύγος τιμών που προκύπτει αποτελεί σημείο της καμπύλης

ικανότητας. Ως κόμβος ελέγχου λαμβάνεται το κέντρο μάζας στην κορυφή του κτιρίου.

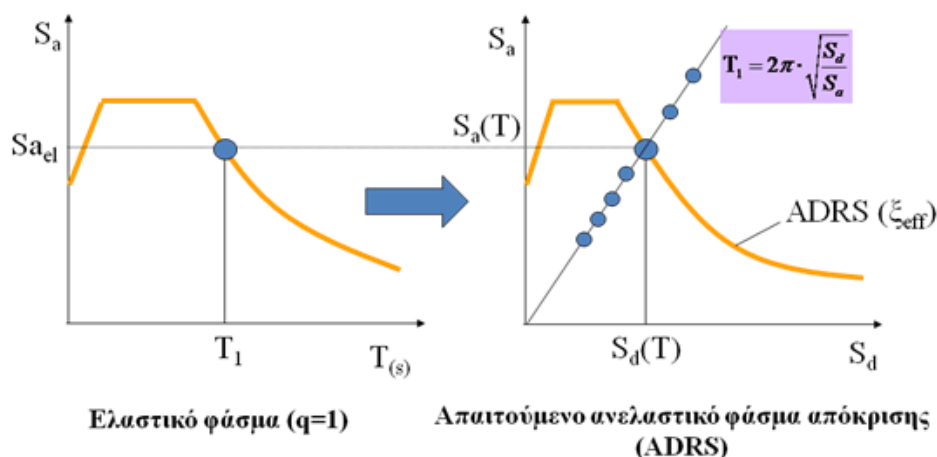
- 1.2. Γίνεται μετατροπή του διαγράμματος V-δ σε διάγραμμα φασματικών όρων S_a - S_d . Η συγκεκριμένη καμπύλη ονομάζεται καμπύλη διαθέσιμης ικανότητας.



Εικόνα 7.1: Μετατροπή καμπύλης αντίστασης σε καμπύλη φασματικής ικανότητας

2. Έπειτα υπολογίζεται η καμπύλη απαιτούμενης ικανότητας. Αυτή είναι ένα ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με μια ορισμένη ιξώδη απόσβεση.
 - 2.1. Για τον υπολογισμό του πρέπει να βρεθεί η δρώσα απόσβεση του φορέα. Η δρώσα απόσβεση είναι συνάρτηση της ιξώδους απόσβεσης που αναπτύσσεται κατά την ελαστική απόκριση και της υστερητικής απόσβεσης η οποία εξαρτάται από το μέγεθος των μετελαστικών παραμορφώσεων και από τον τύπο του μηχανισμού κατάρρευσης της κατασκευής.
 - 2.2. Υπολογισμός των ελαστικών φασμάτων σχεδιασμού.

Μετατροπή του φάσματος σχεδιασμού (S_a - T) σε διάγραμμα φασματικής απόκρισης ADRS (S_a - S_d). $S_a(T) = \eta S_{a_{el}}(T) \rightarrow S_d = S_a \cdot T^2 / (4\pi^2) \rightarrow S_d(T) = \eta S_{d_{el}}(T)$



Ελαστικό φάσμα ($q=1$)

Απαιτούμενο ανελαστικό φάσμα απόκρισης (ADRS)

Εικόνα 7.2: Μετατροπή φάσματος απόκρισης σε διάγραμμα ADRS

- 2.3. Υπολογισμός μέγιστης απαιτούμενης μετελαστικής μετατόπισης:
 - 2.3.1. Βρίσκουμε τη φασματική μετατόπιση $S_{di}(T_1, \xi_{el})$ που αντιστοιχεί στην κύρια ιδιοπερίοδο T_1 του κτιρίου από το απαιτούμενο φάσμα για $\xi = \xi_{el}$.

2.3.2. Υπολογίζουμε το δείκτη πλαστιμότητας μ , την ισοδύναμη ιδιοπερίοδο T_{eq} , τη δρώσα απόσβεση ξ_{eff} και το συντελεστή απόσβεσης η .

2.3.3. Βρίσκουμε τη νέα μετατόπιση που αντιστοιχεί στο ζεύγος από το διάγραμμα ADRS. Το σημείο τομής της ευθείας που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο με την καμπύλη ADRS είναι η μέγιστη απαιτούμενη φασματική μετατόπιση που αντιστοιχεί στη μετελαστική συμπεριφορά για $T = T_{eq}$.

3. Επανάληψη της διαδικασίας

3.1. Αρχικά γίνεται κατάλληλη αναθεώρηση της προσομοίωσης έτσι ώστε στα στοιχεία που έχουν διαρρεύσει να δοθεί μηδενική ή αμελητέα δυσκαμψία. Με αυτό τον τρόπο θαδειχτεί ότι δεν συμμετέχουν πλέον στη ανάληψη φορτίων.

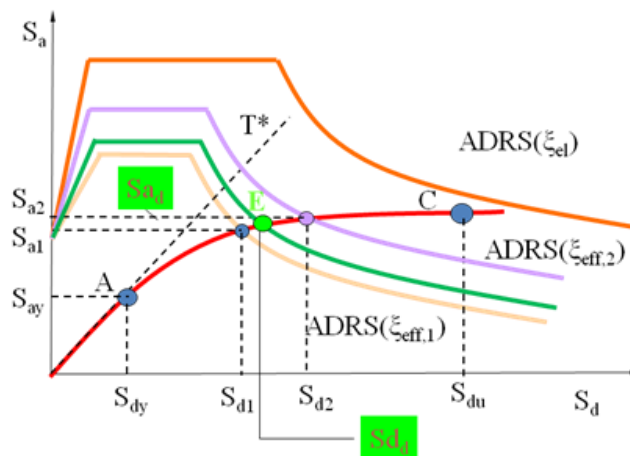
3.2. Μετά γίνεται νέα ανάλυση με προσαύξηση της κατανομής των φορτίων μέχρι να έχουμε διαρροή καινούργιας ομάδας στοιχείων.

3.3. Υπολογισμός των στοιχείων που ορίστηκαν στα βήματα 1 και 2. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι η ανάλυση να φτάσει σε κάποιο από τα όρια που έχουμε θέσει για την κατασκευή. Τέτοια όρια μπορεί να είναι η αστάθεια λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης, η υπέρβαση των κριτηρίων της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας και η απώλεια φέρουσας ικανότητας μέρους της κατασκευής.

4. Τελικά έχει σχηματιστεί ένα διάγραμμα που περιλαμβάνει τις καμπύλες διαθέσιμης και απαιτούμενης ικανότητας. Η τομή των δύο καμπυλών είναι το σημείο επιτελεστικότητας. Στο σημείο αυτό η μετακίνηση είναι περίπου ίση με τη μετακίνηση σε μια δεδομένη σεισμική φόρτιση. Στο σημείο αυτό γίνεται ο έλεγχος της κατασκευής, καθώς το κτίριο για μια σεισμική διέγερση θα εκτελέσει πεπερασμένες οριζόντιες μετακινήσεις. Για το λόγο αυτό δεν θα είχε νόημα να ελέγξουμε το κτίριο για μια τεράστια μετακίνηση.

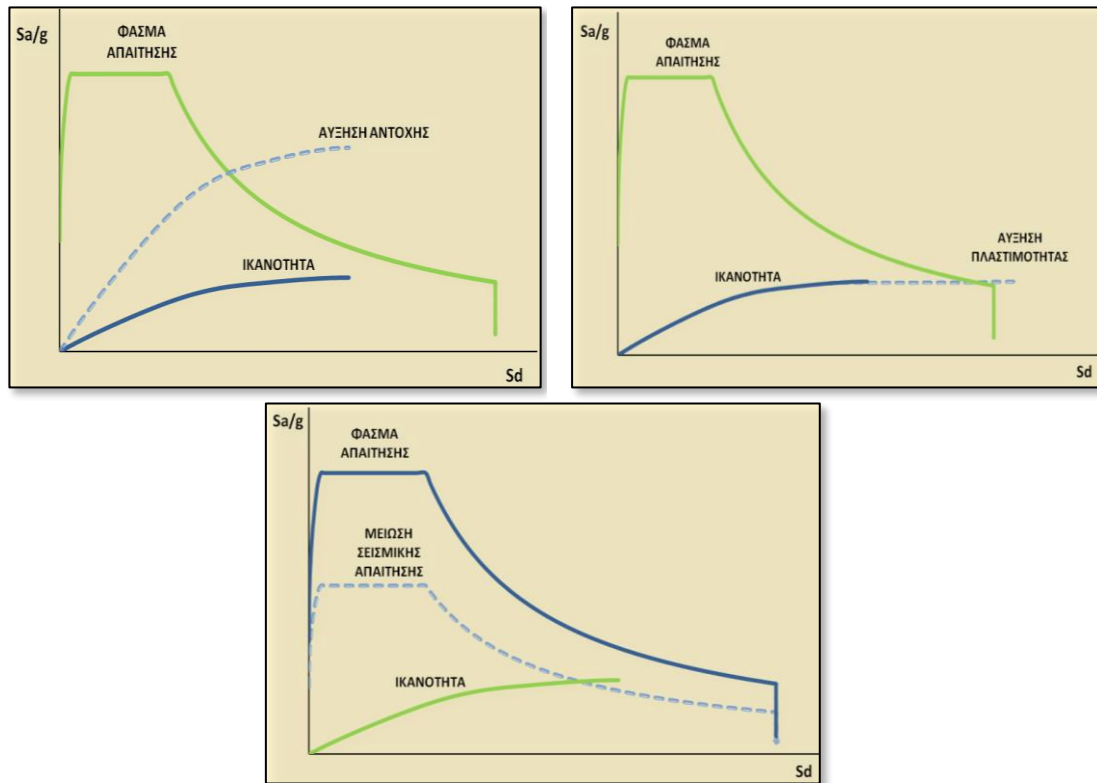
$$\eta_2 = \sqrt{7 \cdot (2 + \xi_{eff,2})} \geq 0.7, \quad \mu_2 = S_{d2}/S_{dy}, \quad \xi_{u,2} = 2 \cdot (\mu_2 - 1) / (\pi \cdot \mu_2)$$

$$S_{a2} = \eta_2 S_{a_{el}}, \quad S_{d2} = \eta_2 S_{d_{el}} \rightarrow S_{d2} = S_{a2} \cdot T^2 / (4\pi^2) \rightarrow ADRS(\xi_{eff,2})$$



Εικόνα 7.3: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας

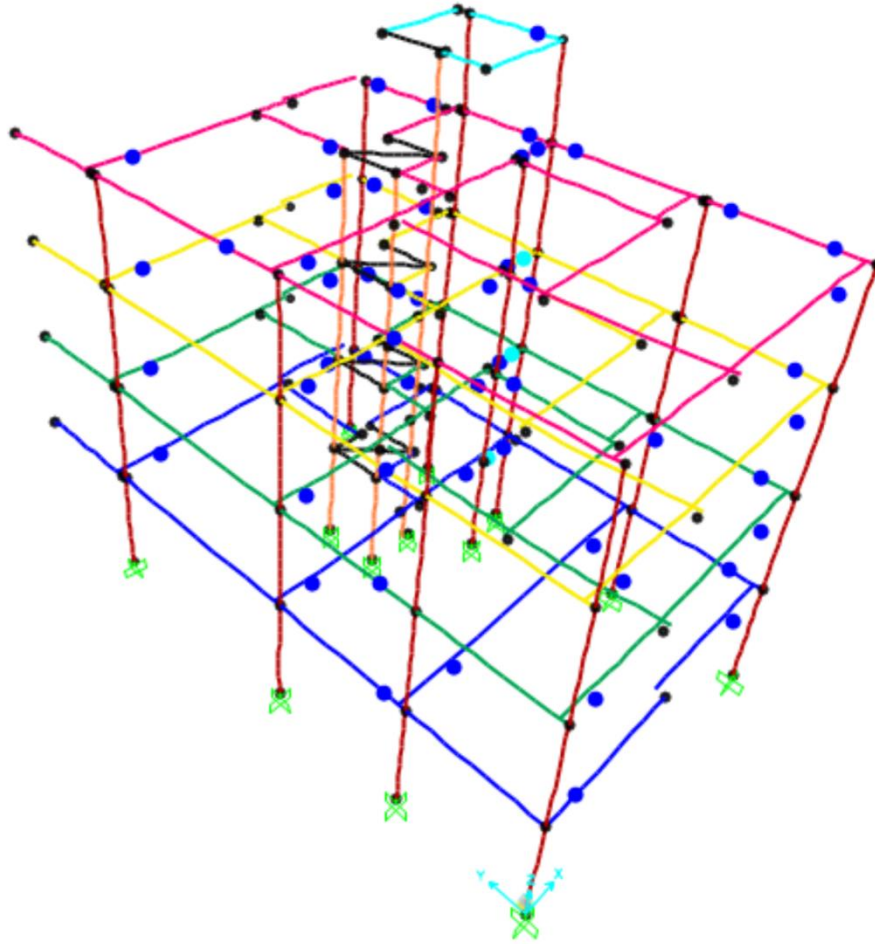
5. Εάν η καμπύλη που προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία δεν τέμνει την καμπύλη φασματικής ικανότητας της κατασκευής, αυτό σημαίνει ότι η διαθέσιμη μέγιστη μετελαστική μετακίνηση υπολείπεται της απαιτούμενης. Εάν πρόκειται για νέα κατασκευή πρέπει ο φορέας να επανασχεδιασθεί. Εάν πρόκειται για υφιστάμενη κατασκευή, θα πρέπει να ενισχυθεί.



Εικόνα 7.4: Ανάγκη ενίσχυσης

7.3 Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά x

Η μέθοδος περιλαμβάνει την σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό μια σεισμική διέγερση η οποία ασκείται μέσω επιταχύνσεων πάνω στο φορέα μέχρις ότου ο κόμβος 63 του γ' ορόφου, κατά την διεύθυνση U1, φτάσει τη στοχευόμενη μετατόπιση των 0.5m, η οποία έχει οριστεί στο πρόγραμμα. Η διαδικασία ολοκληρώνεται μετά το πέρας 1500 βημάτων. Όμως δεν είναι απαραίτητο να φτάσει ο κόμβος την παραπάνω μετατόπιση, αρκεί η κατασκευή να αστοχήσει σε κάποιο προηγούμενο στάδιο. Τελικά, η ανάλυση ολοκληρώθηκε με το πέρας 207 βημάτων. Αυτό, πιθανώς συμβαίνει διότι το πρόγραμμα αδυνατεί να πραγματοποιήσει μέχρι τέλους την ανάλυση λόγω προβλημάτων σύγκλισης. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί στις δοκούς της κατασκευής κατά το τέλος της ανάλυσης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας A, ενώ μόλις 3 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας B.

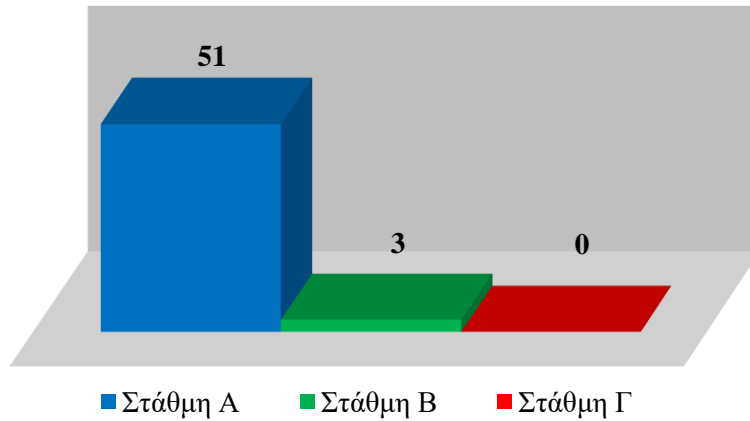


Εικόνα 7.5: Θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

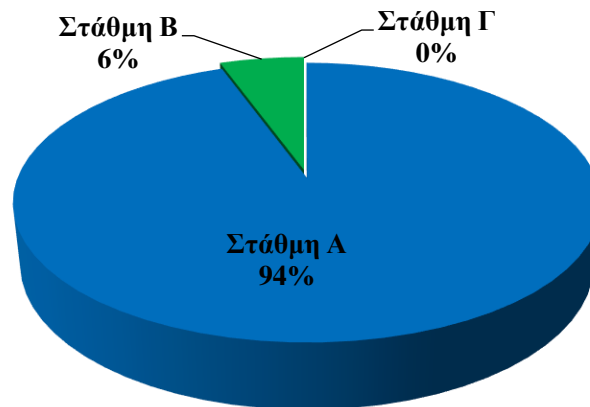


Εικόνα 7.6: Στάθμες επιτελεστικότητας

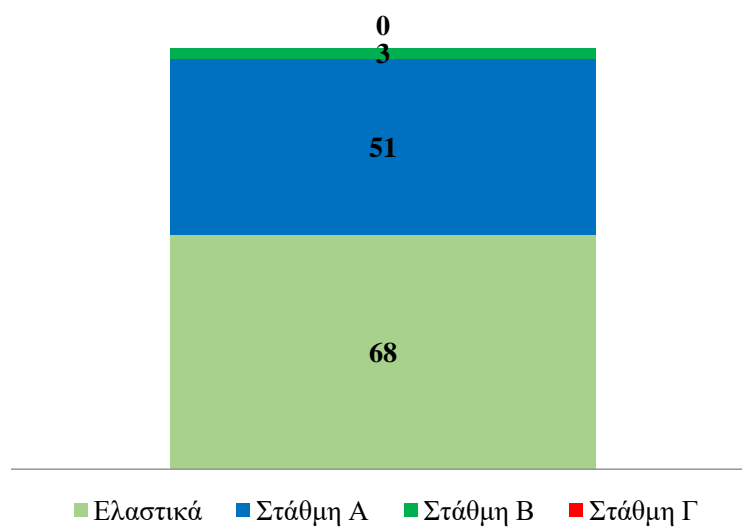
Τα διάφορα χρώματα αναπαριστούν τις διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες προβλέπονται από τον κανονισμό και για τις οποίες έγινε λόγος σε προηγούμενο κεφάλαιο.



Εικόνα 7.7: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



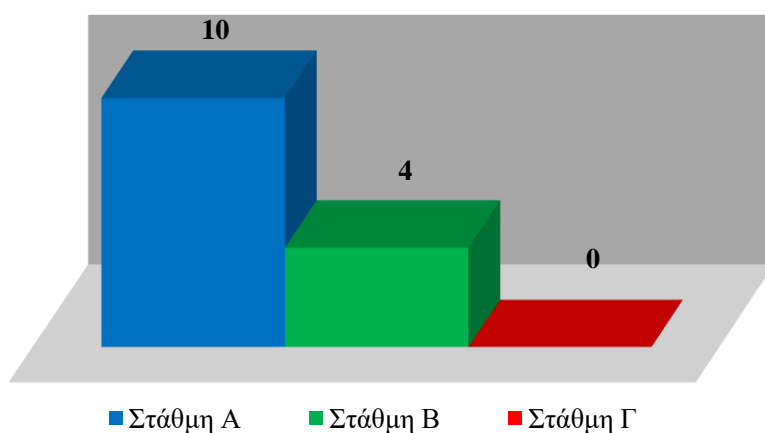
Εικόνα 7.8: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



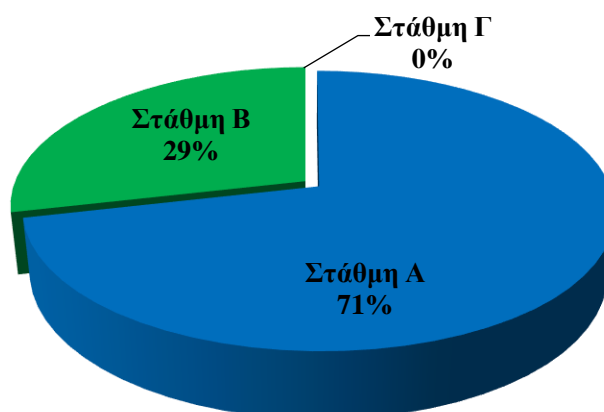
Εικόνα 7.9: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Είναι φανερό ότι σε αρκετές διατομές παρατηρείται εμφάνιση διαρροής, άλλα σε καμία η πλαστικοποίηση δεν είναι τόσο έντονη. Το 55% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 45% πέρασε στη πλαστική περιοχή. Το 94% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 6% στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

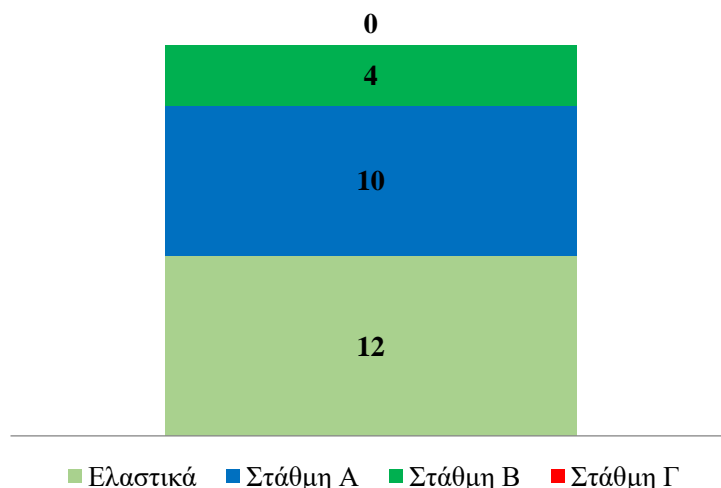
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργήθηκε 1 πλαστική άρθρωση, η οποία ανήκει στην στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 7.10: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



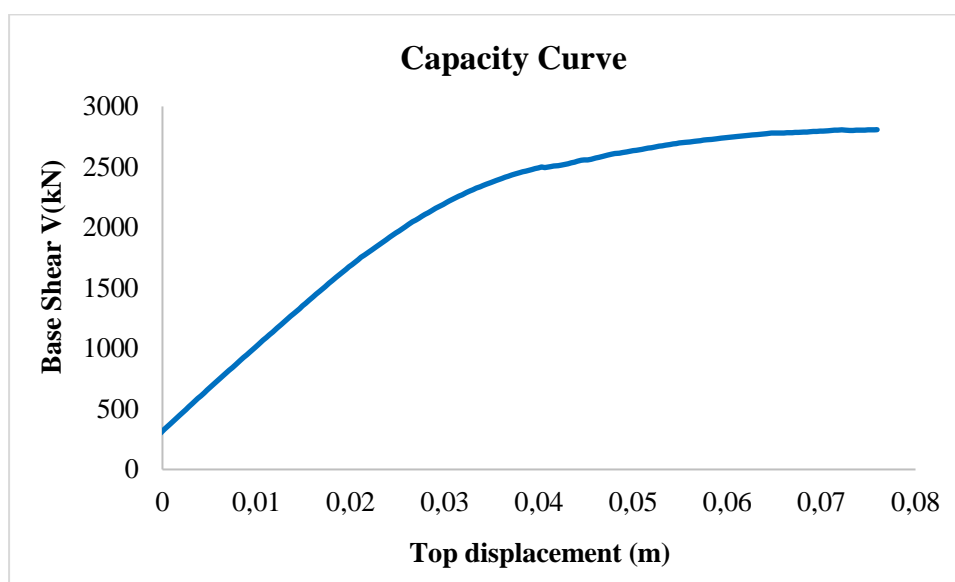
Εικόνα 7.11: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 7.12: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 46% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 54% εμφάνισε πλαστική συμπεριφορά. Το 71% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 29% στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής ή καμπύλη ικανότητας (capacity curve) για την ανάλυση κατά τη διεύθυνση x. Η καμπύλη ουσιαστικά αναπαριστά την μετατόπιση του κόμβου ελέγχου (κόμβος 63) συναρτήσει της τέμνουσας βάσης της κατασκευής. Η κλίση της καμπύλης, όπως έχει προαναφερθεί, αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία, που μπορεί να θεωρηθεί και σαν η δυσκαμψία κατά την ελαστική φάση της κατασκευής, πριν δηλαδή την αστοχία κάποιου μέλους.



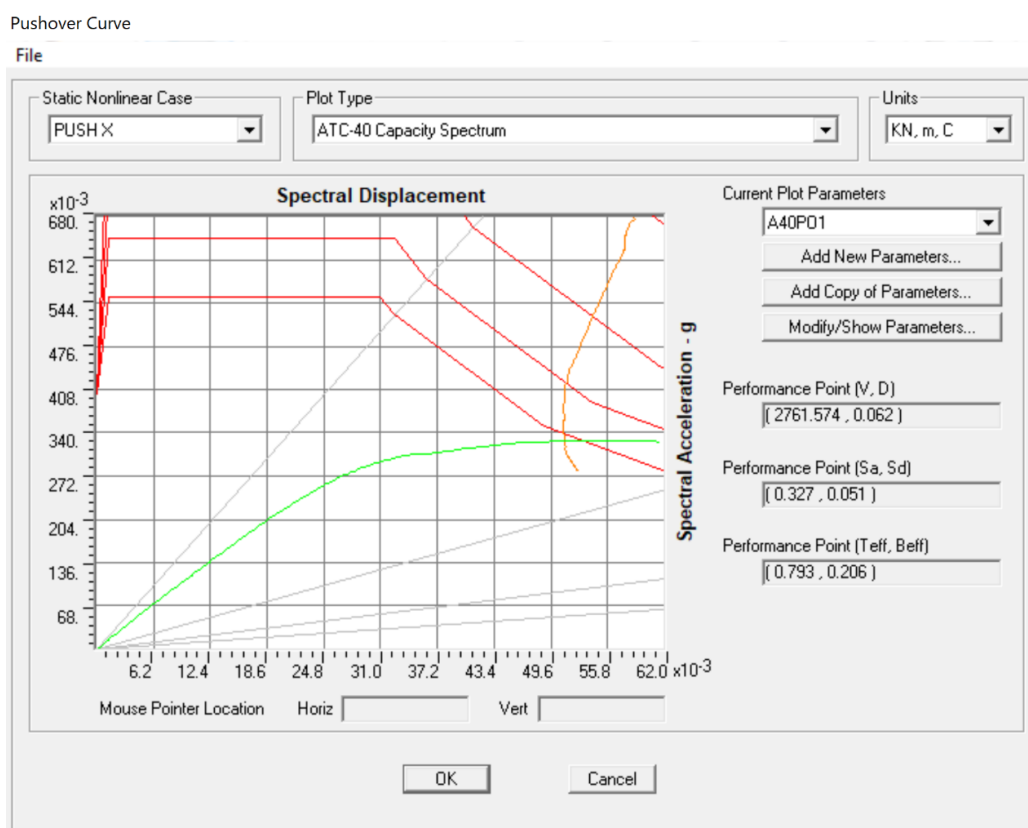
Εικόνα.7.13: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής για ανάλυση κατά x (PUSH_X)

Αφού κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης μπορούμε πλέον να προσδιορίσουμε το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής με τις μεθόδους

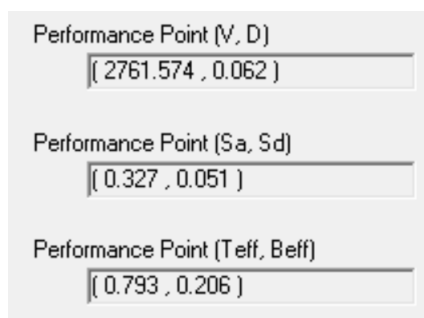
που αναφέρθηκαν στο σχετικό κεφάλαιο. Το σημείο αυτό δίνει την στοχευόμενη μετατόπιση την κατασκευής, δηλαδή τη μετατόπιση της κορυφής του κτιρίου για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση (στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι το φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ).

- Μεθοδολογία ATC – 40:

Στη παρακάτω εικόνα φαίνεται το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής κατά την διεύθυνση UX :



Εικόνα 7.14: Σημείο επιτελεστικότητας κατά UX σύμφωνα με τον ATC – 40



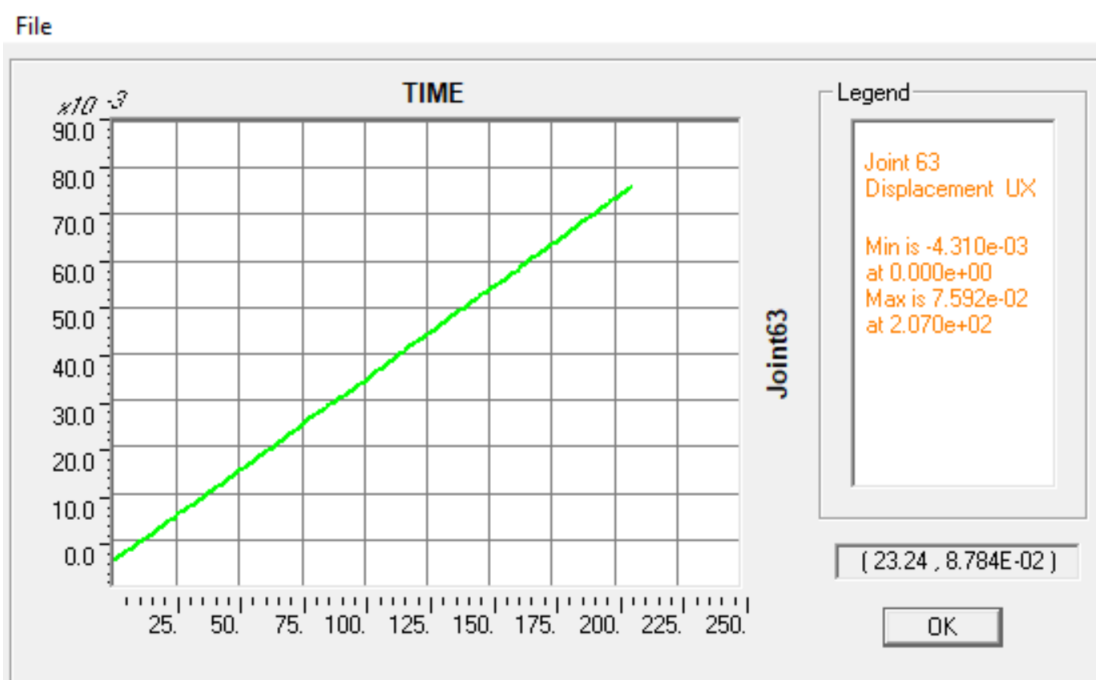
Εικόνα 7.15: Στοχευόμενη μετατόπιση

Παρατηρείται ότι η στοχευόμενη μετατόπιση είναι $\delta = 6.2$ cm, ενώ η τέμνουσα βάσης που αναπτύσσεται είναι $V_b = 2261.574$ kN.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει ακόμα η χρονική εξέλιξη της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου 63 για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Στη παρακάτω

εικόνα φαίνεται αυτή η μεταβολή της θέσης η οποία όπως αναμενόταν είναι περίπου γραμμική.

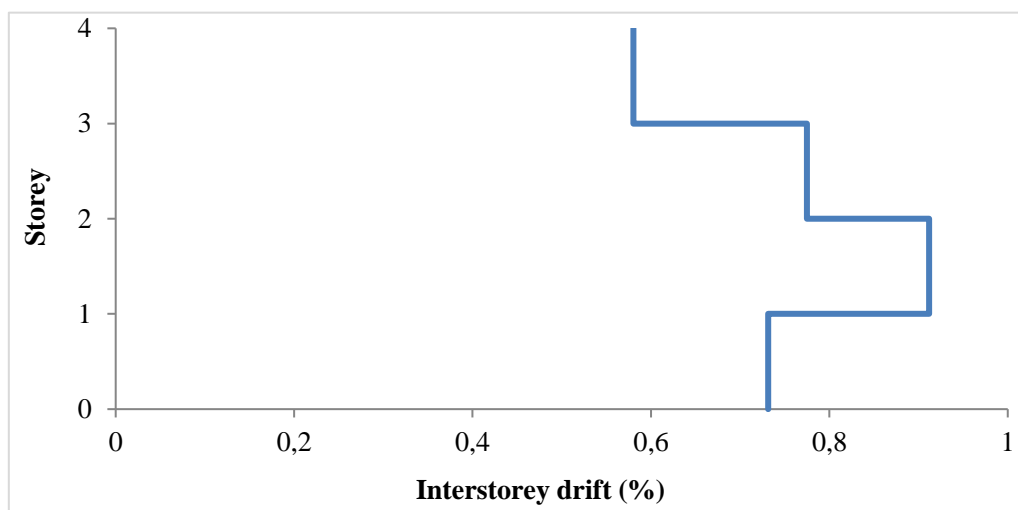
Display Plot Function Traces (PUSH X)



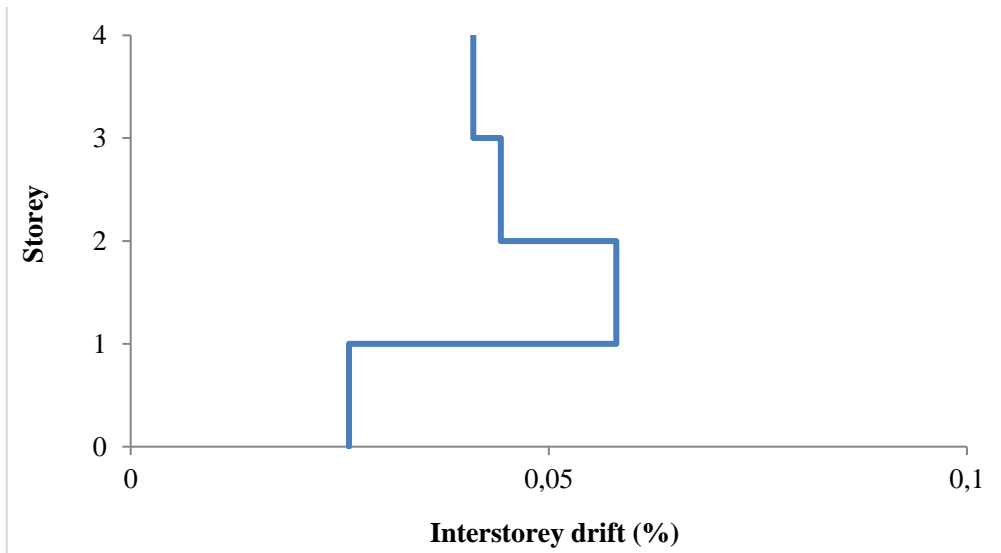
Εικόνα 7.16 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης του κόμβου 63

❖ Σχετική μετακίνηση ορόφων (story drift)

Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης των ορόφων και στις δύο διευθύνσεις. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 0.91% του ύψους του ορόφου στη διεύθυνση που είναι παράλληλη με τη φόρτιση και 0.058% στην άλλη διεύθυνση και παρατηρείται στη στάθμη του πρώτου ορόφου.



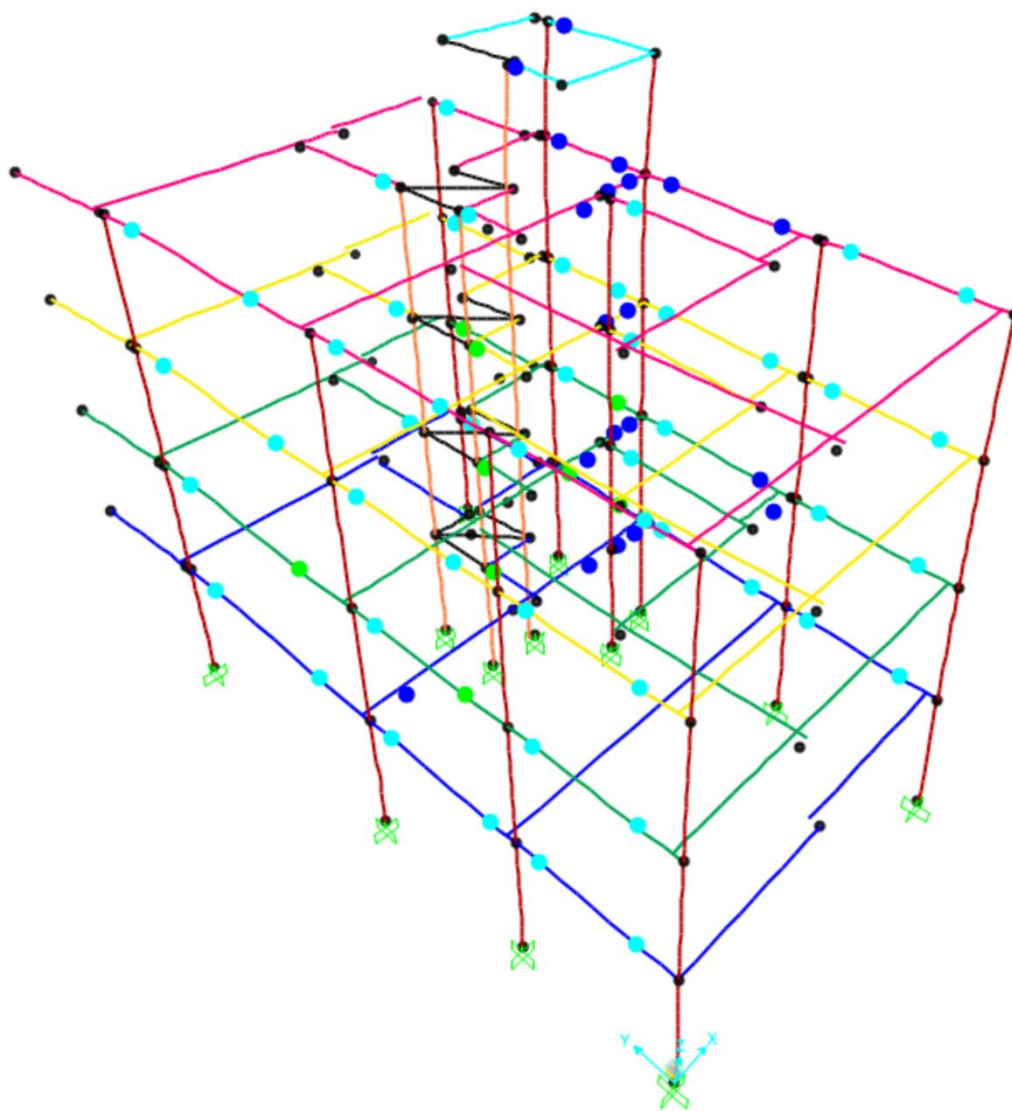
Εικόνα 7.17: Σχετική μετακίνηση ορόφων στη διεύθυνση x



Εικόνα.7.18: Σχετική μετακίνηση ορόφων στη διεύθυνση y

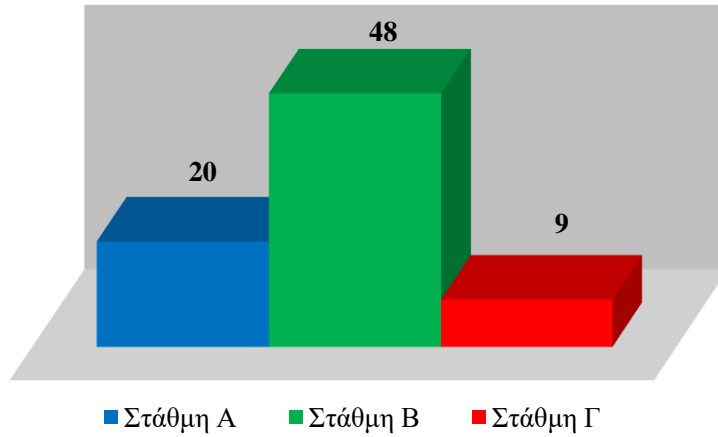
7.4 Αποτελέσματα ανάλυσης pushover κατά y

Κατά αντιστοιχία με την ανάλυση Pushover κατά X, η Pushover κατά Y ασκεί μια διέγερση πάνω στην κατασκευή, μέσω της επιβολής μιας σταθερής κατανομής επιταχύνσεων, μέχρι ο κόμβος 63 φτάσει τη στοχευόμενη μετακίνηση των 0.5 m κατά την διεύθυνση U2. Είναι προφανές ότι η μέθοδος ολοκληρώνεται προτού αυτό συμβεί, είτε φτάνοντας το μέγιστο αριθμό βημάτων, είτε λόγω της εκδήλωσης κάποιας αστοχίας. Εκτελώντας την ανάλυση βλέπουμε ότι δεν φτάνουμε τον μέγιστο αριθμό βημάτων που έχουν οριστεί (2000), αλλά η διαδικασία ολοκληρώνεται μετά το πέρας 606 βημάτων. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι θέσεις εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης.

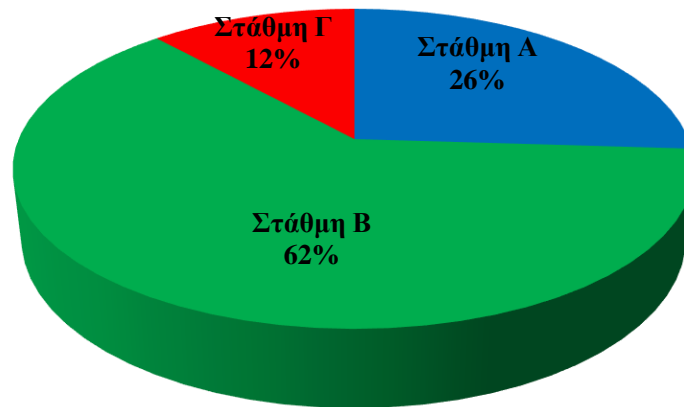


Εικόνα 7.19: Θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

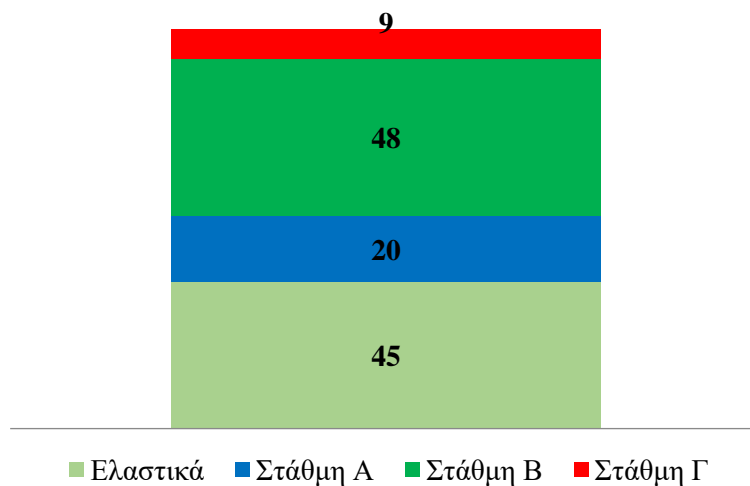
Παρατηρείται ότι σε σχέση με την pushover ανάλυση στη διεύθυνση x η πλαστικοποίηση στις περισσότερες διατομές είναι αρκετά πιο έντονη. Χαρακτηριστικά, το 37% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 63% εμφάνισε πλαστική συμπεριφορά. Το 26% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A, το 62% στη στάθμη επιτελεστικότητας B και το 12% στη στάθμη Γ.



Εικόνα 7.20: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

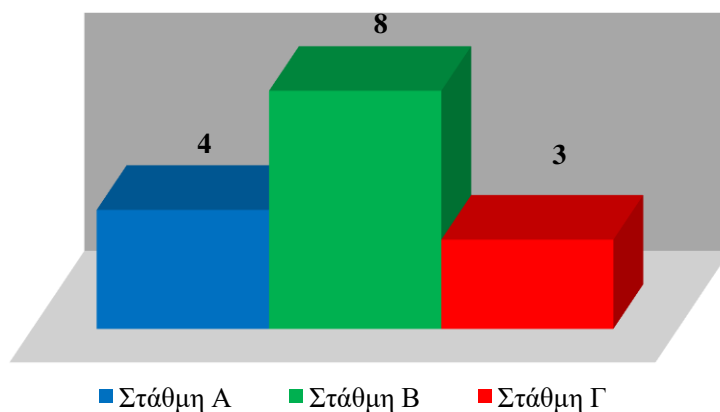


Εικόνα 7.21: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

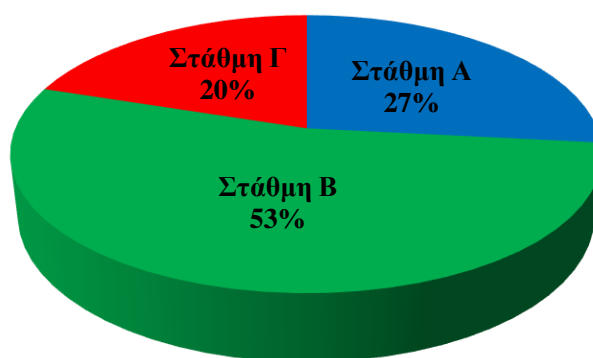


Εικόνα 7.22: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

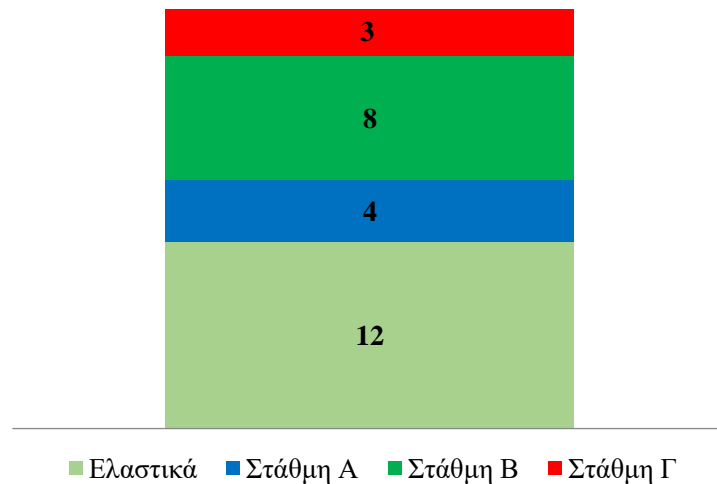
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή M3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 3 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή M2 το 46% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 54% πλαστικά. Το 27% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 53% στη στάθμη επιτελεστικότητας Β και το 20% στη στάθμη Γ.



Εικόνα 7.23: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

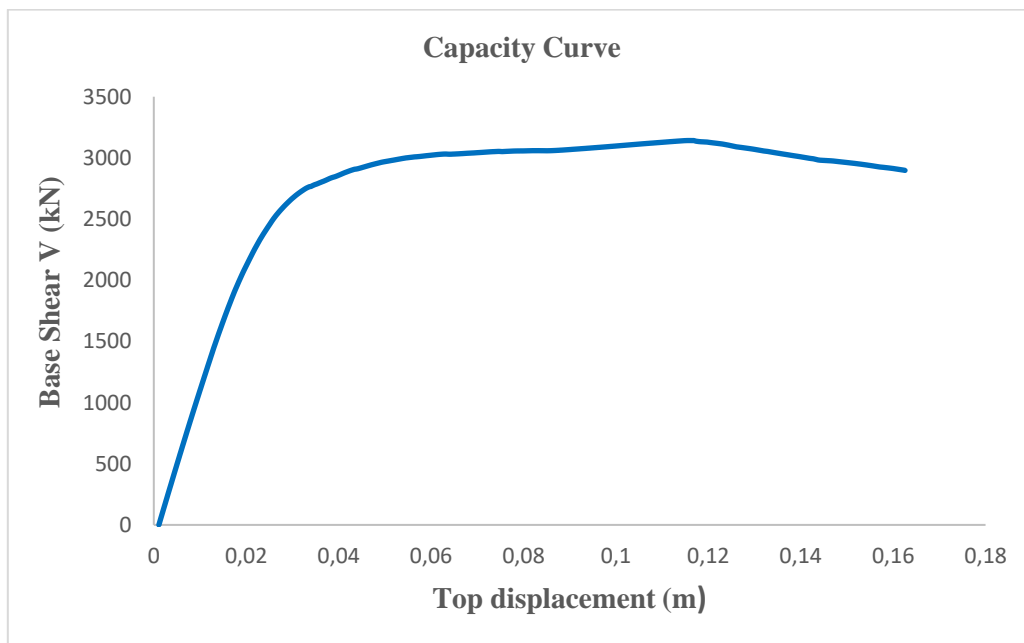


Εικόνα 7.24: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 7.25: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Στη παρακάτω εικόνα φαίνεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής ή καμπύλη ικανότητας (capacity curve) για την ανάλυση κατά τη διεύθυνση y



Εικόνα 7.26: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής για ανάλυση κατά y (PUSH_Y)

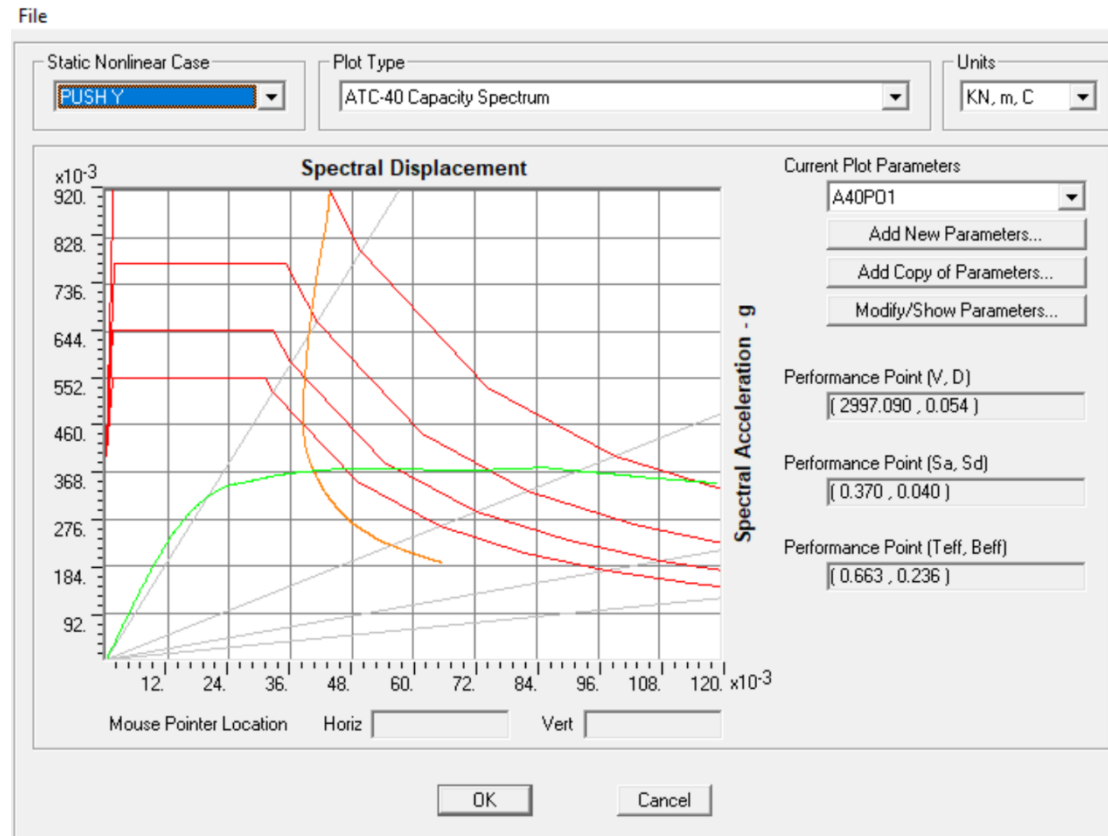
Παρατηρώντας προσεκτικά την παραπάνω καμπύλη βλέπουμε ότι εμφανίζει μια περιοχή έντονης πλαστικοποίησης, όπου η κατασκευή με σχετικά μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης εκδηλώνει δυσανάλογη μετατόπιση κορυφής.

Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τη μεθόδους ATC – 40 μπορούμε να υπολογίσουμε το σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου αυτού βασίζεται στην εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής.

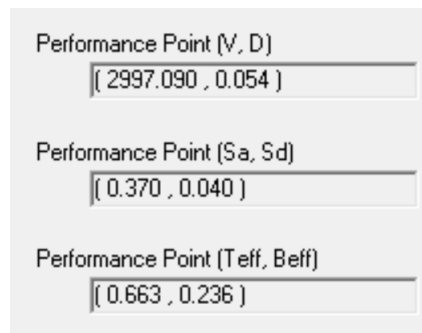
- Μεθοδολογία ATC – 40:

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής σύμφωνα με τον κανονισμό ATC – 40, όπως υπολογίστηκε από το SAP2000.

Pushover Curve



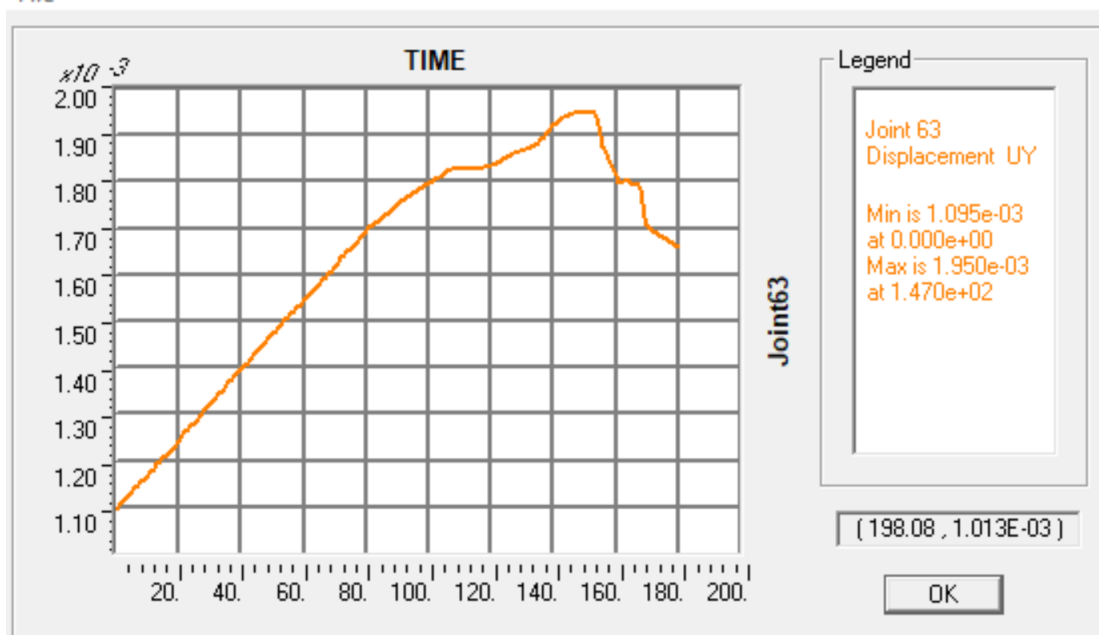
Εικόνα 7.27: Σημείο επιτελεστικότητας κατά UY σύμφωνα με τον ATC – 40



Εικόνα 7.28: Στοχευόμενη μετατόπιση

Βλέπουμε λοιπόν ότι το σημείο επιτελεστικότητας κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση UY του κτιρίου, αντιστοιχεί σε μετατόπιση του κόμβου ελέγχου 5.4 cm, ενώ η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης είναι 2997.08 kN. Παρακάτω παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη της μετατόπισης του κόμβου 63 κατά τη διεύθυνση UY.

File

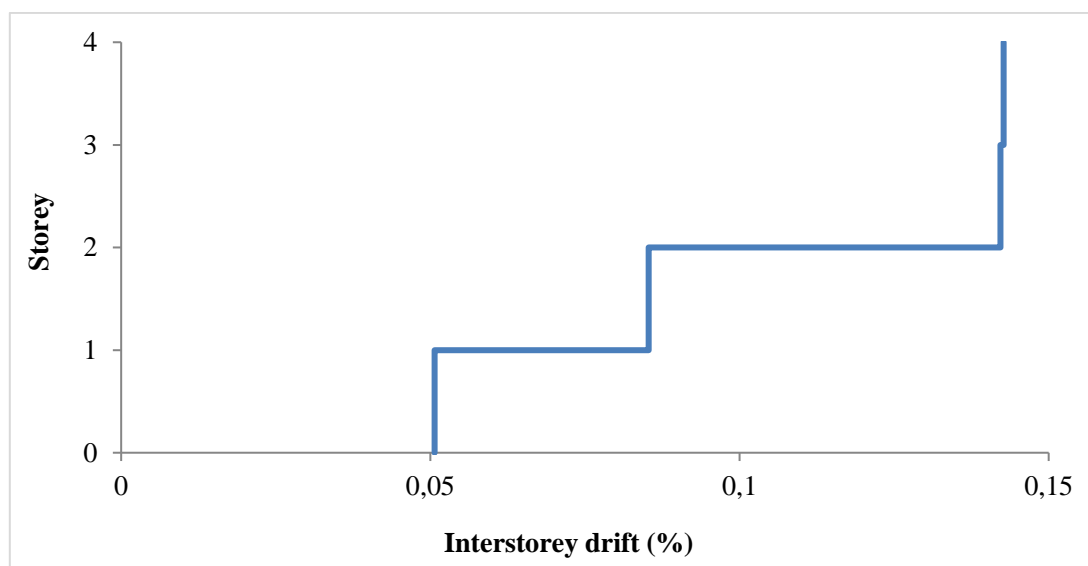


Εικόνα 7.29: Χρονική Εξέλιξη της Μετατόπισης του Κόμβου 63

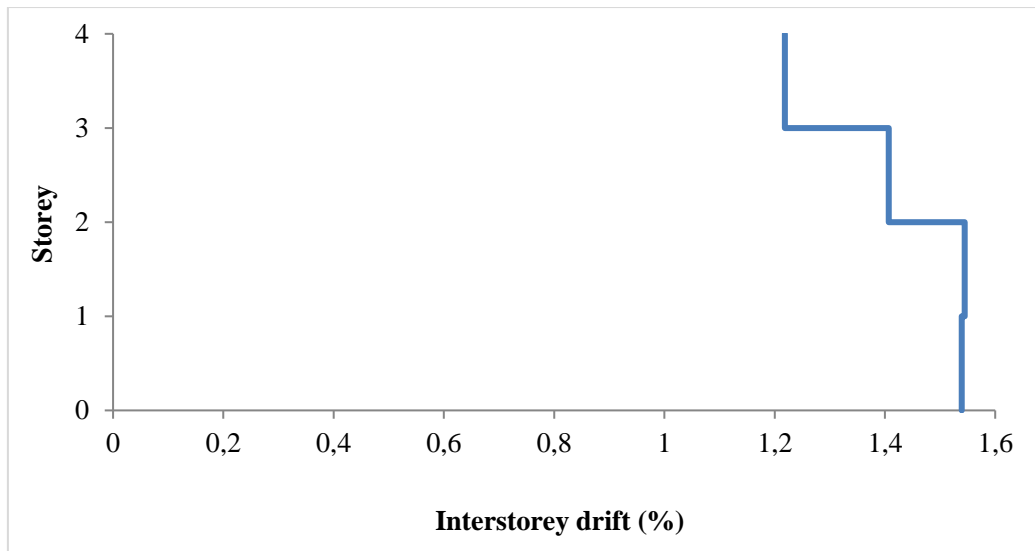
Παρατηρούμε ότι η εξέλιξη αρχικά παρουσιάζει μια σχεδόν γραμμική αύξηση, όμως μετά από ένα σημείο ο κλάδος αρχίζει να φθίνει.

❖ Σχετική μετακίνηση ορόφων (Story drift)

Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα σχετικής μετακίνησης των ορόφων και στις δύο διευθύνσεις. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 0.14% του ύψους του ορόφου στη διεύθυνση x και εντοπίζεται στο τρίτο όροφο και 1.41% στη y και εντοπίζεται στο πρώτο όροφο.



Εικόνα 7.30: Σχετική μετακίνηση ορόφων στη διεύθυνση x



Εικόνα 7.31: Σχετική μετακίνηση ορόφων στη διεύθυνση y

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

8.1 Γενικά

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση (ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας) αποτελεί τη δεύτερη κατηγορία μη γραμμικών αναλύσεων. Με την εξέλιξη σε διάφορους τομείς της τεχνολογίας, την ανάπτυξη των λογισμικών που καλύπτουν τέτοιου είδους αναλύσεις και κυρίως με την αύξηση της ισχύος των υπολογιστών, οι αναλύσεις αυτές έχουν κερδίσει σημαντικό έδαφος τόσο σε επίπεδο έρευνας, όσο και σε επίπεδο ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών. (Καραγιάννης, 2013)

Στην ανάλυση αυτή, χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία του κτιρίου. Εφαρμόζεται λοιπόν στο φορέα σεισμική φόρτιση με τη μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της μεθόδου είναι απαραίτητο να ελέγχονται και σε περίπτωση που κρίνεται απαραίτητο πρέπει να μειώνεται το χρονικό βήμα ολοκλήρωσης. Ακόμη είναι δυνατό να μειωθούν κάποιοι παράγοντες, όπως η δυσκαμψία από ένα βήμα στο επόμενο, που επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Η διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα πραγματοποιείται μέσω της μεθόδου αριθμητικής ολοκλήρωσης Wilson.

❖ Το δυναμικό πρόβλημα (Βασιλειάδης, 2013)

Κατά την ανάλυση αυτή, πραγματοποιείται διαδοχική επίλυση του δυναμικού προβλήματος για κάθε χρονική στιγμή ενός σεισμού. Έτσι υπολογίζεται η απόκριση του φορέα ανά κάποιο χρονικό διάστημα. Ουσιαστικά το πρόγραμμα πραγματοποιεί επαναληπτικές επιλύσεις της παρακάτω εξίσωσης:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{F(t)\}$$

Τα μεγέθη της εξίσωσης εξηγούνται παρακάτω:

- $\{F_k(t)\} = [K]\{u(t)\}$, δύναμη που ασκείται στο ελατήριο ή δύναμη επαναφοράς

Το μητρώο δυσκαμψίας λαμβάνεται απευθείας από το πρόγραμμα σύμφωνα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών και τις συνθήκες στήριξης των στοιχείων.

- $\{F_c(t)\} = [C]\{\dot{u}(t)\}$, δύναμη απόσβεσης

Η απόσβεση λαμβάνεται σύμφωνα με τον τύπο του Rayleigh. Αυτή αποτελείται από δύο τμήματα. Το ένα είναι ανάλογο της μάζας και το άλλο ανάλογο της δυσκαμψίας.

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

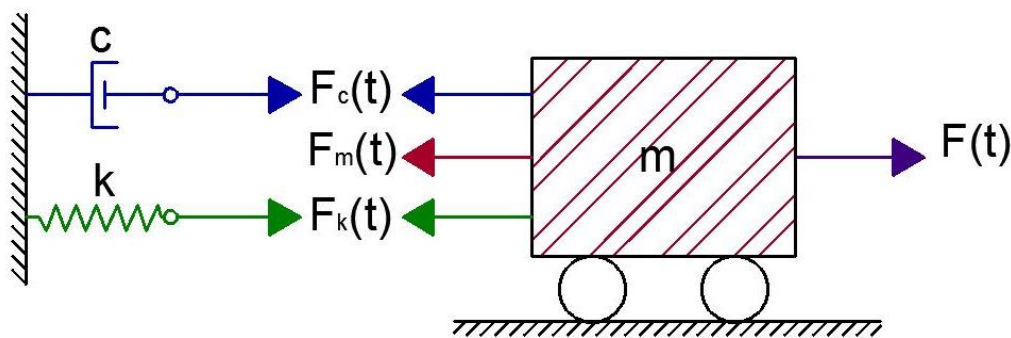
Η απόσβεση για κάθε ιδιομορφή υπολογίζεται από τη σχέση

$$\xi_k = \frac{\alpha}{2\omega_k} + \frac{\beta\omega_k}{2}$$

Γνωρίζοντας τις ιδιοσυχνότητες των δύο πρώτων ιδιομορφών και την απόσβεση που αντιστοιχεί στο υλικό της κατασκευής γίνεται η επίλυση του συστήματος δύο εξισώσεων με δύο αγνώστους και υπολογίζονται οι τιμές των α και β .

- $\{F_m(t)\} = [M]\{\ddot{u}(t)\}$, αδρανειακή δύναμη d' Alambert
- Η δύναμη $\{F(t)\}$ είναι η δύναμη διέγερσης.

Όταν το δυναμικό φαινόμενο που μελετάμε είναι ο σεισμός, τότε η δύναμη αυτή είναι η σεισμική δύναμη. Οι σεισμικές δράσεις εισάγονται στην ανάλυση μέσα από τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης βάσης.



Εικόνα 8.0.1: Διάγραμμα ελευθέρου σώματος μονοβάθμιου ταλαντωτή

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων οι παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται η ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι: (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2013)

- Η εξιδανίκευση του φορέα,
- Η επιλογή του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί. Η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά ορισμένων επιταχυνσιογραφημάτων. Συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες εδαφικές διεγέρσεις. Αν χρησιμοποιηθούν τουλάχιστον 7 επιταχυνσιογραφήματα, τα εντατικά μεγέθη της κατασκευής θα υπολογιστούν από το μέσο όρο των αποτελεσμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων. Για λιγότερα από 7 επιταχυνσιογραφήματα, τα αποτελέσματα που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι τα μέγιστα από τα εξαγόμενα.

Αν και η ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί την ακριβέστερη μέθοδο ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής των επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Κατά συνέπεια, η συγκεκριμένη μέθοδος είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη τόσο στην εφαρμογή της όσο και στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων της. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιείται για ερευνητικούς σκοπούς και ως εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης. Για το λόγο αυτό ο κανονισμός επεμβάσεων θέτει ως μοναδική προϋπόθεση για την

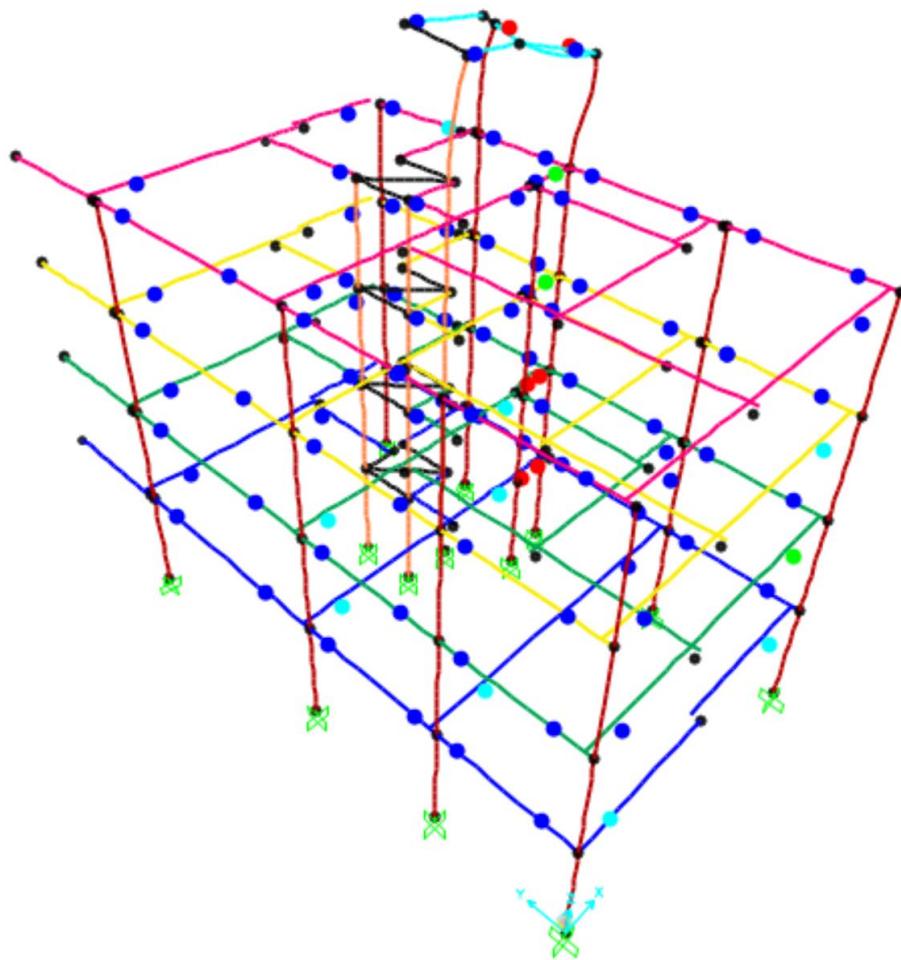
εφαρμογή της ανάλυσης χρονοϊστορίας ο μηχανικός να διαθέτει επαρκή εμπειρία και εξειδίκευση. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας για τους σεισμούς που περιγράφηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο.

8.2 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για το σεισμό Kobe

8.2.1 Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

- **Φόρτιση $x+0.3y$ (φόρτιση παράλληλη με την μικρή πλευρά του κτιρίου)**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Kobe. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ μόλις 9 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Πλαστικές αρθρώσεις που βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκαν στη δοκό Δ6 της πρώτης στάθμης, στις δοκούς Δ1, Δ9 της δεύτερης στάθμης, στη δοκό Δ9 της τρίτης στάθμης, στη δοκό Δ9 της τέταρτης και στη δοκό Δ21 της πέμπτης.

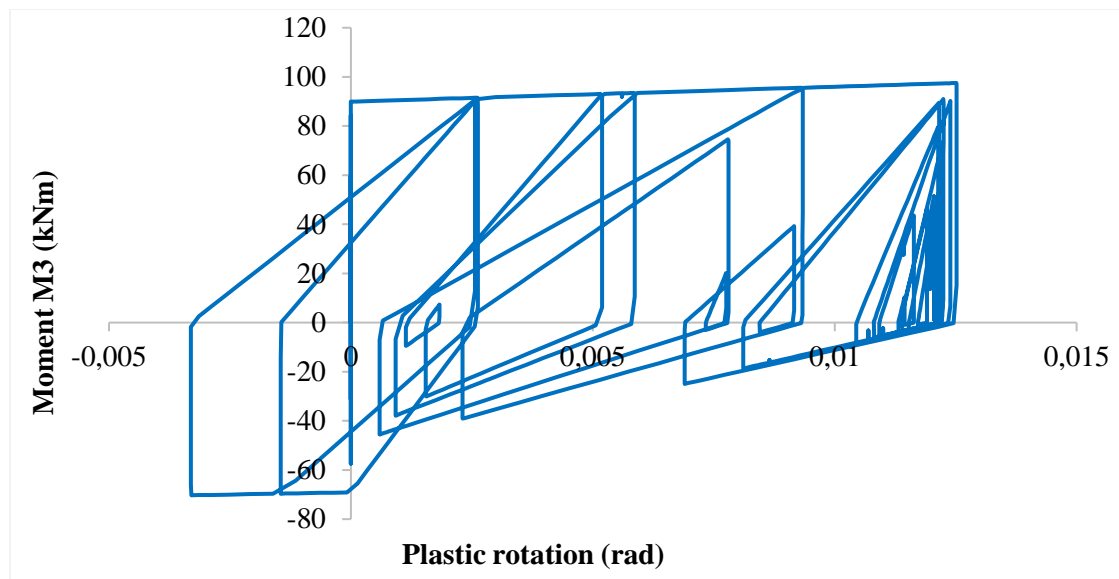


Εικόνα 8.2: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς



Εικόνα 8.3: Στάθμες επιτελεστικότητας

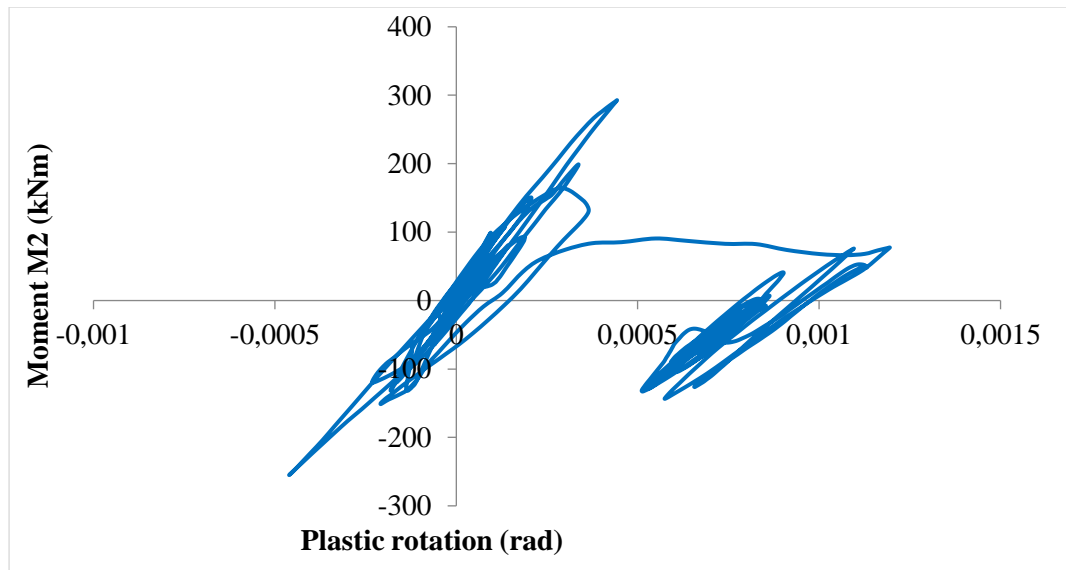
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



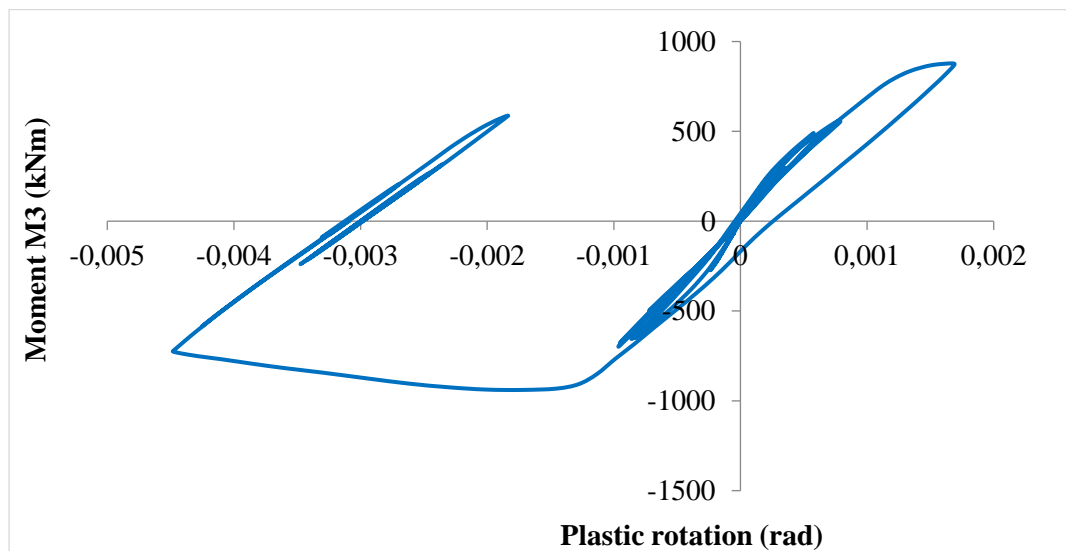
Διάγραμμα 8.1: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ9 στη στάθμη 4. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u = 0.01238 \text{ rad}$, της στροφής διαρροής $\theta_y = 0.002623 \text{ rad}$ και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.009757 \text{ rad}$. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεσματικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y = 0.0044 \text{ rad}$ και Γ- $\theta_y = 0.0117 \text{ rad}$ προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεσματικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 15 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α. Για τη ροπή Μ3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 17 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 11 ανήκουν στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α και οι 5 στη στάθμη επιτελεσματικότητας Β. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



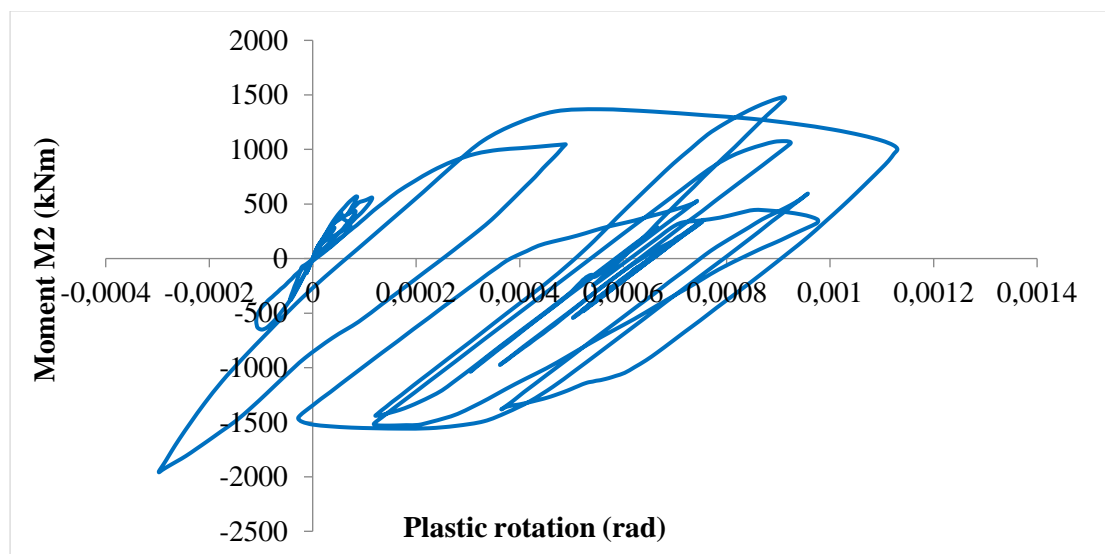
Διάγραμμα 8.2: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



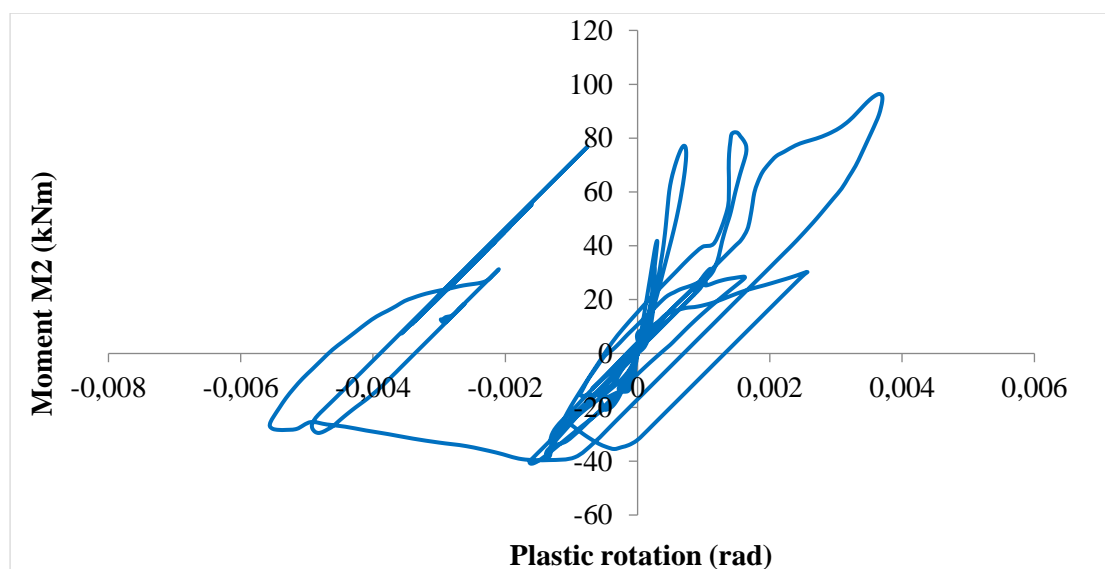
Διάγραμμα 8.3: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K10 στην πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 έχει υποστεί βλάβες. Συγκεκριμένα για την ροπή M2 όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.001195$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001195$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.000977$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεσματικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.005461$ rad και Γ- $\theta_y=0.01431$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α καθώς $\theta_{pl}< B-\theta_y$. Ομοίως, για την ροπή M3 όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.00483$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001277$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.003206$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεσματικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.005463$ rad και Γ- $\theta_y=0.01431$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α καθώς $\theta_{pl}< B-\theta_y$.

Για το τοίχωμα K8 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το τοίχωμα και στις δύο διευθύνσεις έχει υποστεί ελαφριές βλάβες



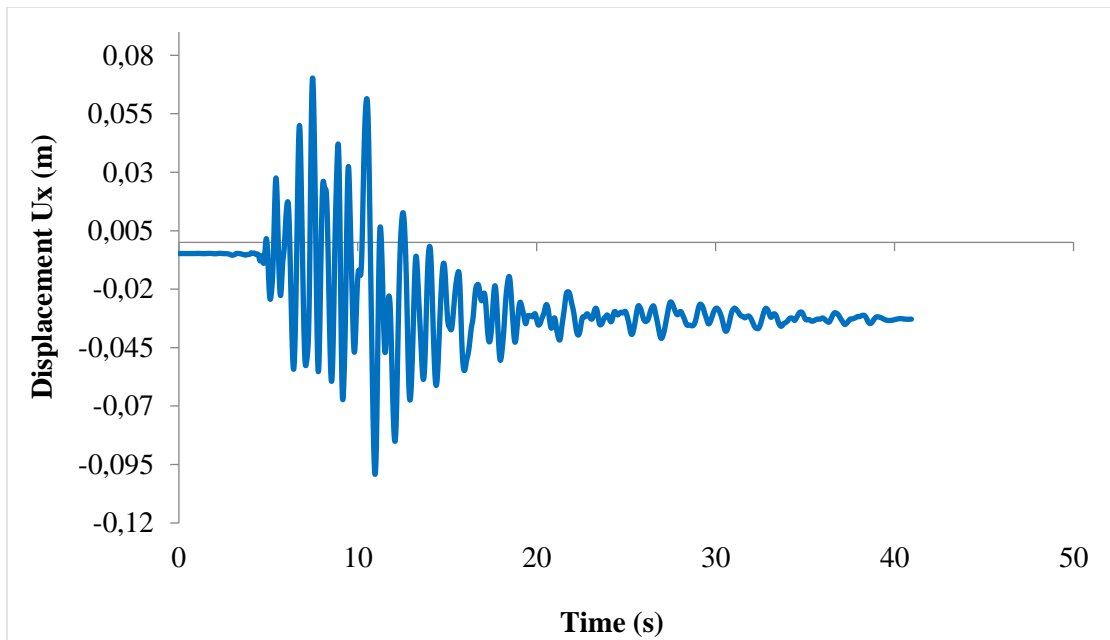
Διάγραμμα 8.4: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



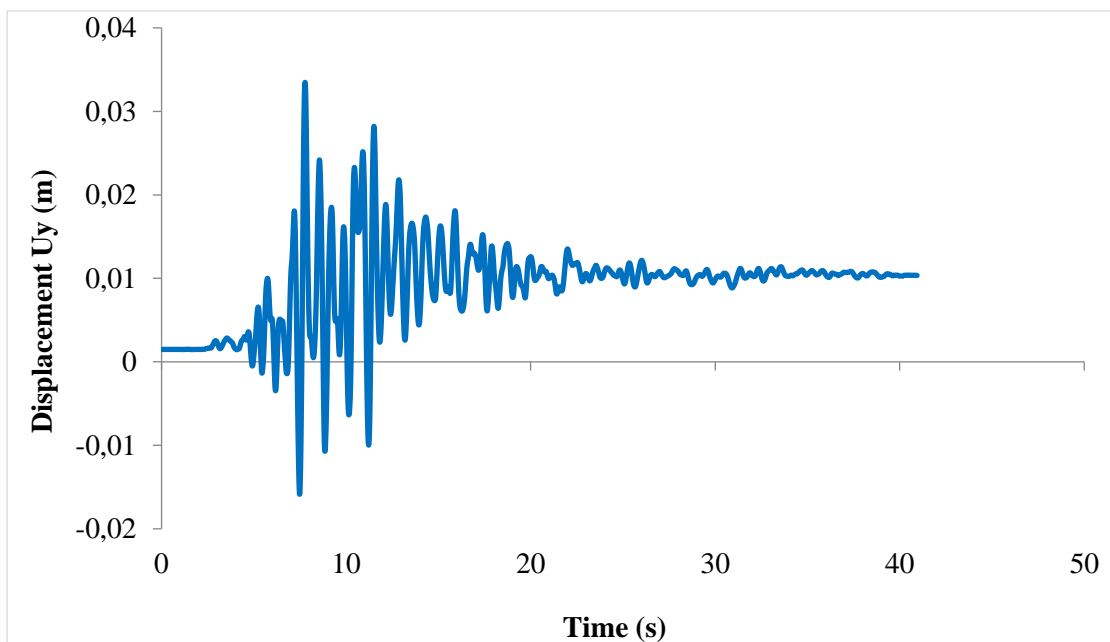
Διάγραμμα 8.5: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Για τη ροπή M2 παρατηρείται ότι η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.00113$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000469$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.000661$ rad. Για τη ροπή M3 η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.005559$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.00095$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.004609$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.04476$ rad και Γ- $\theta_y=0.0592$ rad προκύπτει ότι και στις δύο διευθύνσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Από τη ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα μετακίνησης κορυφής και για τις δύο διευθύνσεις.



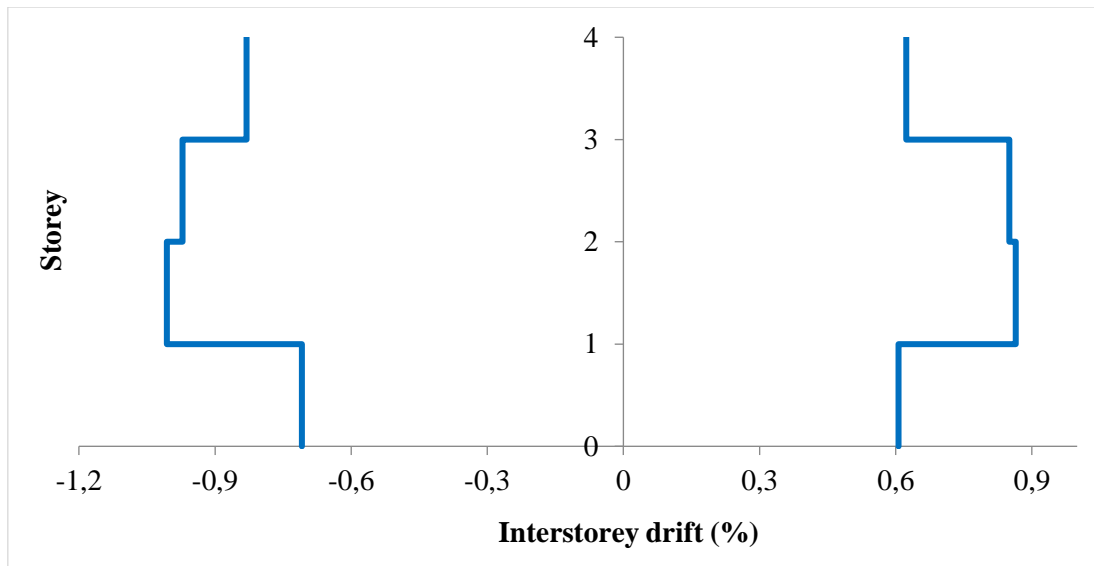
Διάγραμμα 8.6: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



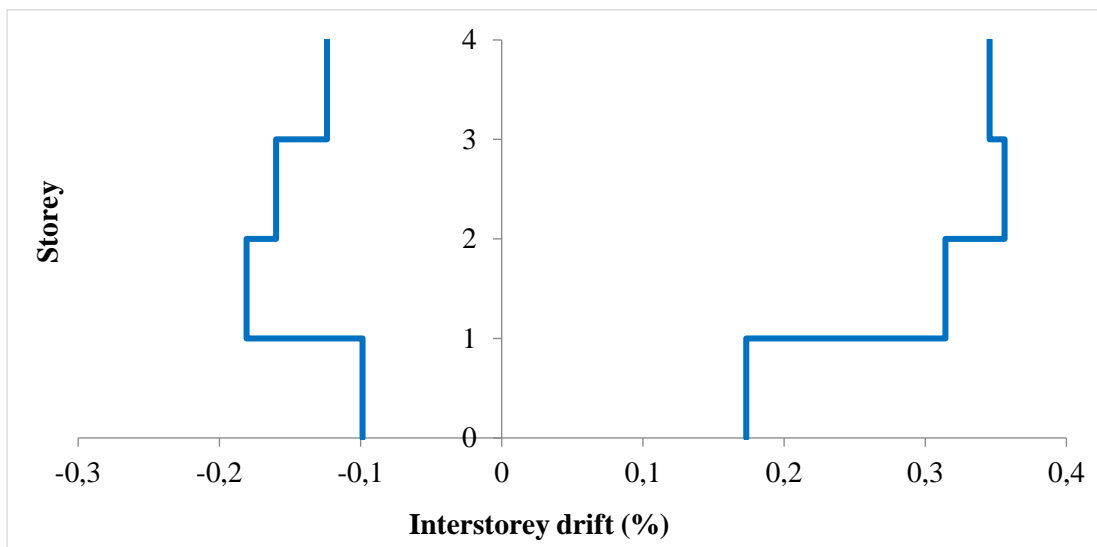
Διάγραμμα 8.7: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 8cm. Μετά τα 10s παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 2cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι 3.5 cm. Παρατηρείται μικρή παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 1.5 cm.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 1% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση x που είναι παράλληλη στο σεισμό και στο 0.35% για την άλλη διεύθυνση.

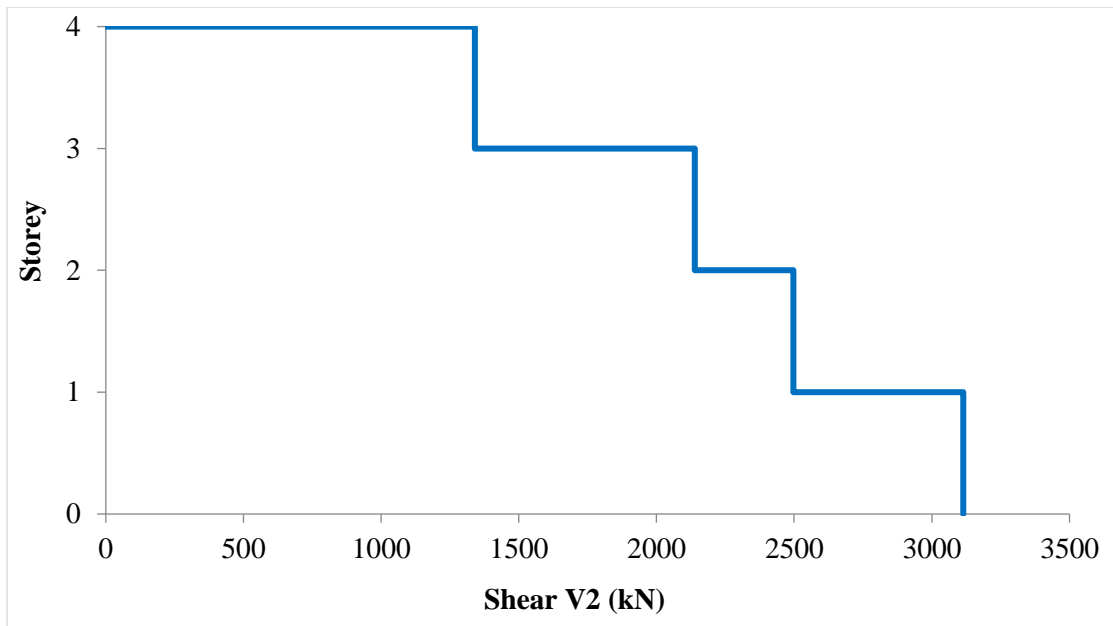


Διάγραμμα 8.8: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

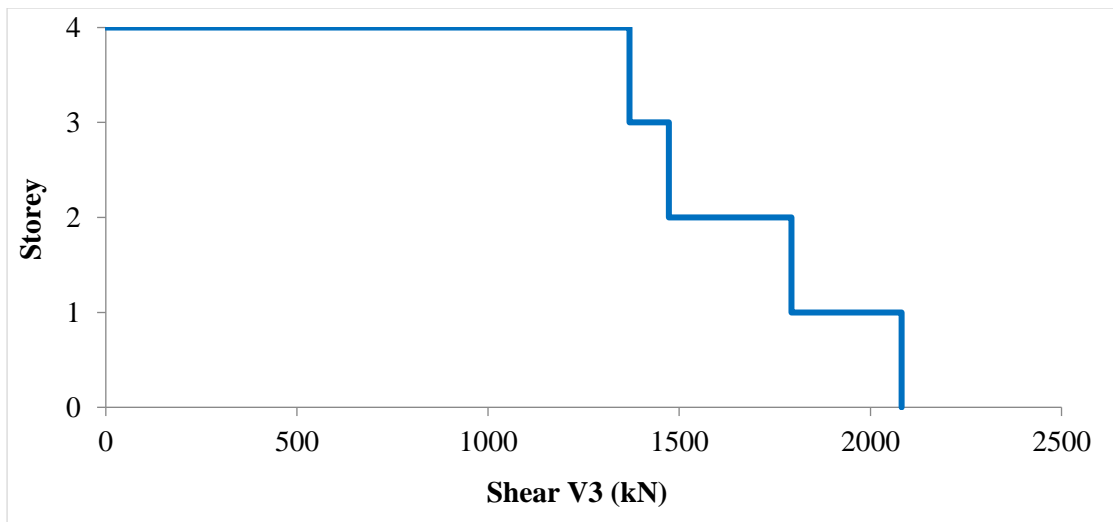


Διάγραμμα 8.9: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι η V2 φτάνει μέγιστη τιμή τα 3100 kN, ενώ η V3 φτάνει μέγιστη τιμή τα 2100 kN. Οι τιμές αυτές εντοπίζονται στην στάθμη της πυλωτής.

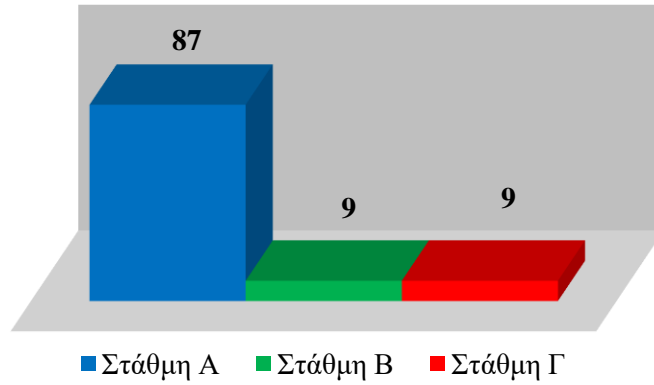


Διάγραμμα 8.10: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

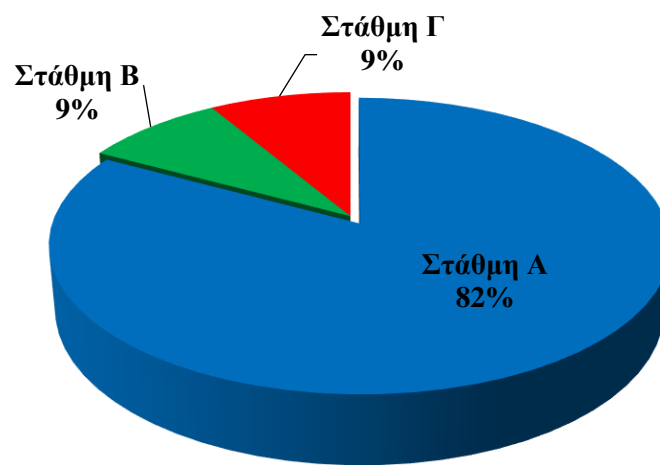


Διάγραμμα 8.11: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

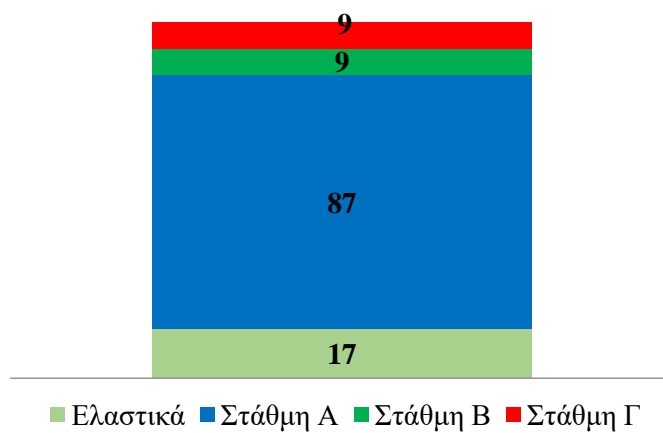
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.4: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



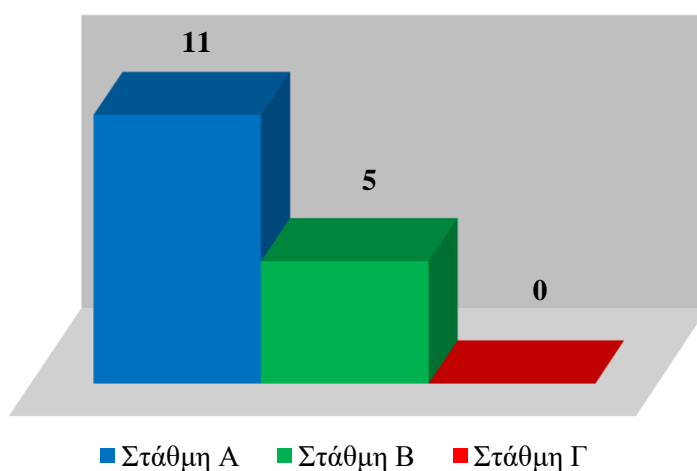
Εικόνα 8.5: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



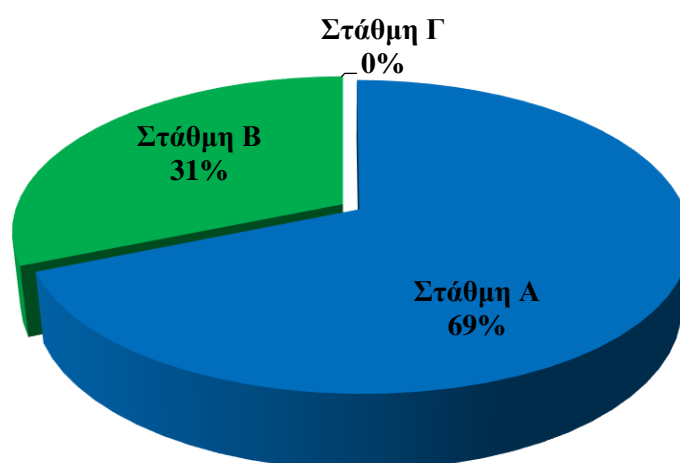
Εικόνα 8.6: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 14% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 86% πέρασε στη πλαστική περιοχή. Το 82% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 9% στη στάθμη Β και το 9% στη στάθμη Γ.

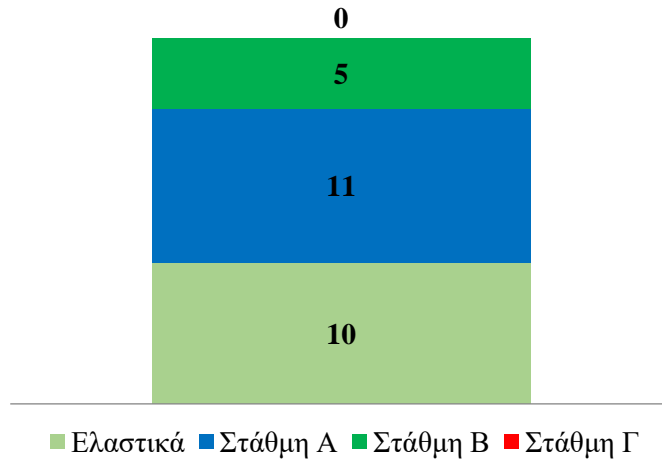
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 15 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.7: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.8: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

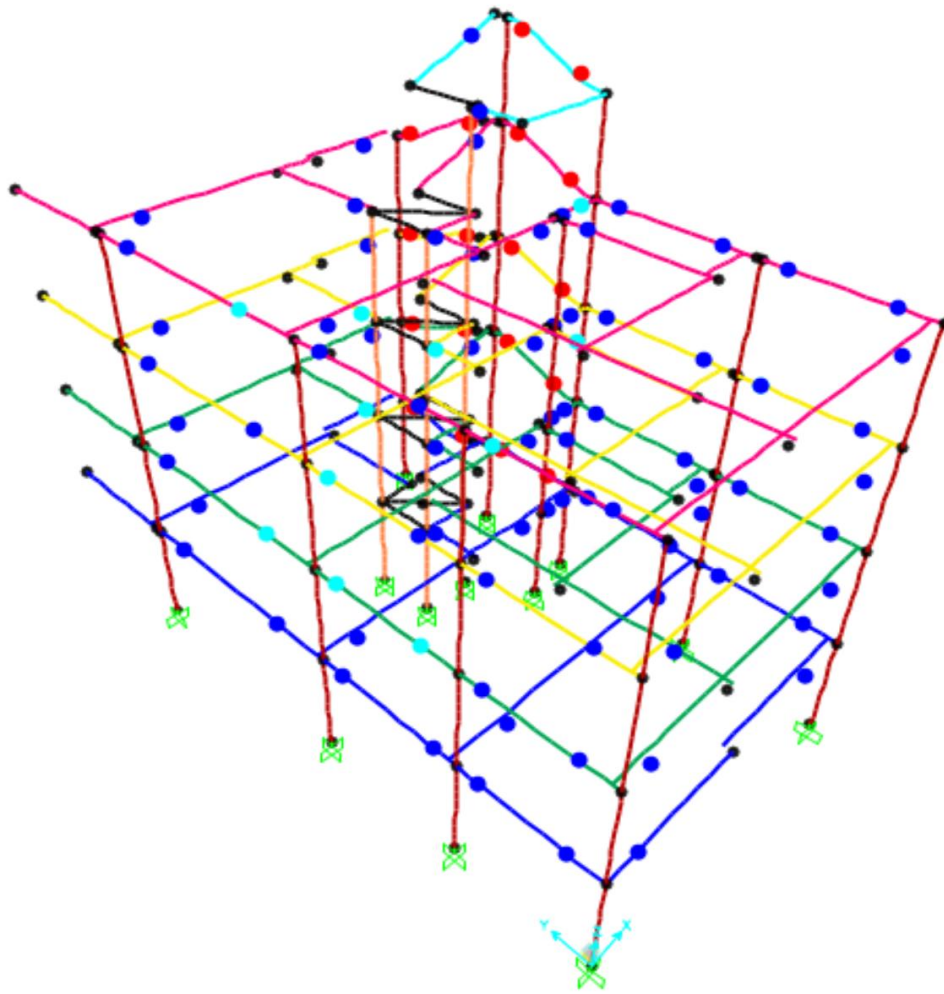


Εικόνα 8.9: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 38% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 62% πλαστικά. Το 69% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 31% στη στάθμη Β.

- **Φόρτιση $y+0.3x$ (φόρτιση παράλληλη με την μεγάλη πλευρά του κτιρίου)**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Kobe. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ μόλις 11 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Πλαστικές αρθρώσεις που βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκαν στις δοκούς Δ18, Δ19 της πρώτης στάθμης, στις δοκούς Δ24, Δ25 της δεύτερης, τρίτης και τέταρτης στάθμης και στην δοκό Δ21 της πέμπτης.

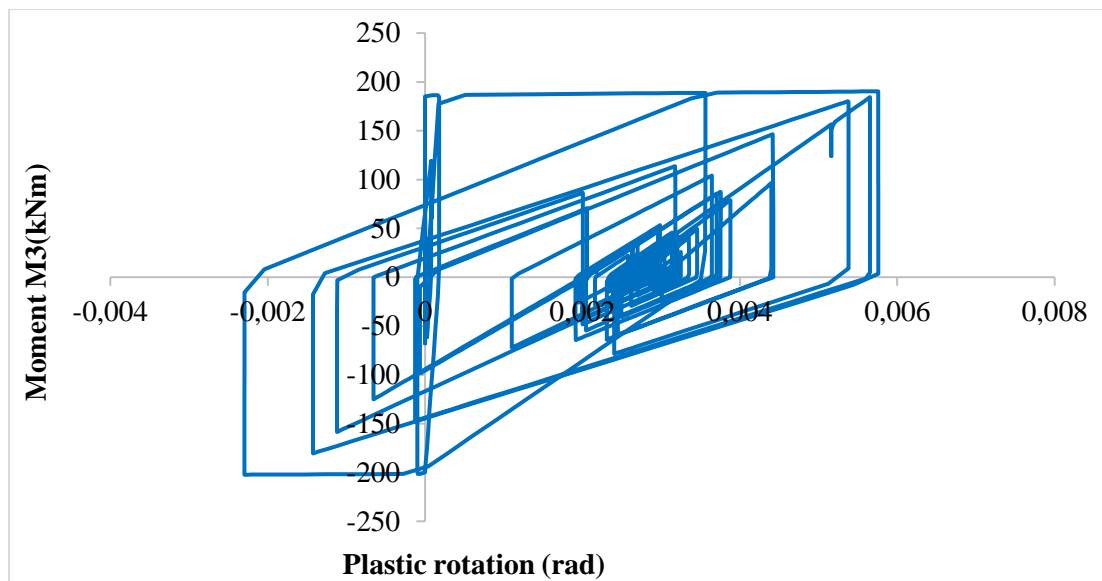


Εικ.8.10: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς



Εικόνα 8.11: Στάθμες επιτελεστικότητας

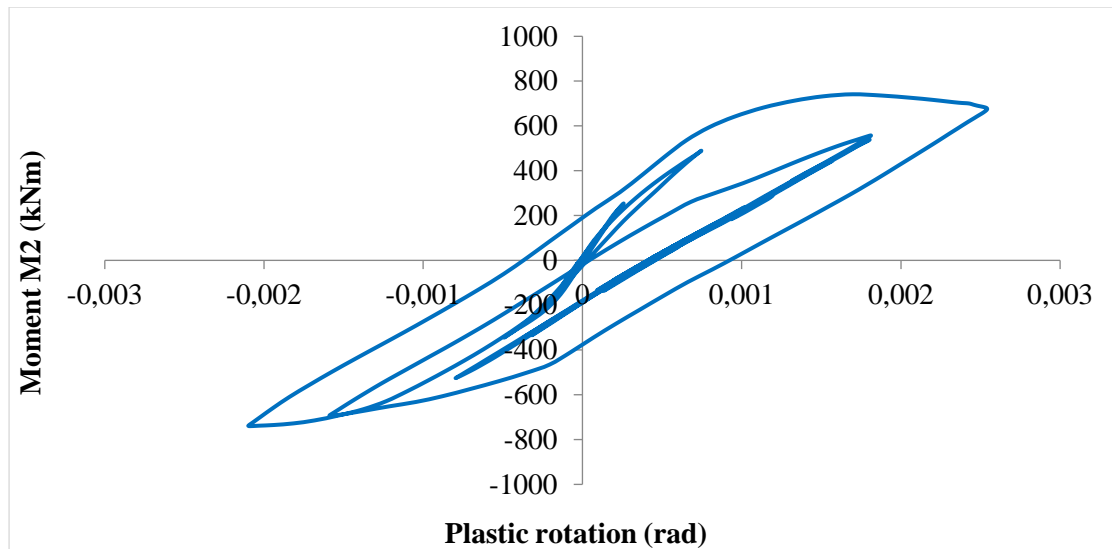
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



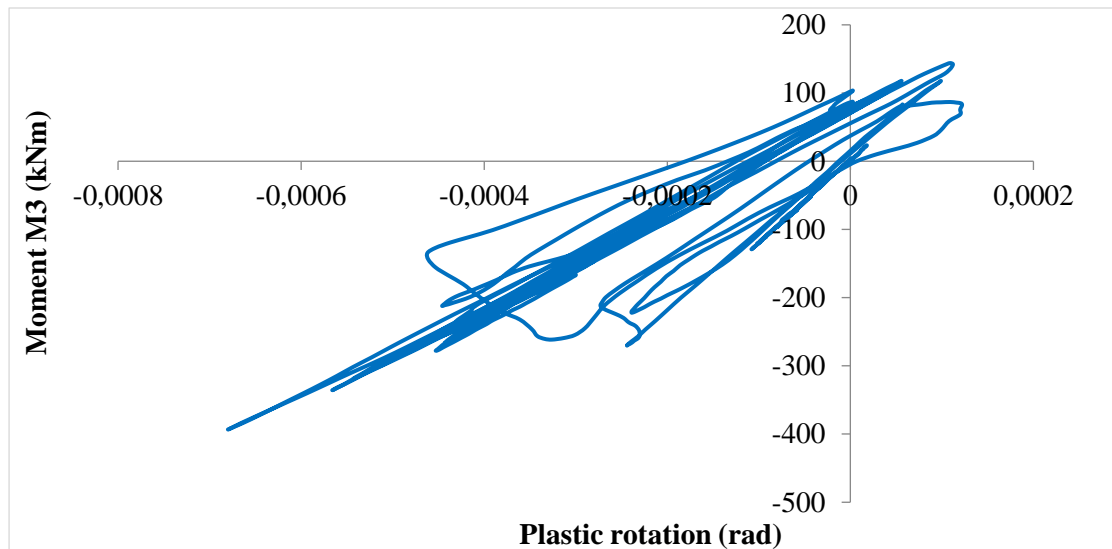
Διάγραμμα 8.10: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στρόφι της δοκού Δ13 στη στάθμη 2. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u = 0.005758$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y = 0.000178$ rad και συνεπώς η πλαστική στρόφι είναι $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.00558$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεσματικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y = 0.0083$ rad και Γ- $\theta_y = 0.0199$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεσματικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όπως προαναφέρθηκε, όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 13 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α, 2 ανήκουν στη στάθμη επιτελεσματικότητας Β και 1 ανήκει στην στάθμη Γ. Για τη ροπή Μ3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 8 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 6 ανήκουν στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α και οι 2 στη στάθμη Γ. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



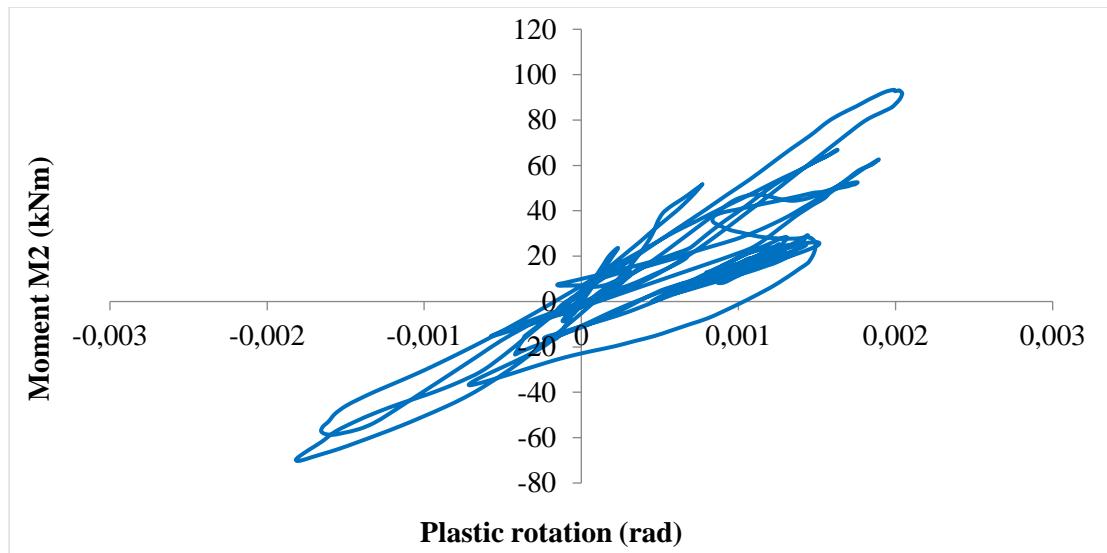
Διάγραμμα 8.11: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



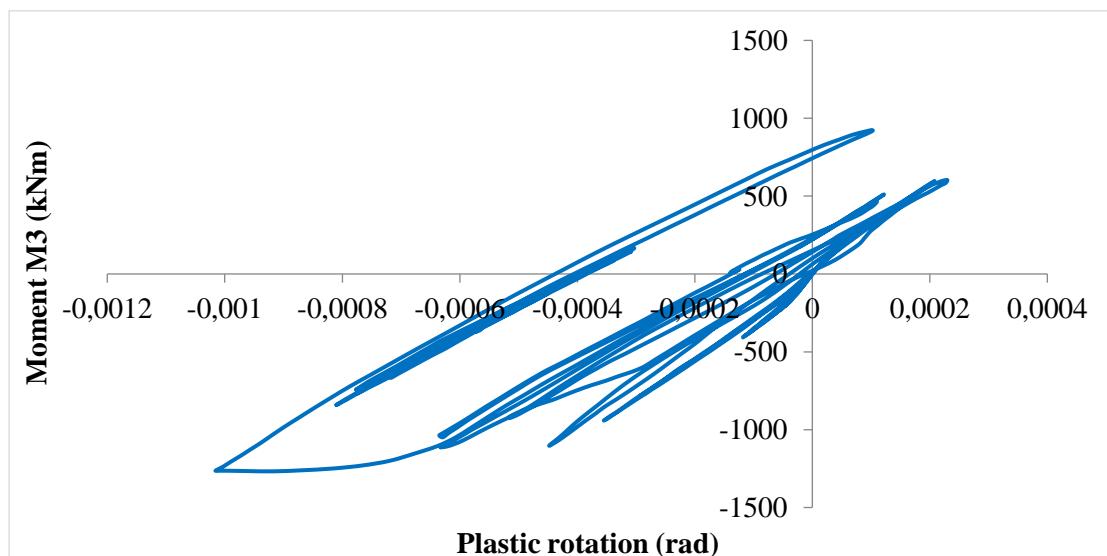
Διάγραμμα 8.12: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K10 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα για τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Στη διεύθυνση M2 όμως το υποστύλωμα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.002542$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001137$ rad και συνεπώς η πλαστική στρόφη είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.005463$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.0037$ rad και Γ- $\theta_y=0.01431$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, καθώς $\theta_{pl}< B-\theta_y$.

Για το τοίχωμα K8 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το τοίχωμα στη διεύθυνση 3 έχει υποστεί ελαφριές βλάβες, ενώ στη διεύθυνση 2 η απόκριση του είναι ελαστική.



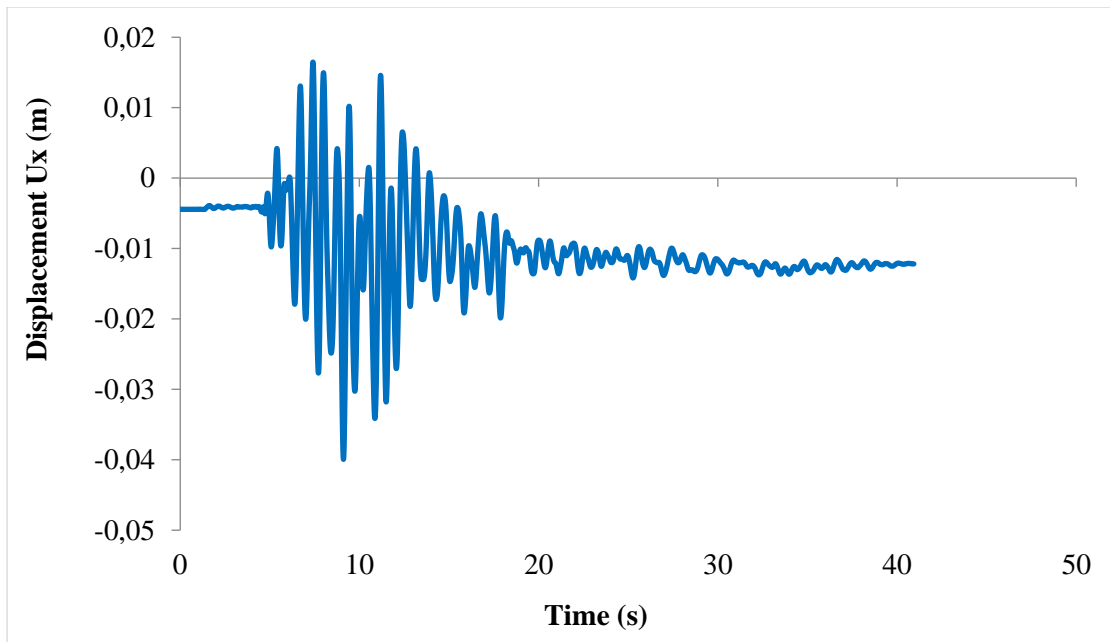
Διάγραμμα 8.13: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



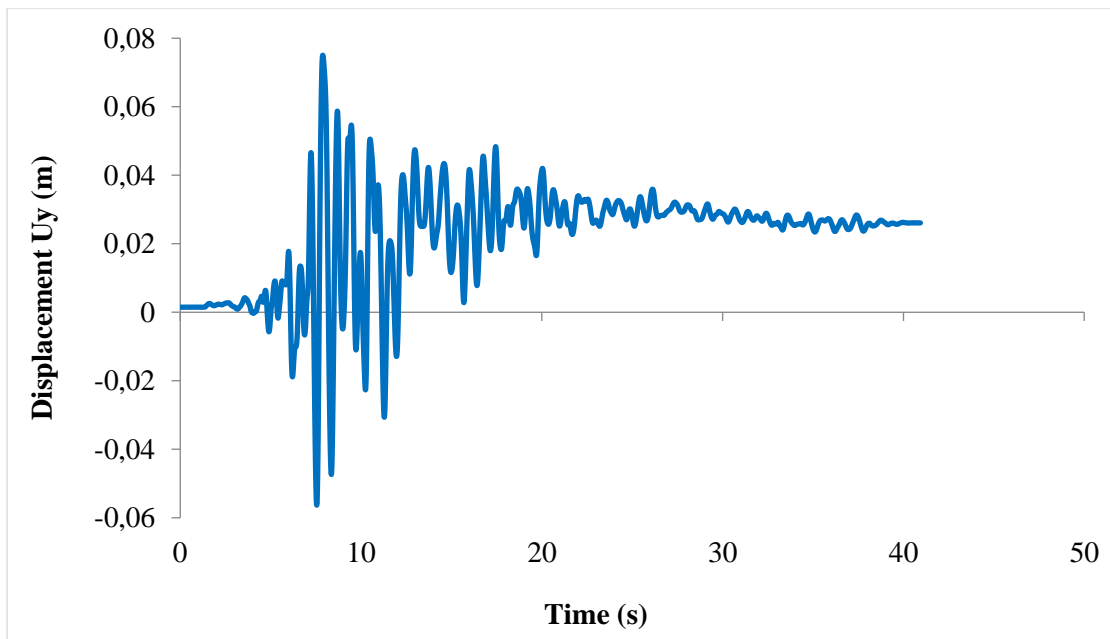
Διάγραμμα 8.14: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Για τη ροπή M3 η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.001815\text{rad}$, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.00095\text{ rad}$ και συνεπώς η πλαστική στρόφη είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.00071\text{ rad}$. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.001884\text{ rad}$ και Γ- $\theta_y=0.007692\text{ rad}$ προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

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



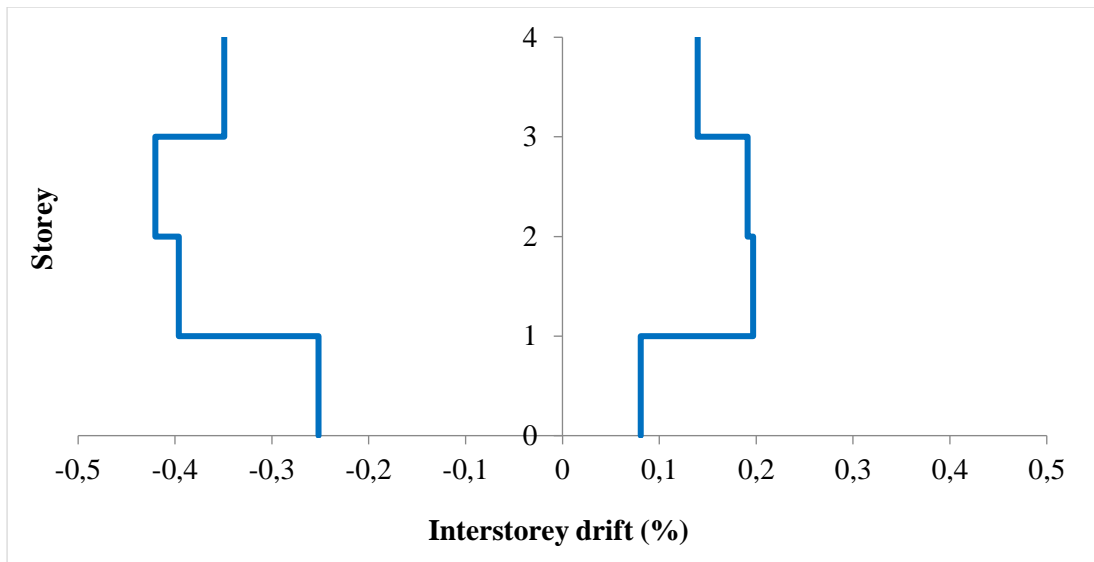
Εικόνα 8.12: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



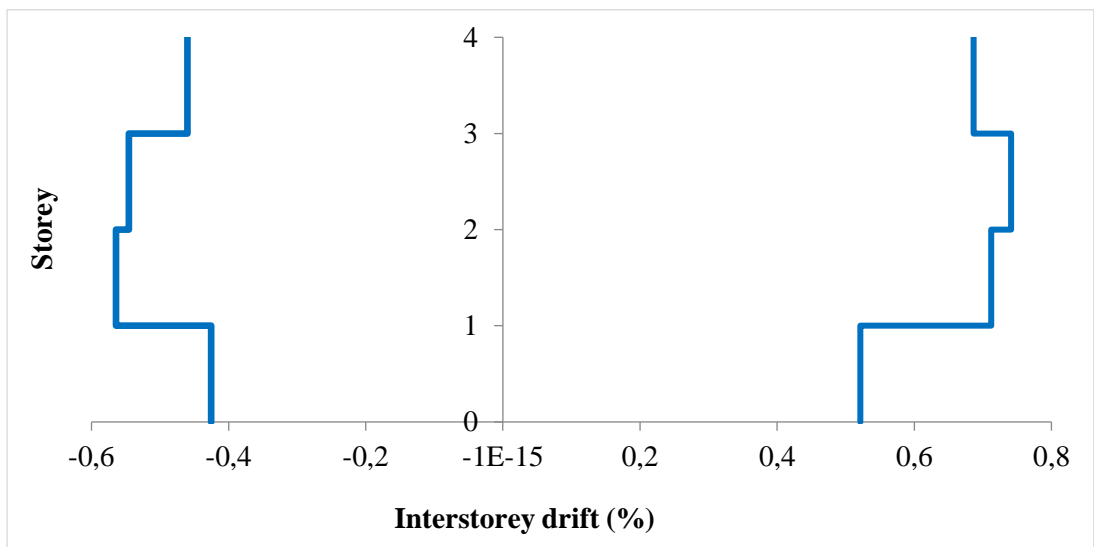
Εικόνα 8.13: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 1.8cm. Μετά τα 15s παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 1cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι 8 cm. Παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 4 cm.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 0.75% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση y που είναι παράλληλη στο σεισμό και στο 0.42% για την άλλη διεύθυνση.

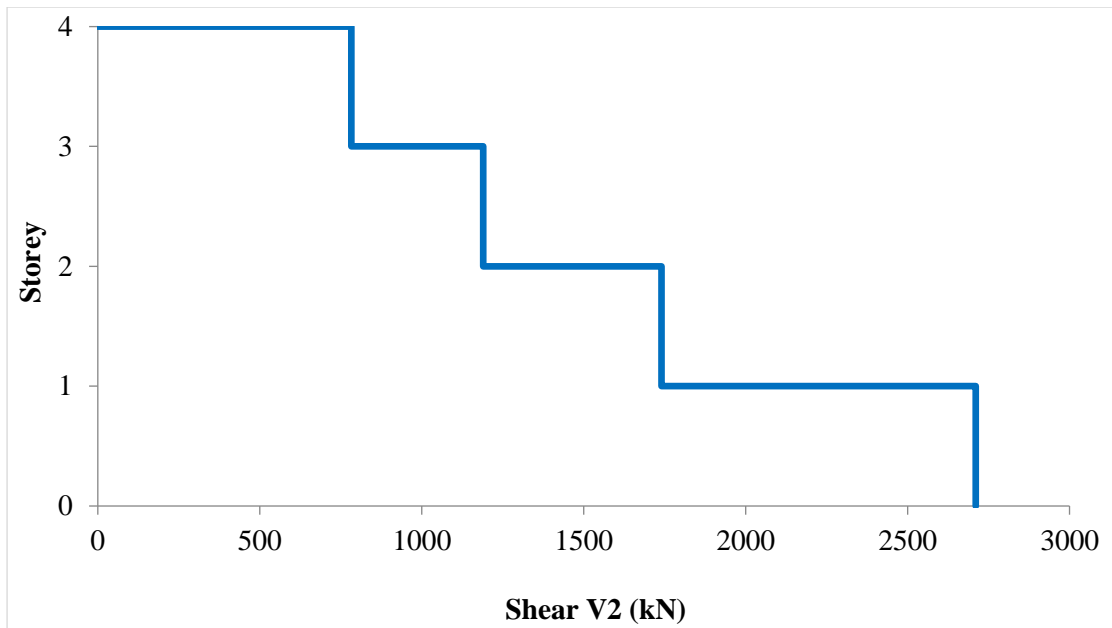


Εικόνα 8.14: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

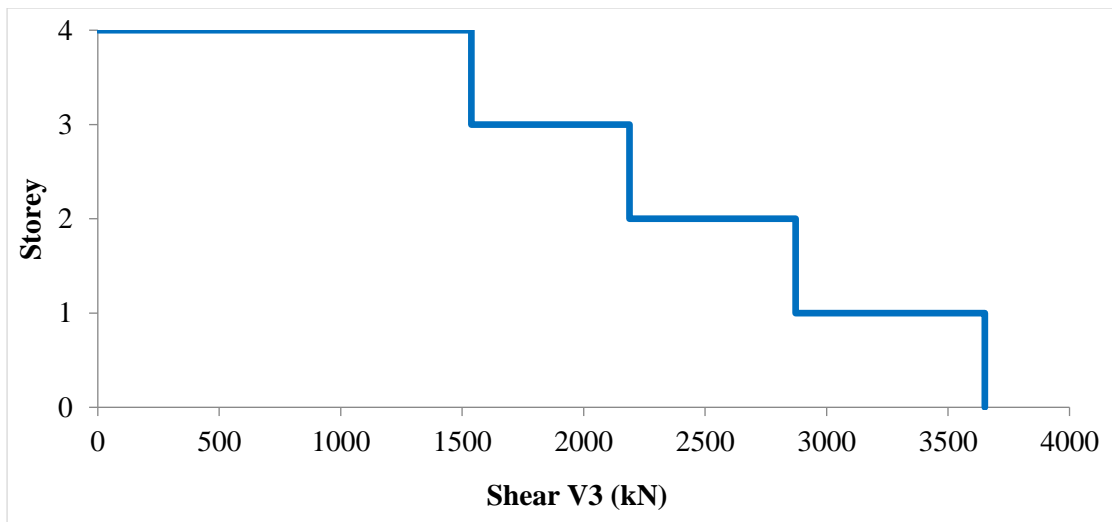


Εικόνα 8.15: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι η V2 φτάνει μέγιστη τιμή τα 2700 kN, ενώ η V3 φτάνει μέγιστη τιμή τα 3600 kN. Οι τιμές αυτές, εντοπίζονται και οι δύο στην στάθμη της πυλωτής.

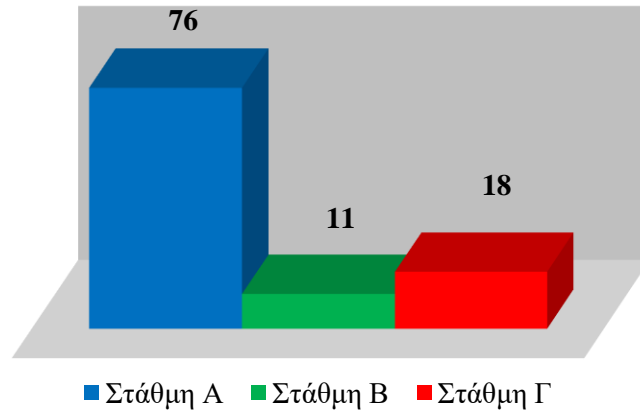


Εικόνα 8.16: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

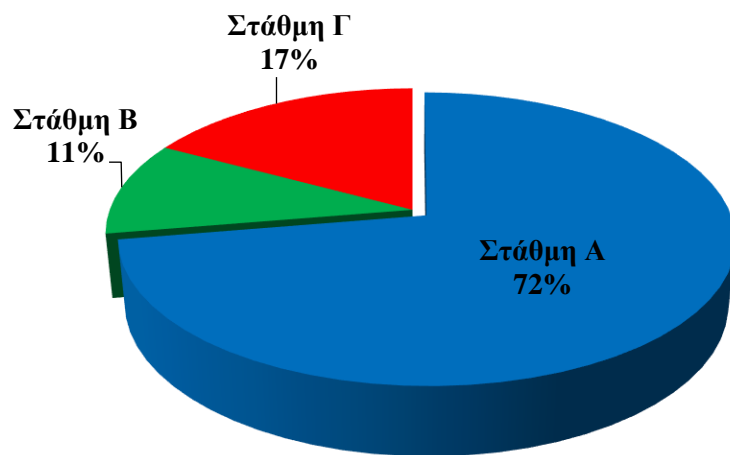


Εικόνα 8.17: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

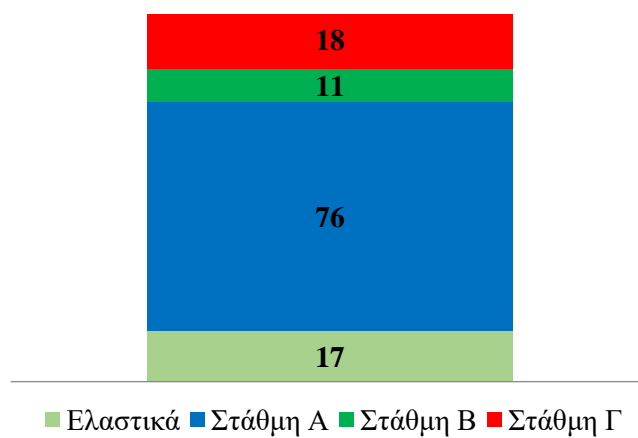
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.18: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.19: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

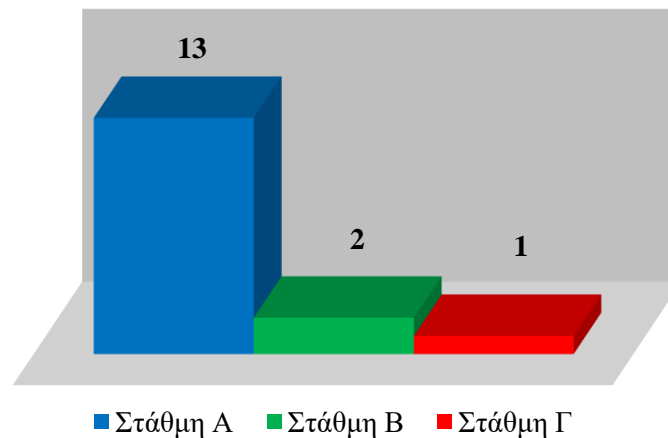


Εικόνα 8.20: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

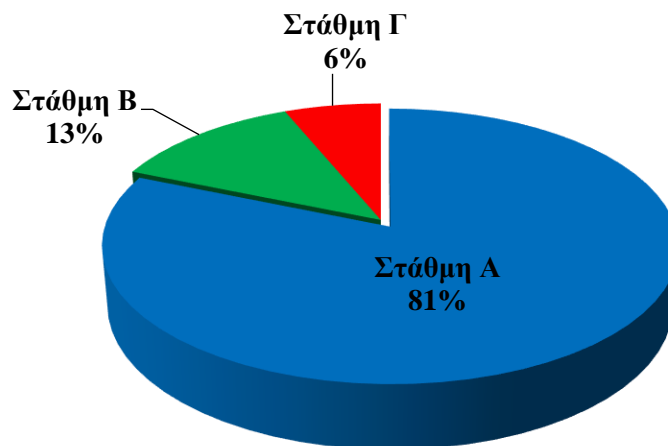
Όσον αφορά τα δοκάρια το 14% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 86% πλαστικά. Το 72% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 11% στη στάθμη Β και το 17% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26.

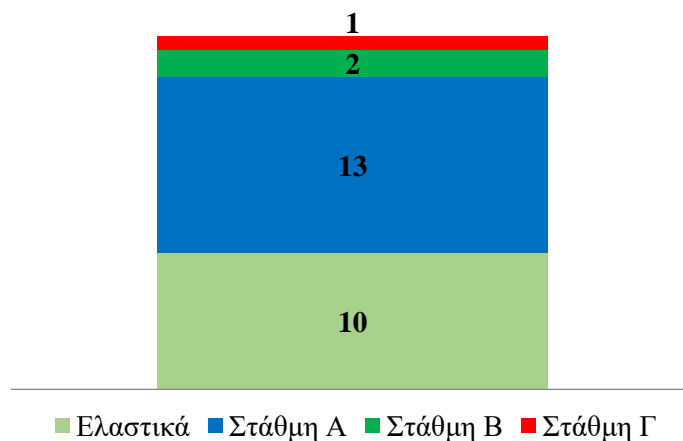
➤ **Ροπή M2**



Εικόνα 8.21: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

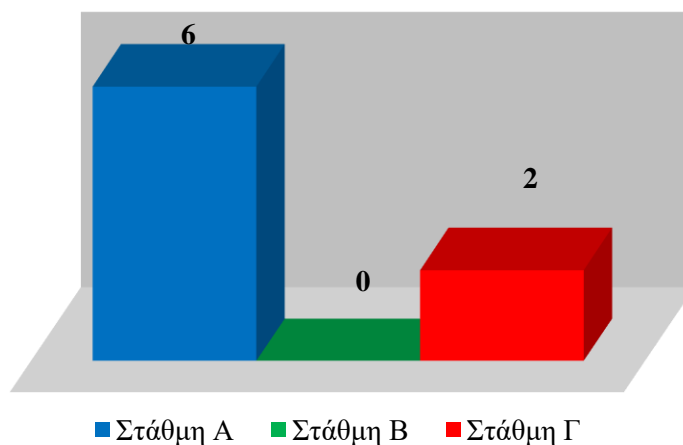


Εικόνα 8.22: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

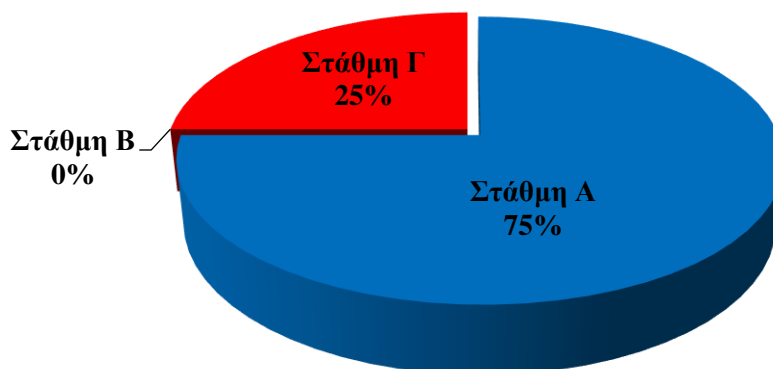


Εικόνα 8.23: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

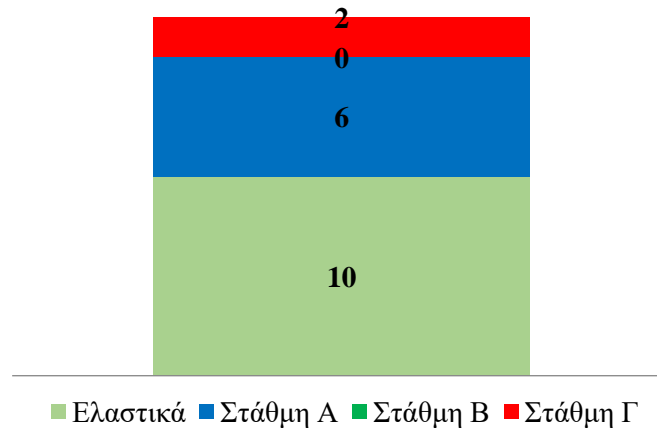
➤ Ροπή M3



Εικόνα 8.24: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.25: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



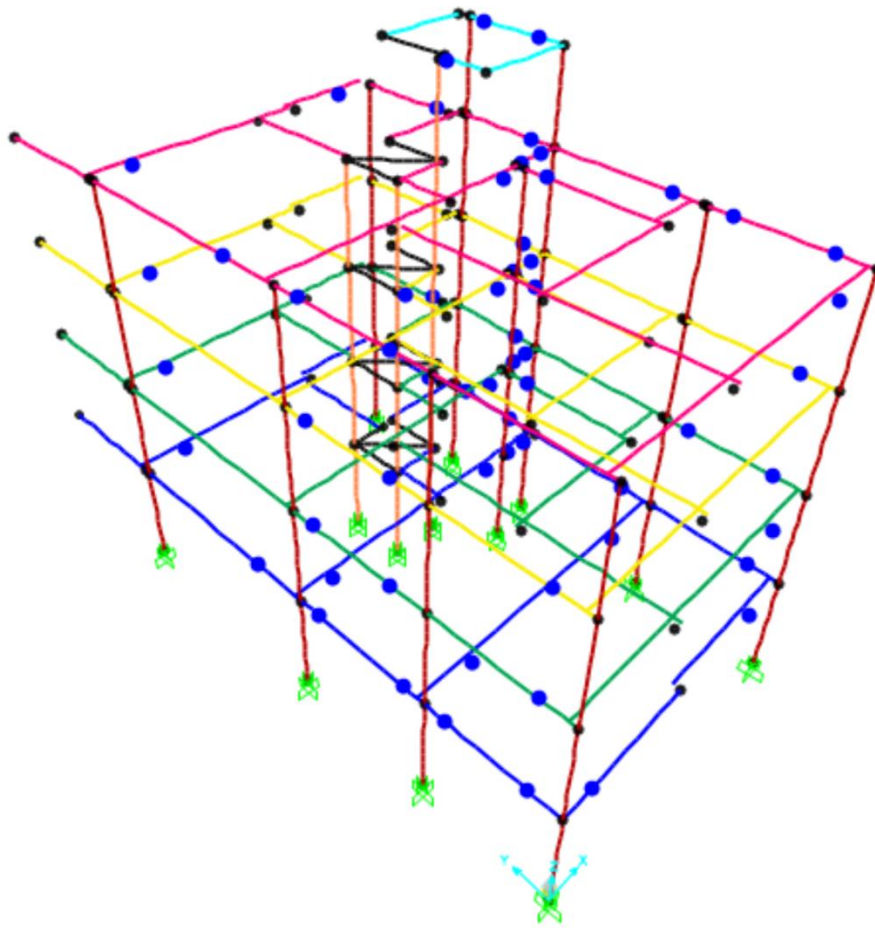
Εικόνα 8.26: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M2 το 38% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 62% πέρασε στη πλαστική περιοχή. Το 81% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 13% στη στάθμη Β και 6% στη Γ. Για την ροπή M3 το 38% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 62% πλαστικά. Το 75% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 25% στη στάθμη Γ.

8.2.2 Μετά την εφαρμογή της μόνωσης

- **Φόρτιση $x+0.3y$ (φόρτιση παράλληλη με την μικρή πλευρά του κτιρίου)**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Kobe. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και η συμπεριφορά τους είναι σχεδόν ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.

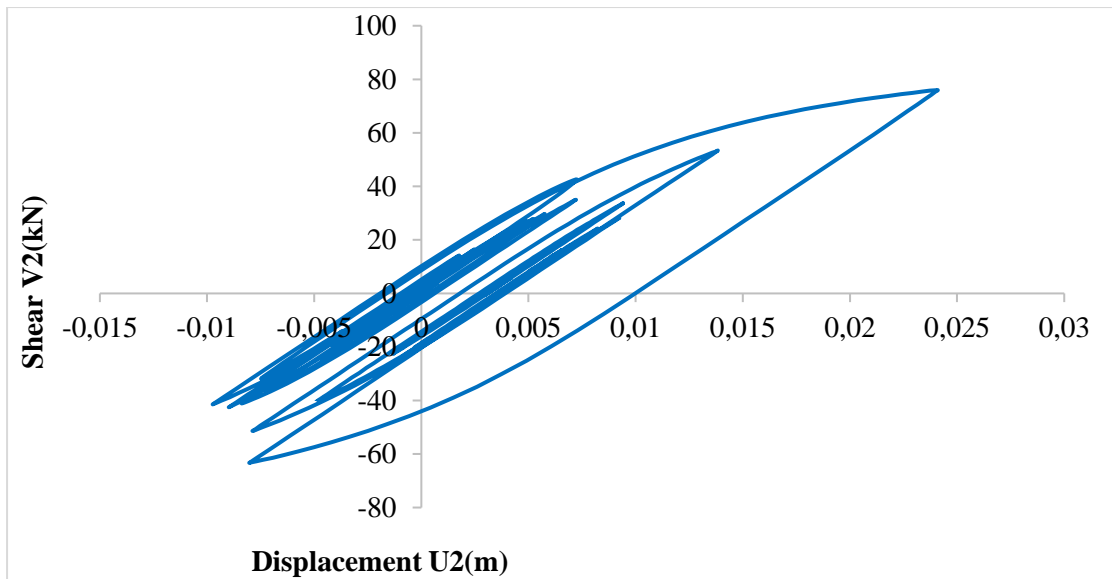


Εικόνα 8.27: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

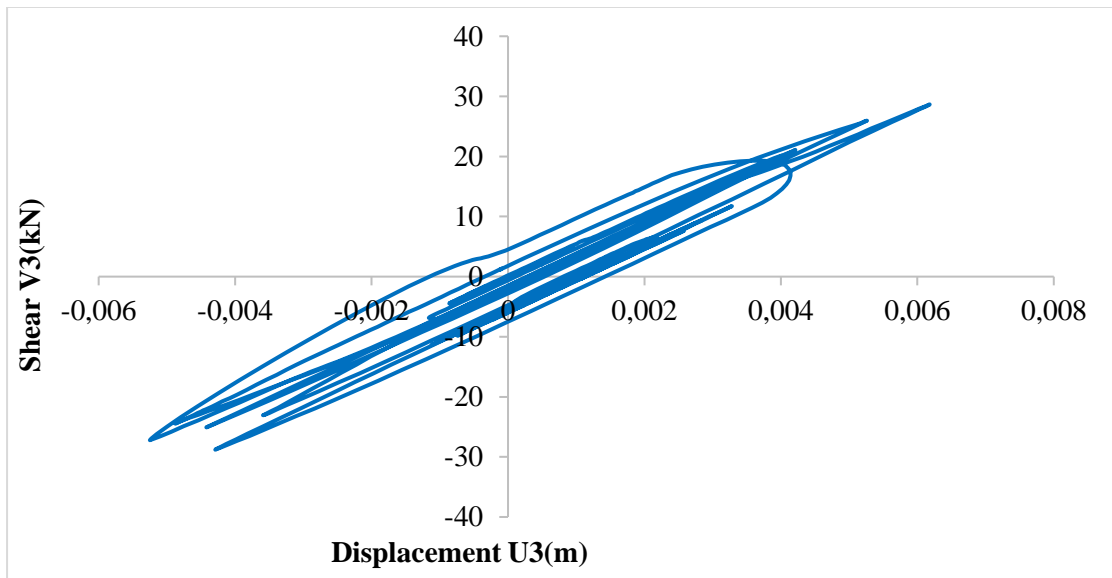


Εικόνα.8.28:Στάθμες επιτελεστικότητας

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις είναι ελαστική.

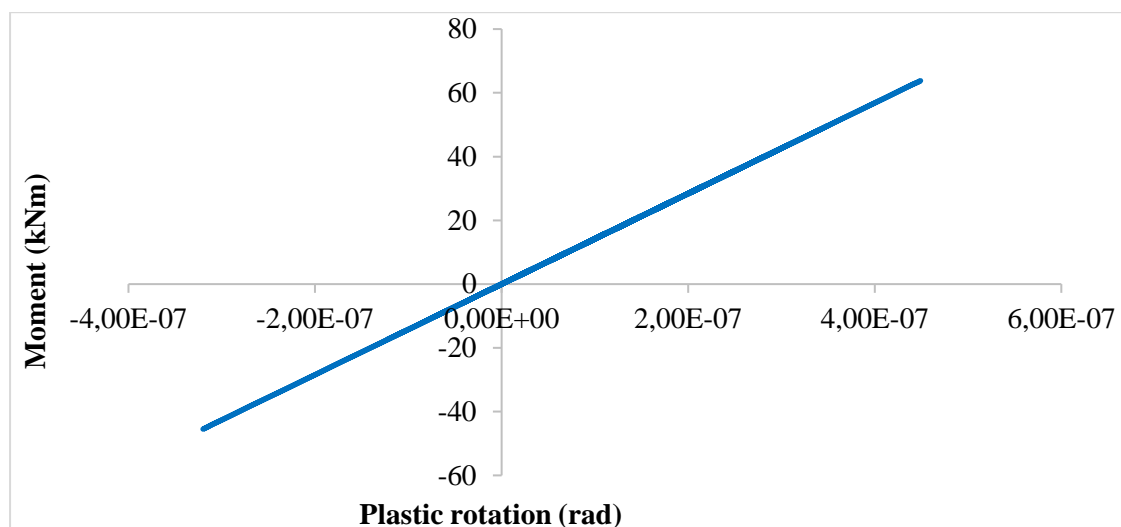


Διάγραμμα 8.15: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U2



Διάγραμμα 8.16: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U3

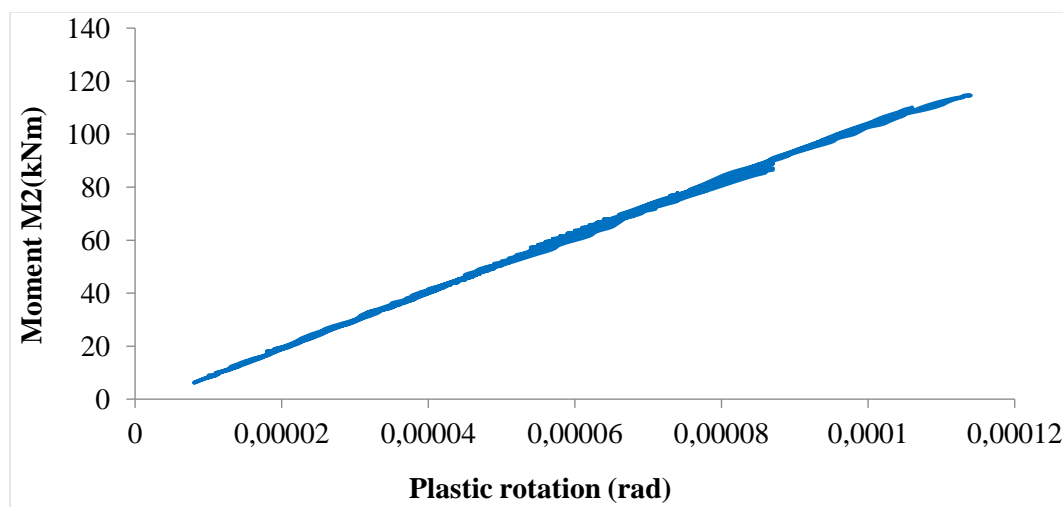
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



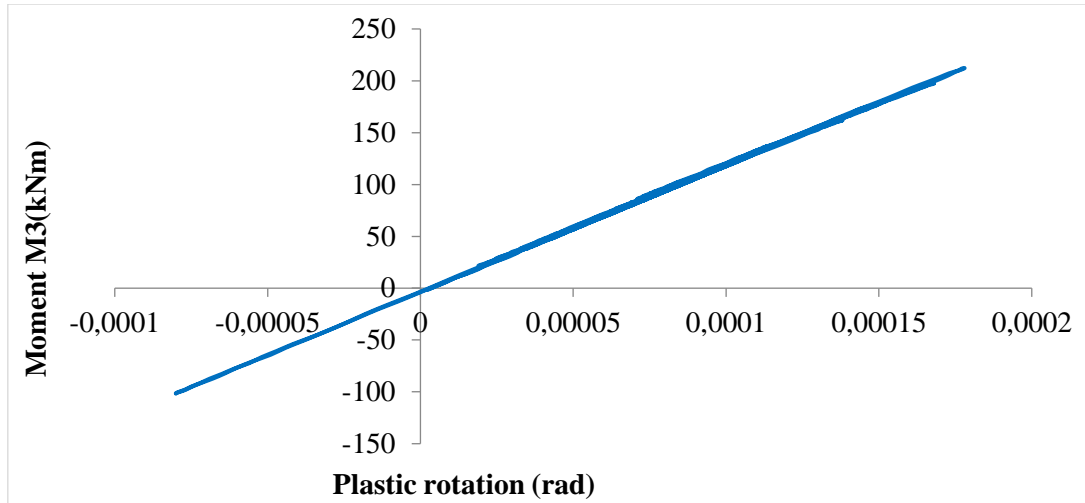
Διάγραμμα 8.17: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στρώση της δοκού Δ9 στη στάθμη 4. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στρώσης είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεσματικότητας Β, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

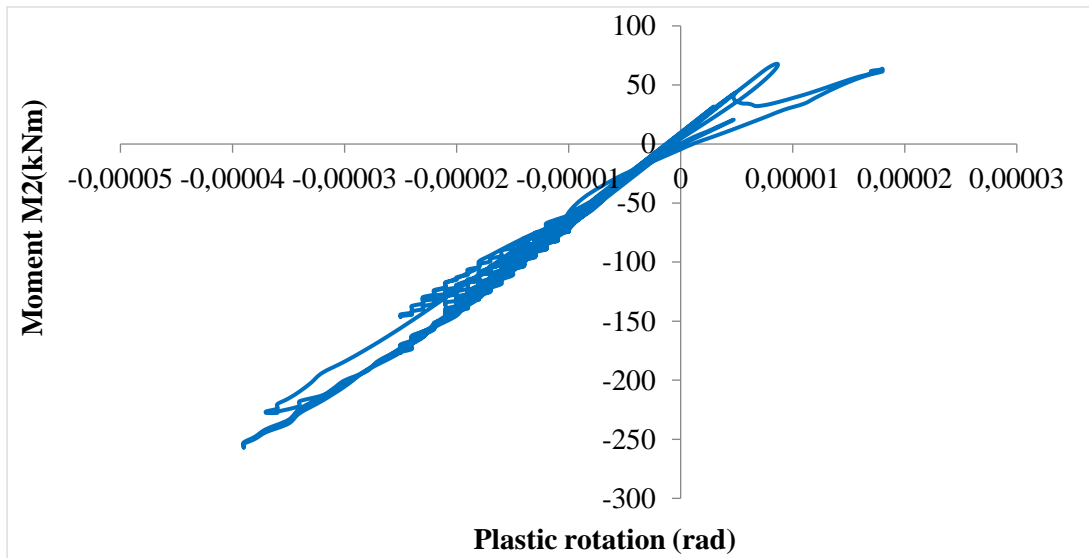
Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στρώσης είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στρώσης για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστυλώμα και τοίχωμα.



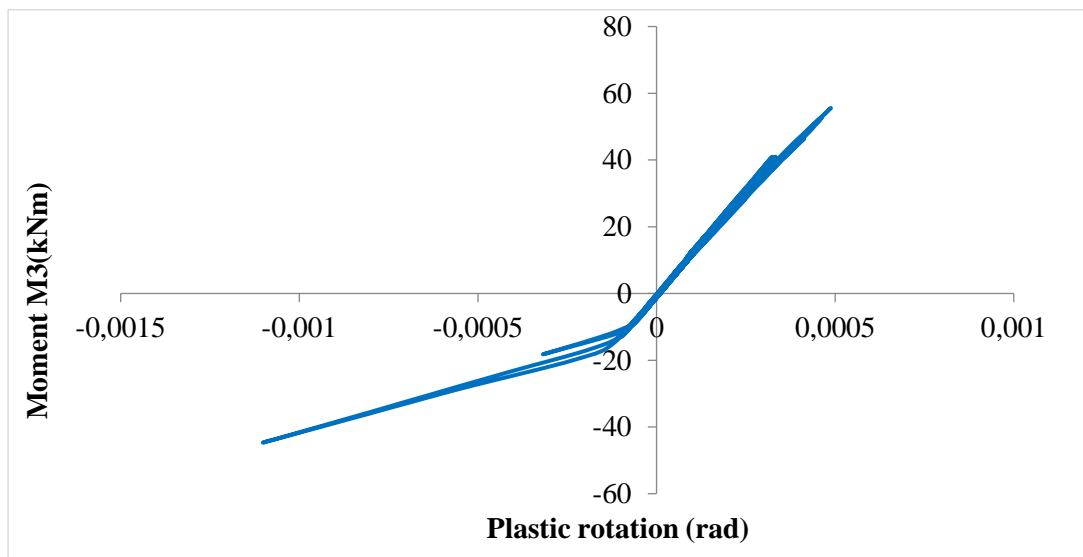
Διάγραμμα 8.18: Διάγραμμα ροπής - στρώσης άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



Διάγραμμα 8.19: Διάγραμμα ροπής - στρωφής άρθρωσης υποστλώματος για ροπή M3



Διάγραμμα 8.20: Διάγραμμα ροπής - στρωφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2

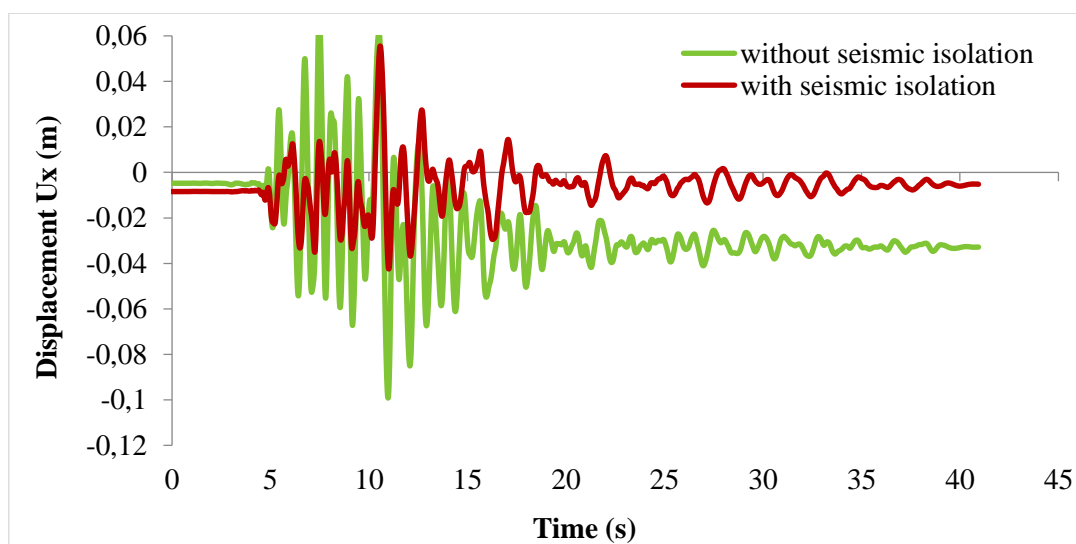


Διάγραμμα 8.21: Διάγραμμα ροπής - στρωφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

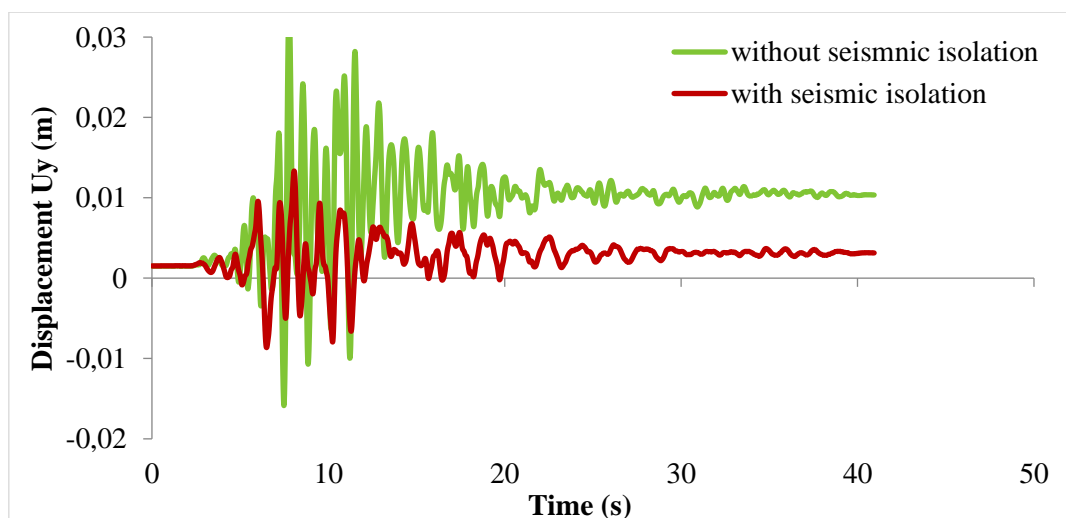
Για το υποστύλωμα K10 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στους άξονες 2 και 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στη διεύθυνση 3 βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνησης κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



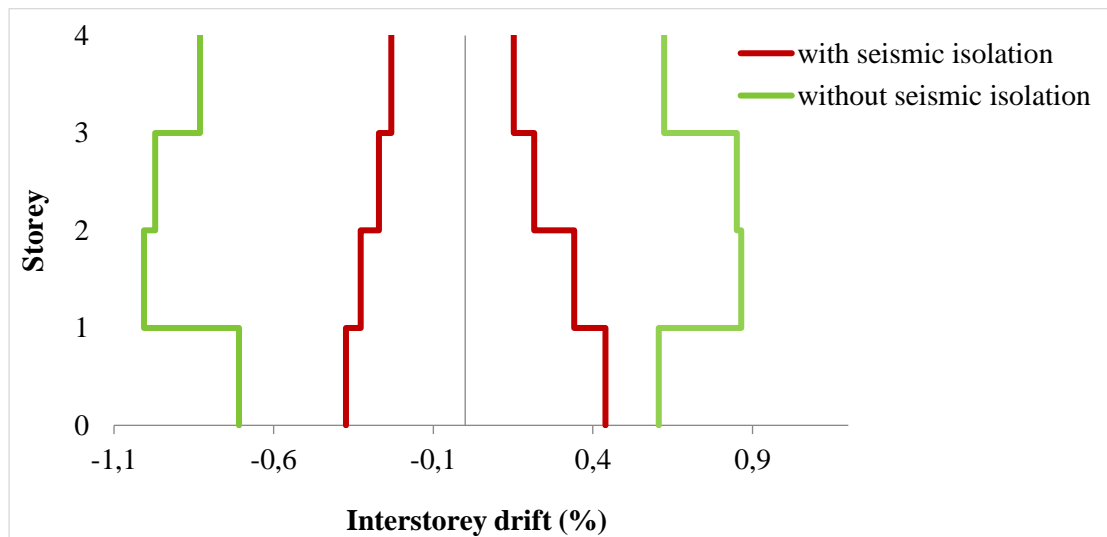
Διάγραμμα 8.22: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



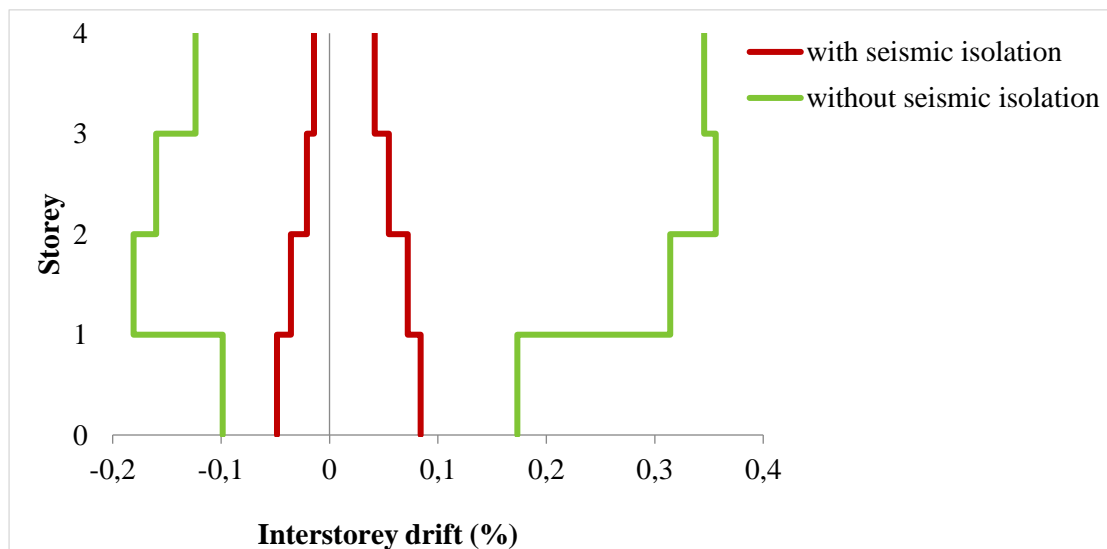
Διάγραμμα 8.23: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και τις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο διάγραμμα είναι μικρής τάξεως, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη.

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



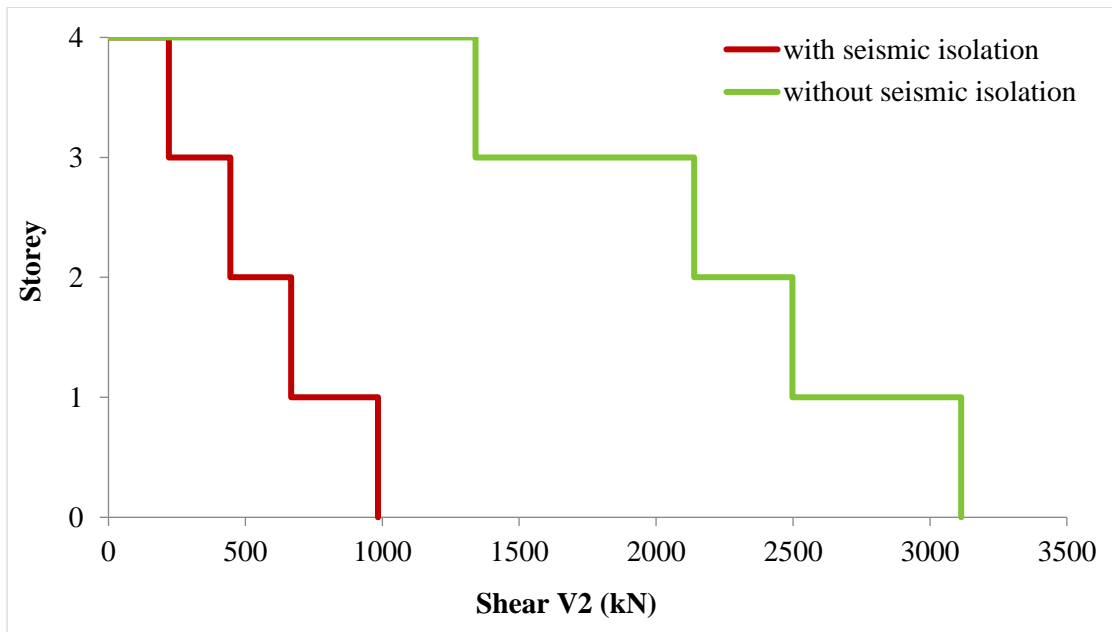
Διάγραμμα 8.24: Σχετική μετακίνηση ορόφων στη διεύθυνση x



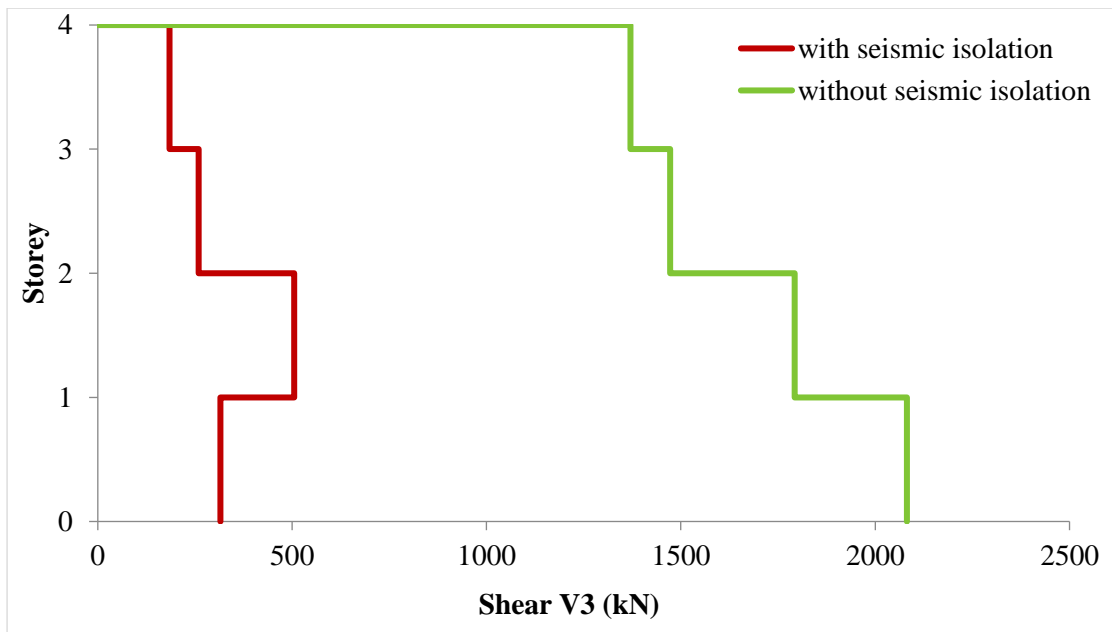
Διάγραμμα 8.25: Σχετική μετακίνηση ορόφων στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι

στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 68%, ενώ στον άξονα 3 κατά 85% περίπου.



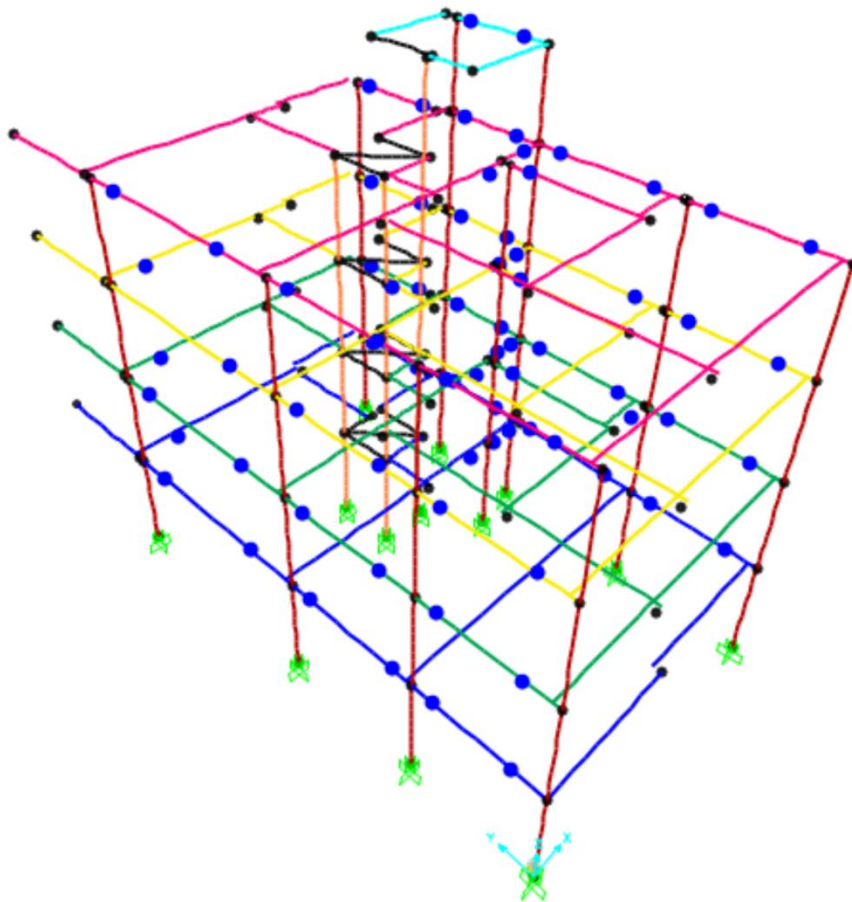
Διάγραμμα 8.26: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο



Διάγραμμα 8.27: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

- Φόρτιση $y+0.3x$ (φόρτιση παράλληλη με την μεγάλη πλευρά του κτιρίου)

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Kobe. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι σχεδόν ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής

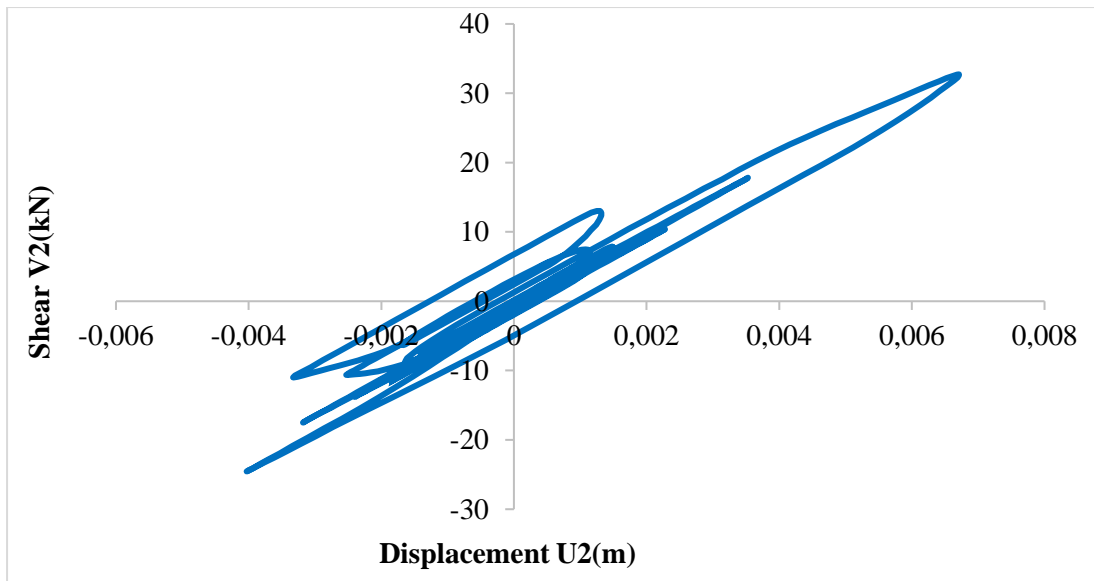


Εικόνα 8.29: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

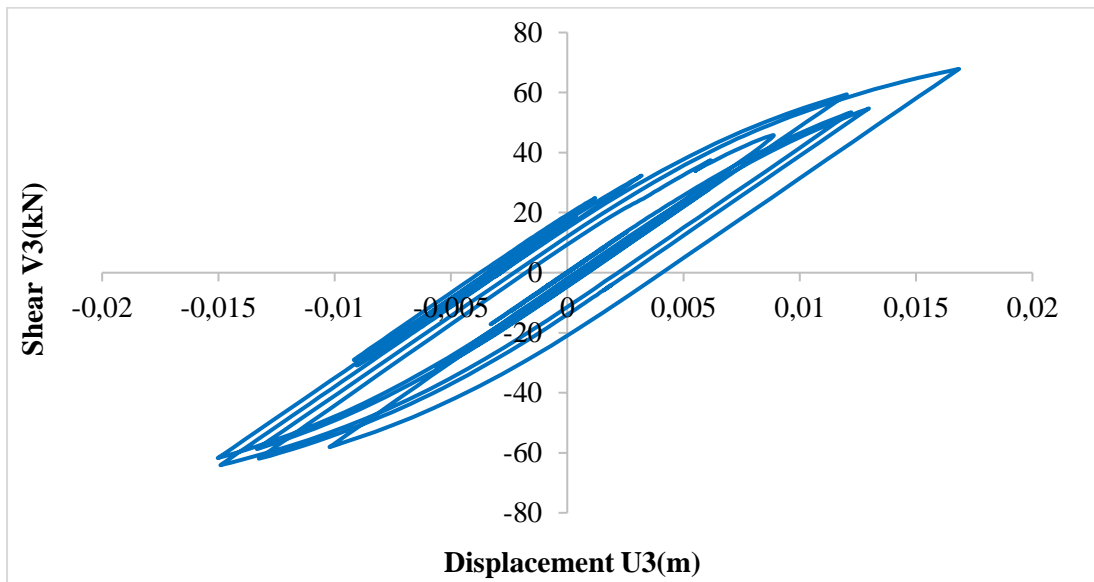


Εικόνα.8.30:Στάθμες επιτελεστικότητας

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις είναι σχεδόν ελαστική.

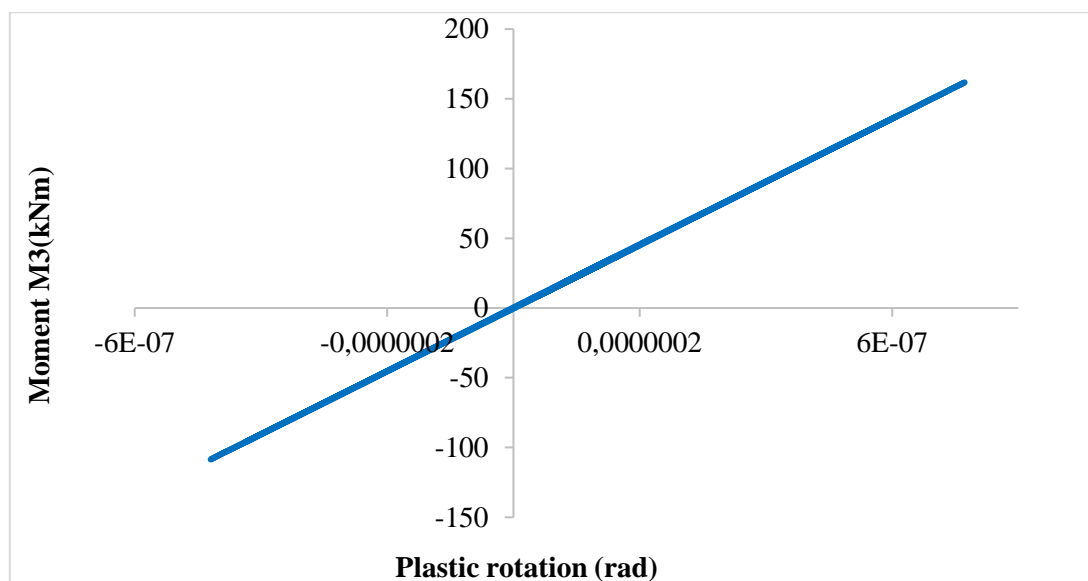


Διάγραμμα 8.28: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για παραμόρφωση U2



Διάγραμμα 8.29: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για παραμόρφωση U3

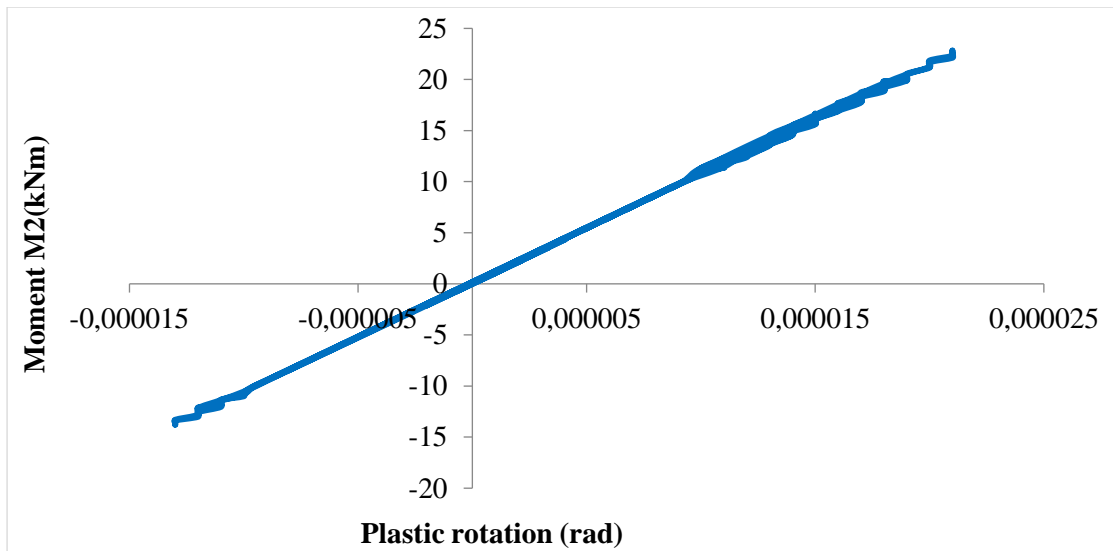
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



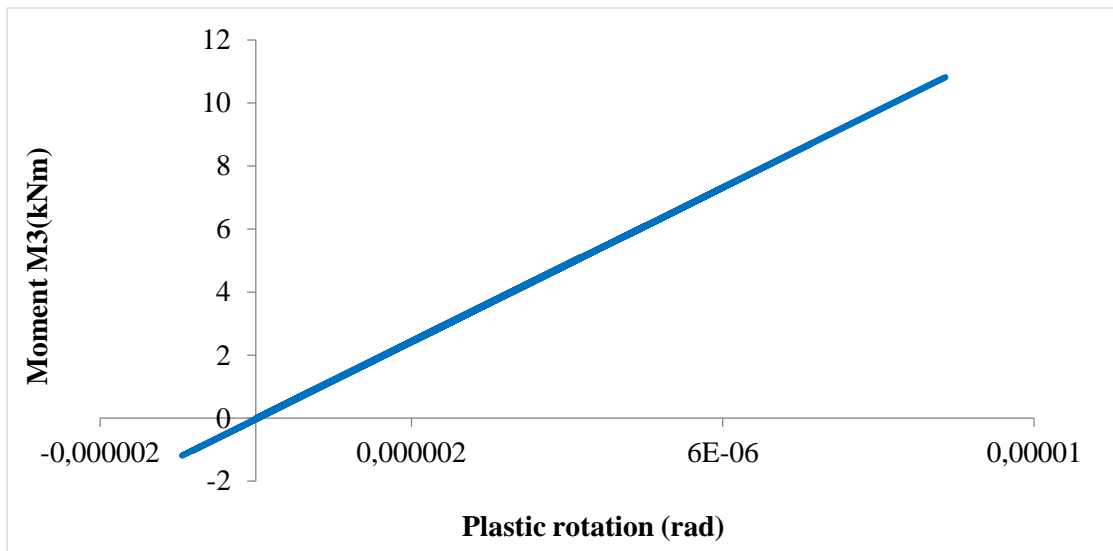
Διάγραμμα 8.30: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ13 στη στάθμη 2. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

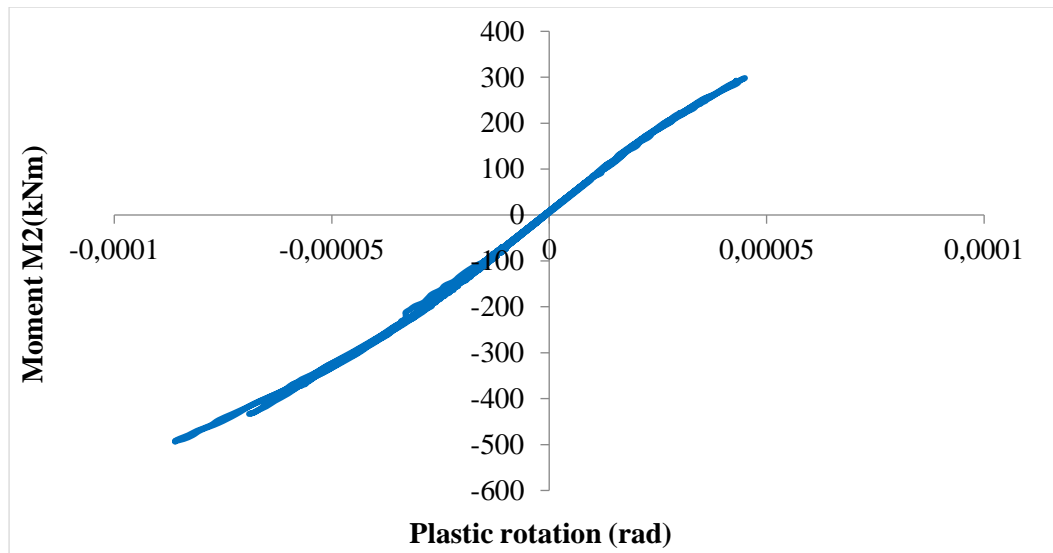
Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



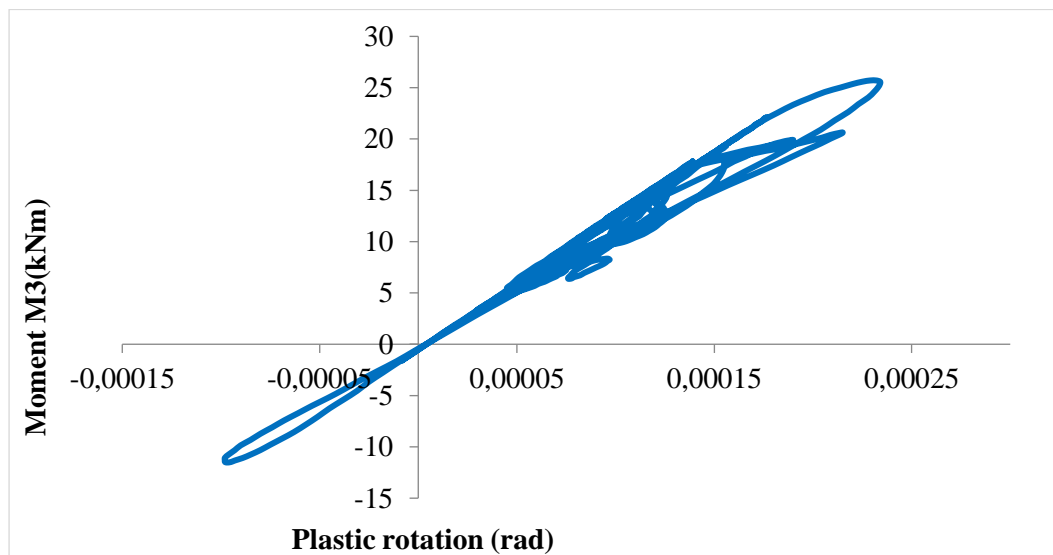
Διάγραμμα 8.31: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



Διάγραμμα 8.32: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3



Διάγραμμα 8.33: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2

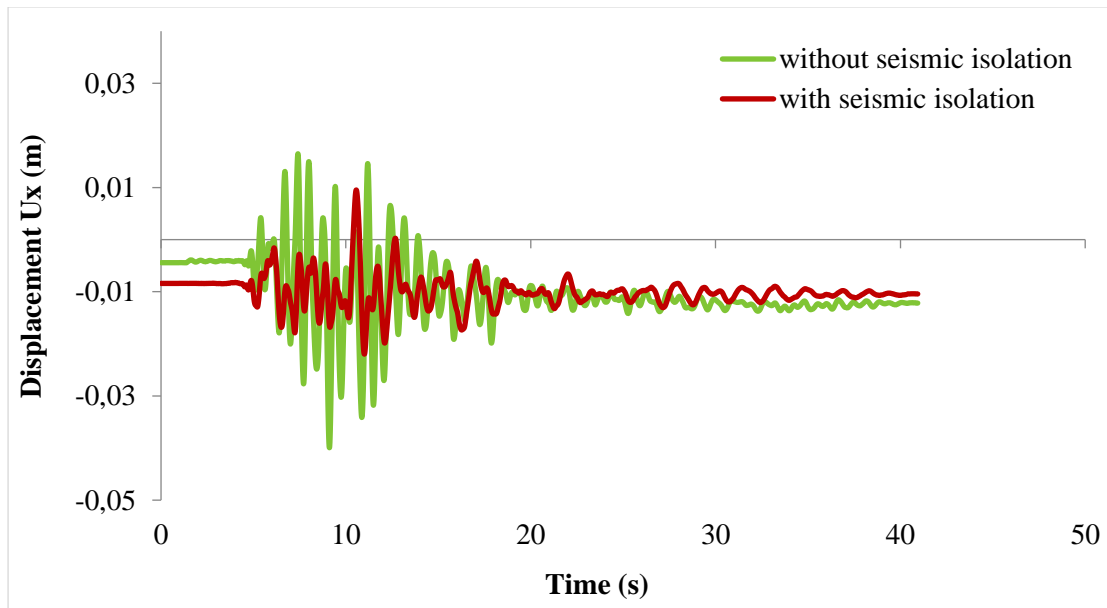


Διάγραμμα 8.34: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

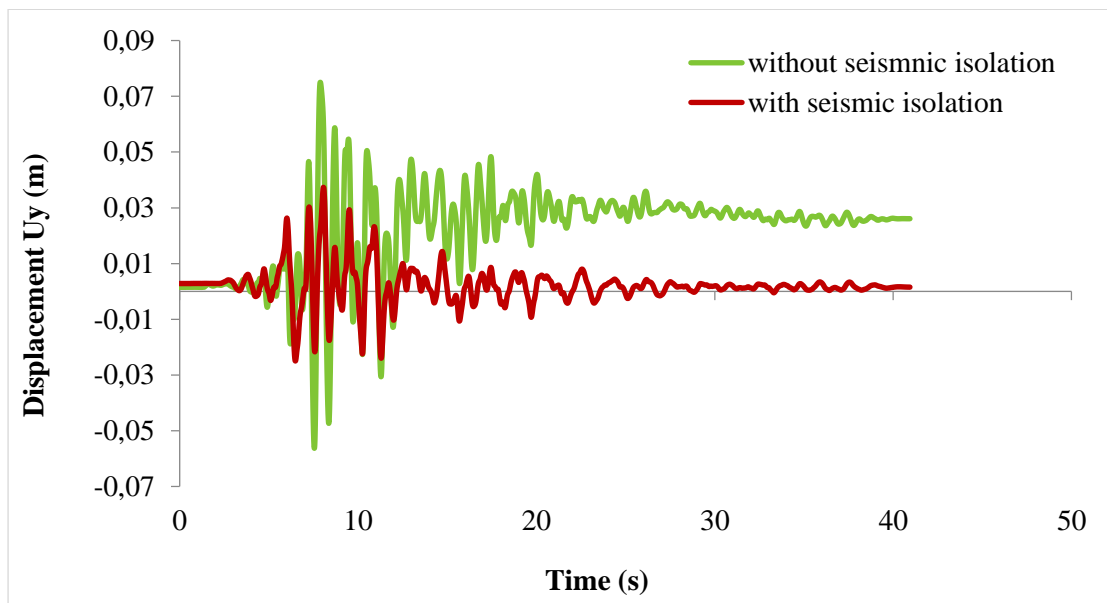
Για το υποστύλωμα K10 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στον άξονα 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στη διεύθυνση 3 βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνησης κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



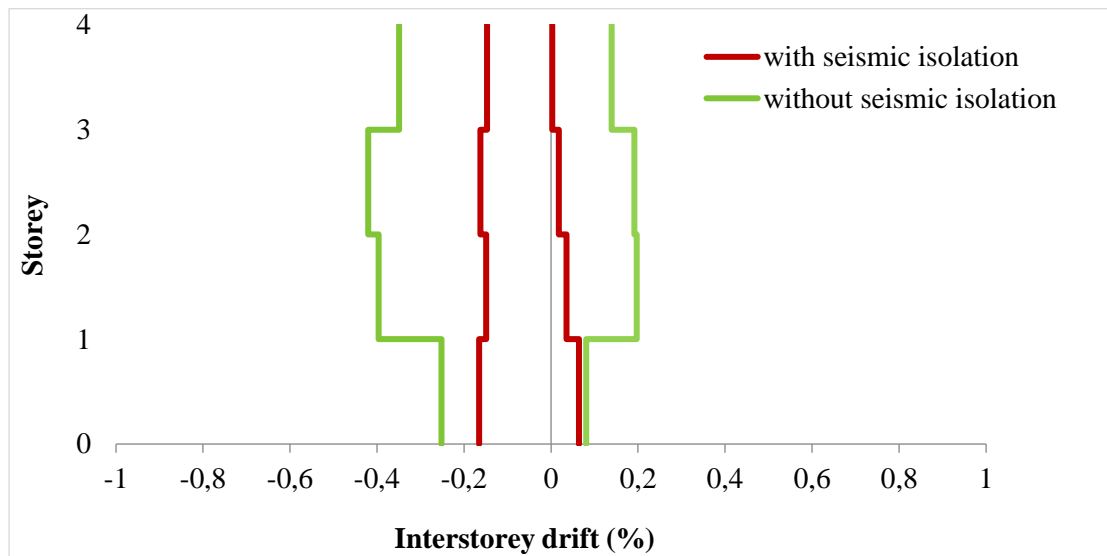
Διάγραμμα 8.35: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



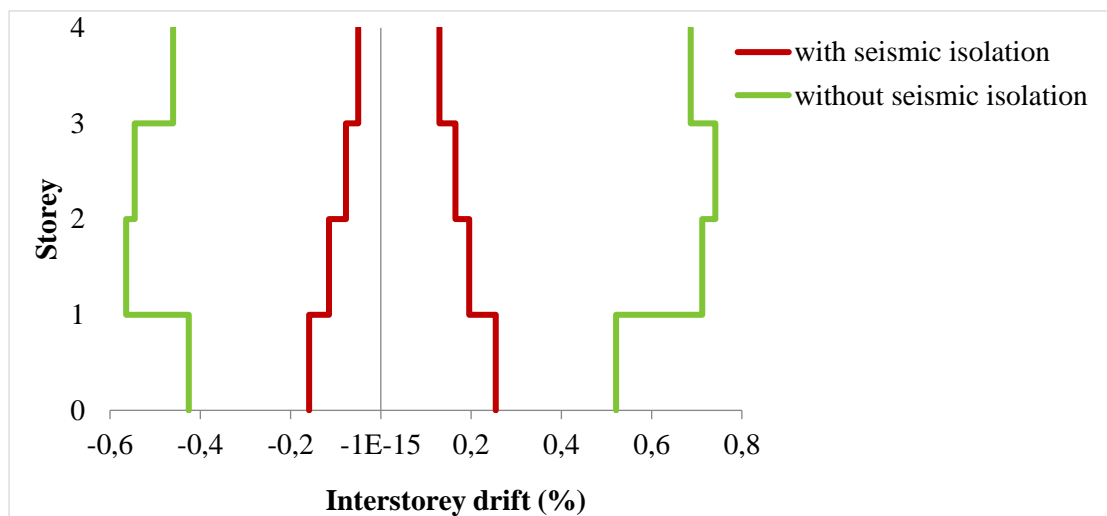
Διάγραμμα 8.36: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και τις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο διάγραμμα είναι μικρής τάξεως, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη.

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

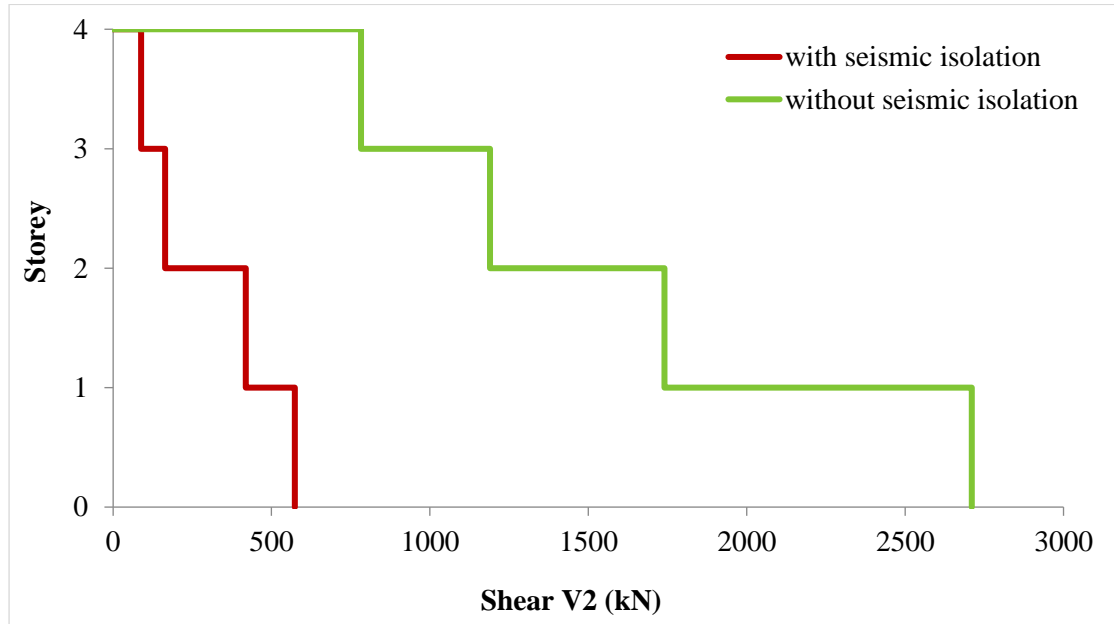


Διάγραμμα 8.37: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

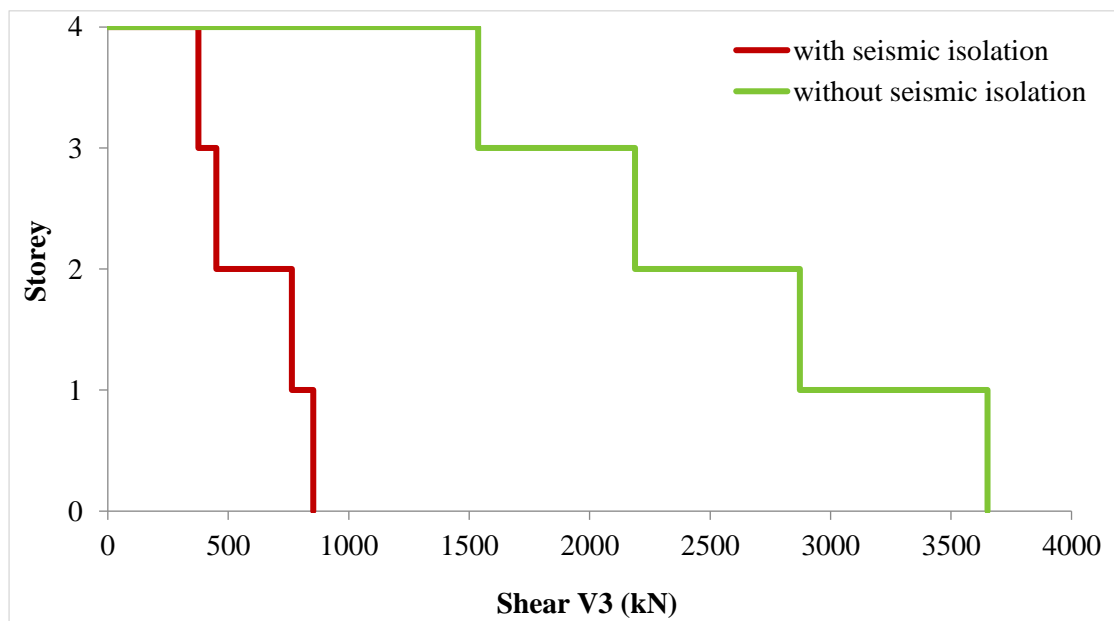


Διάγραμμα 8.38: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 79%, ενώ στον άξονα 3 κατά 77% περίπου.



Διάγραμμα 8.39: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο



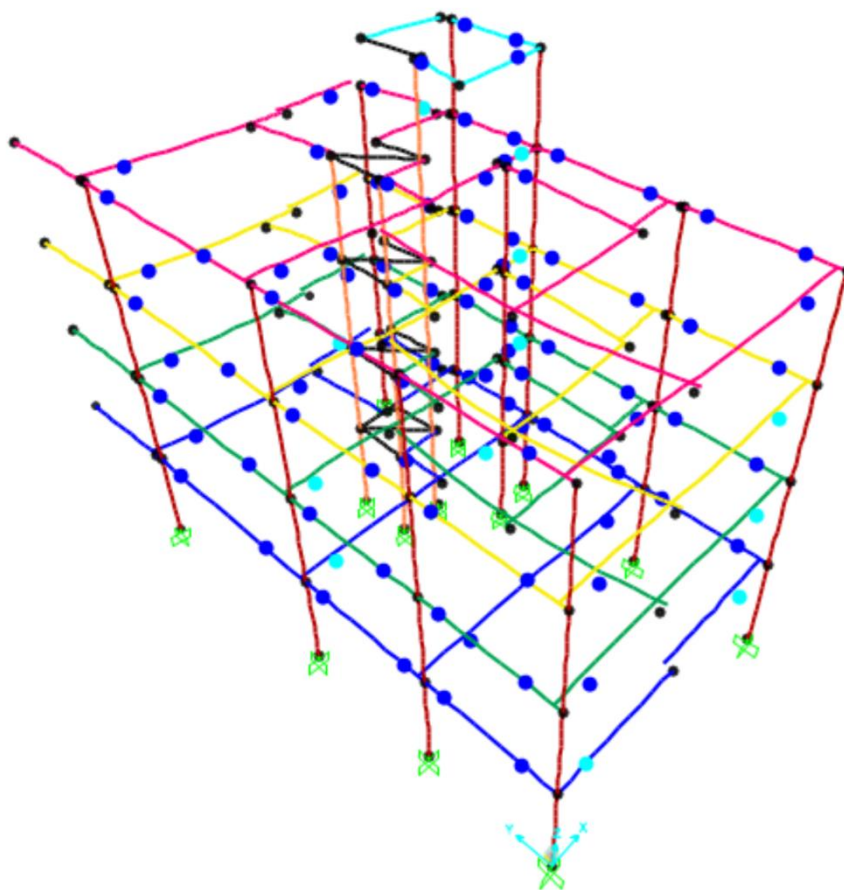
Διάγραμμα 8.40: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

8.3 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για το σεισμό Loma Prieta

8.3.1 Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

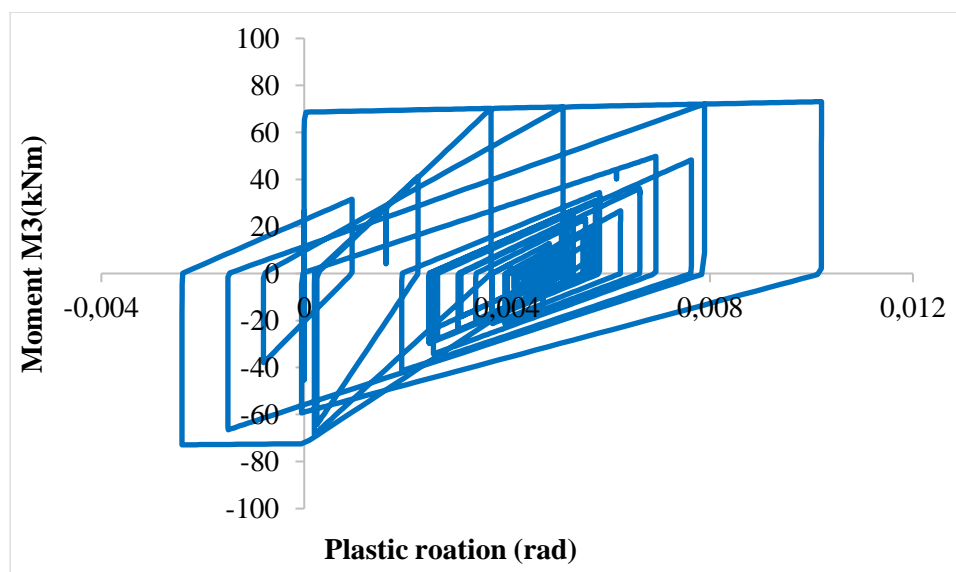
- Φόρτιση $x+0.3y$ (φόρτιση παράλληλη με την μικρή πλευρά του κτιρίου)

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Loma Prieta. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, οι 11 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, ενώ μόλις 1 ανήκει στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.



Εικόνα 8.31: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

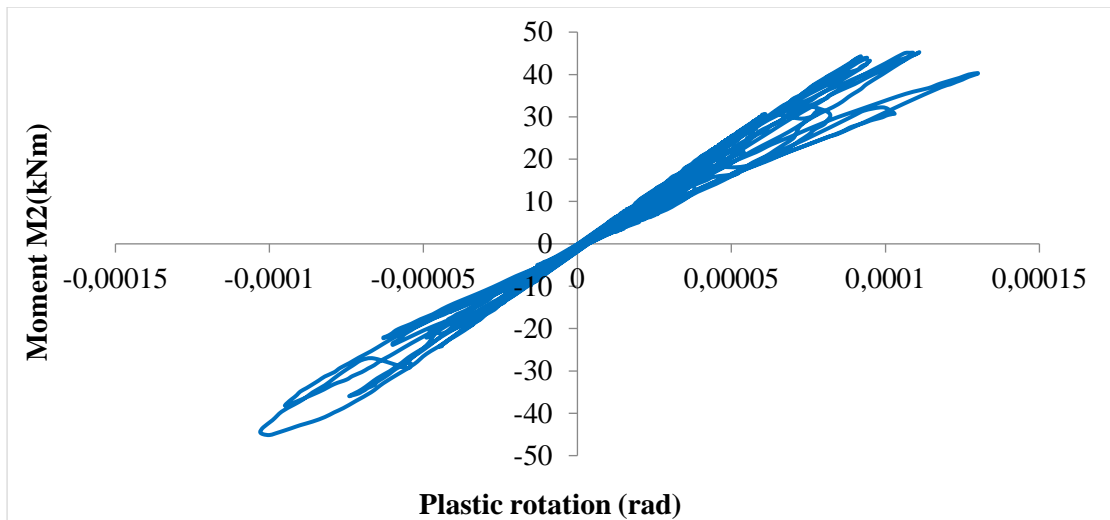
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



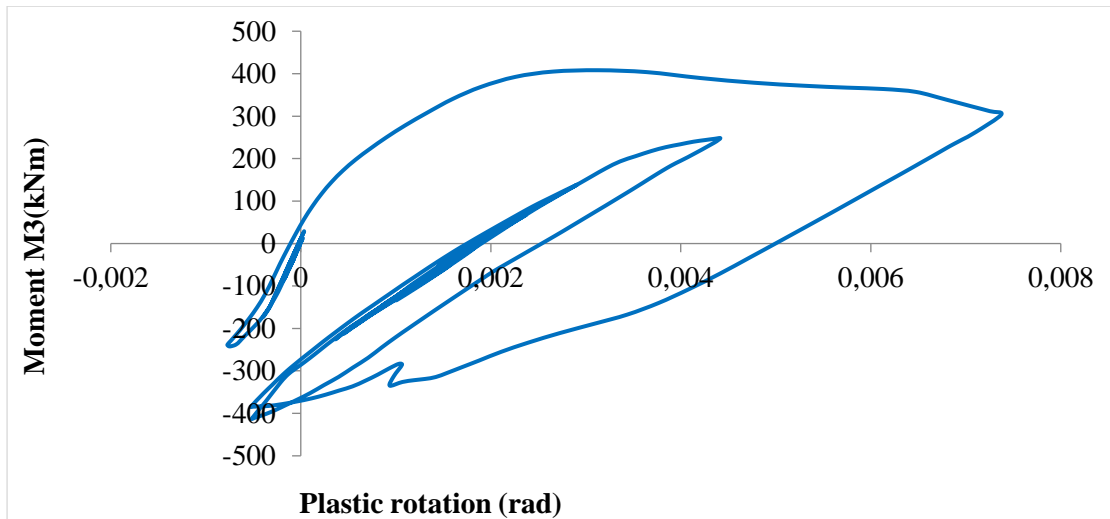
Διάγραμμα 8.41: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ9 στη στάθμη 3. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.010198$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000942$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.009256$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.0044$ rad και Γ- $\theta_y=0.0117$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή M2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 13 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α εκτός από 1 που ανήκει στην στάθμη επιτελεστικότητας Β. Για τη ροπή M3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 14 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 6 ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, οι 7 στη στάθμη Β και 1 στη Γ. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποσύλωμα και τοίχωμα.



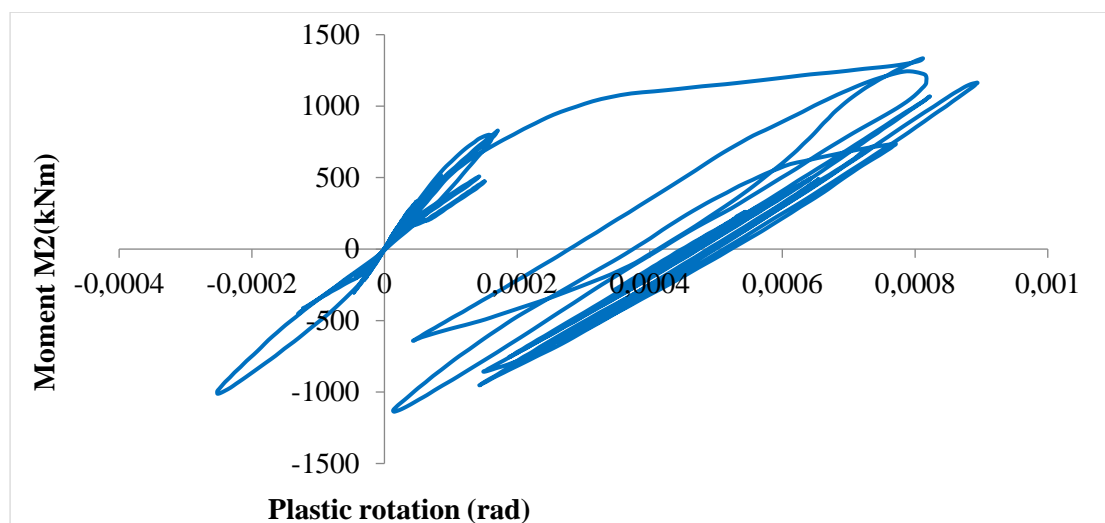
Διάγραμμα 8.42: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



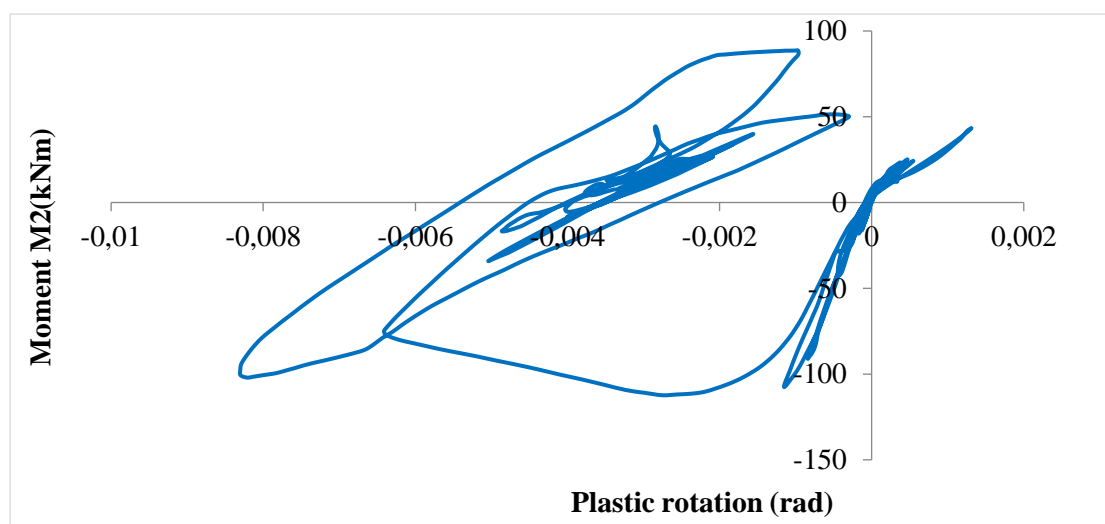
Διάγραμμα 8.43: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K6 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα για τη ροπή M2 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Στην άλλη διεύθυνση το υποστύλωμα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.007374$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.002258$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.005116$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.004419$ rad και Γ- $\theta_y=0.01349$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Για το τοίχωμα K8 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη.



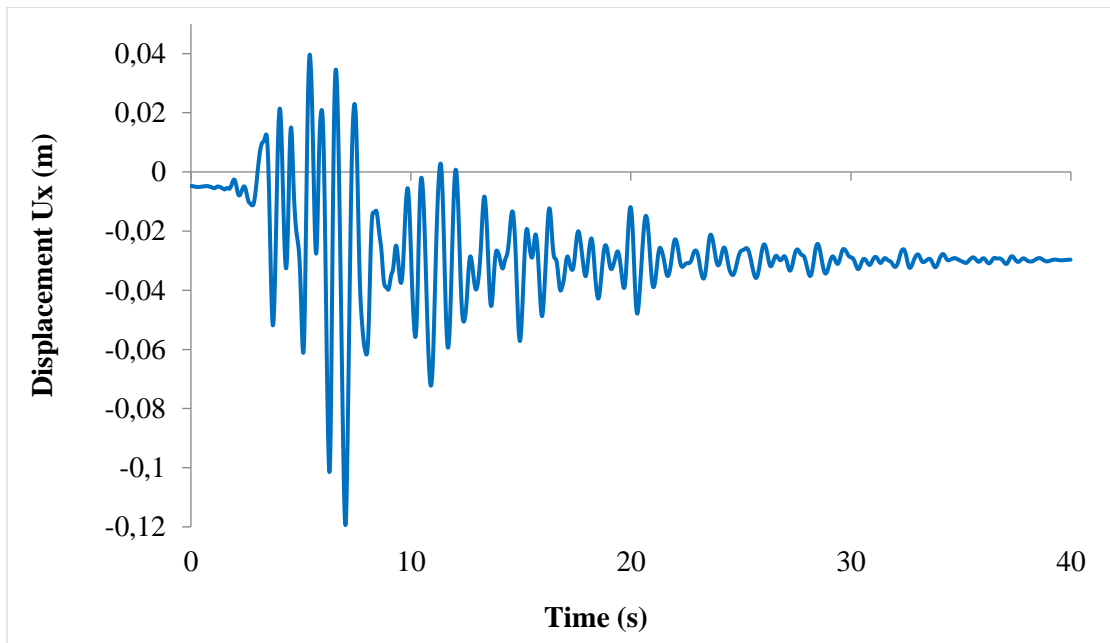
Διάγραμμα 8.44: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



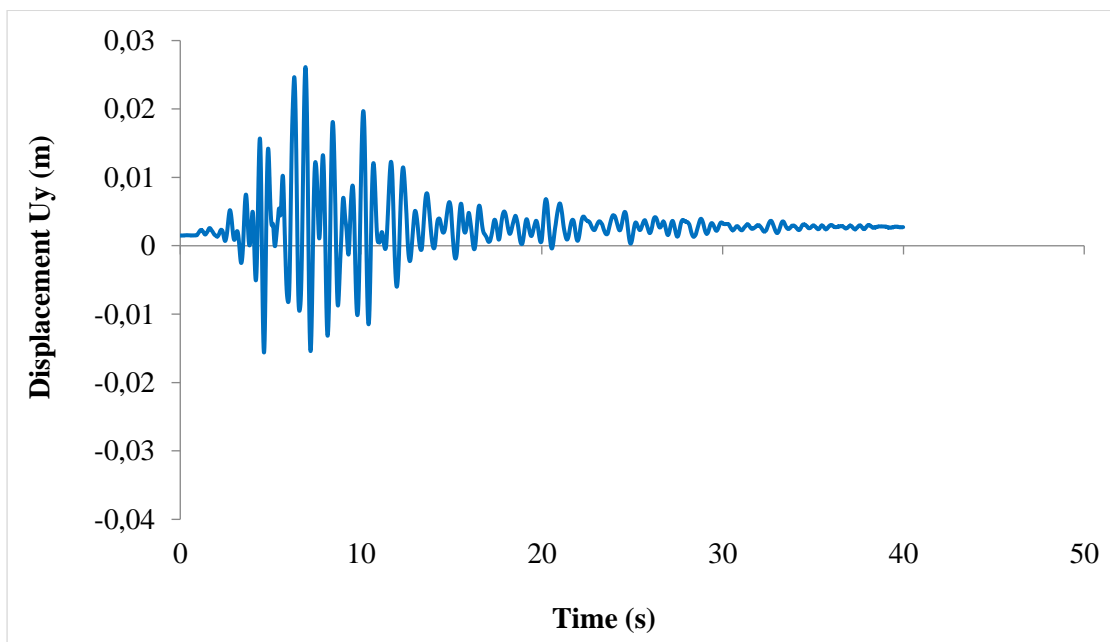
Διάγραμμα 8.45: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Το τοίχωμα και στις δύο διευθύνσεις έχει υποστεί ελαφριές βλάβες. Για τη ροπή M2 παρατηρείται ότι η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.000894$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000314$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.00058$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.04303$ rad και Γ- $\theta_y=0.05477$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α καθώς $\theta_{pl}< B-\theta_y$. Για τη ροπή M3 η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.008305$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.00179$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.006515$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.04303$ rad και Γ- $\theta_y=0.05477$ rad προκύπτει βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α καθώς $\theta_{pl}< B-\theta_y$.

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



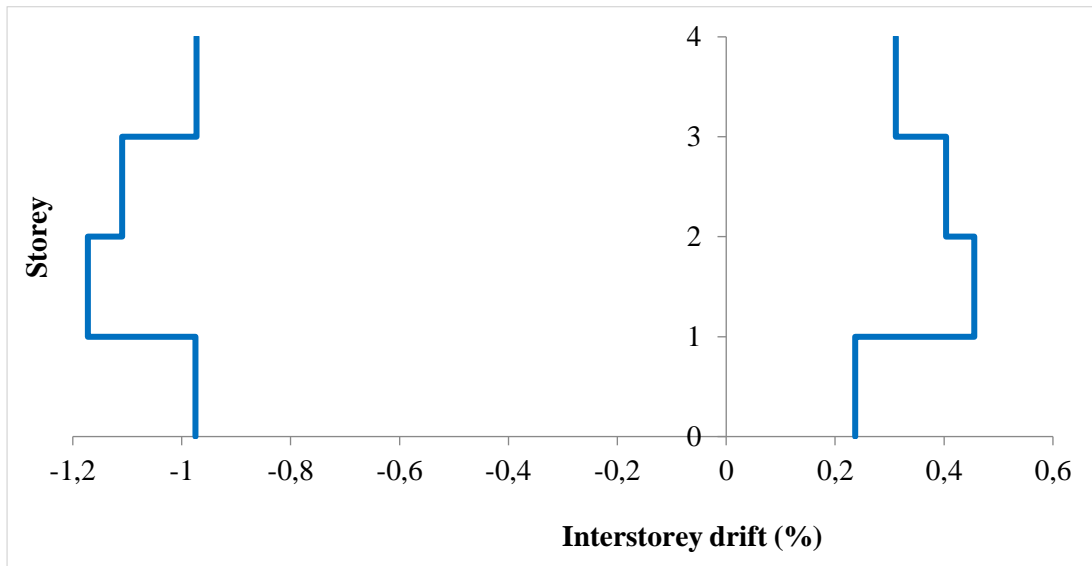
Διάγραμμα 8.46: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



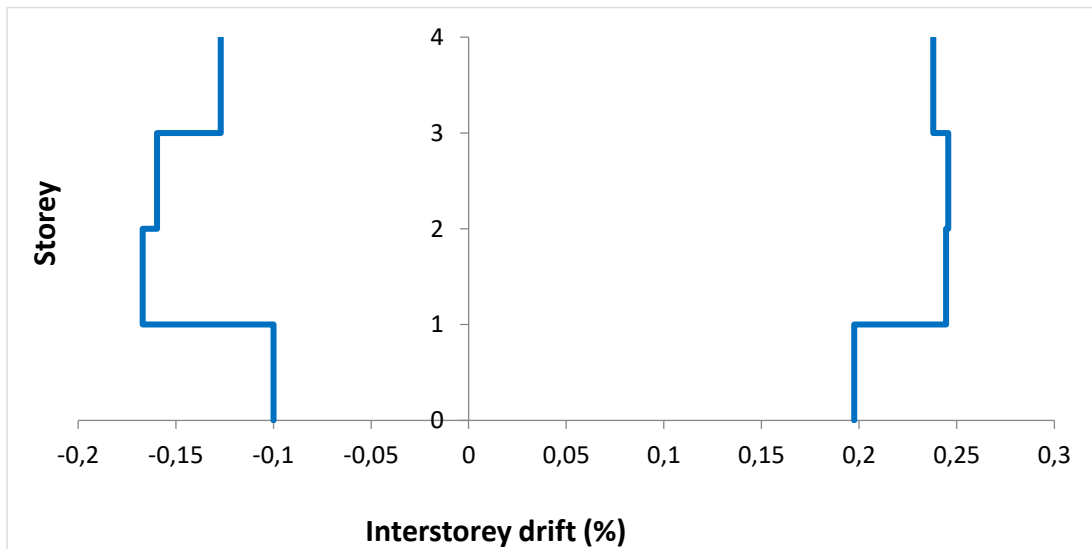
Διάγραμμα 8.47: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 4cm. Μετά τα 12s παρατηρείται μικρή παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 1.5cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι 2.5cm. Παρατηρείται πολύ μικρή παραμένουσα παραμόρφωση της τάξεως των 5mm.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 1.2% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση x που είναι παράλληλη στο σεισμό και στο 0.25% για την άλλη διεύθυνση.

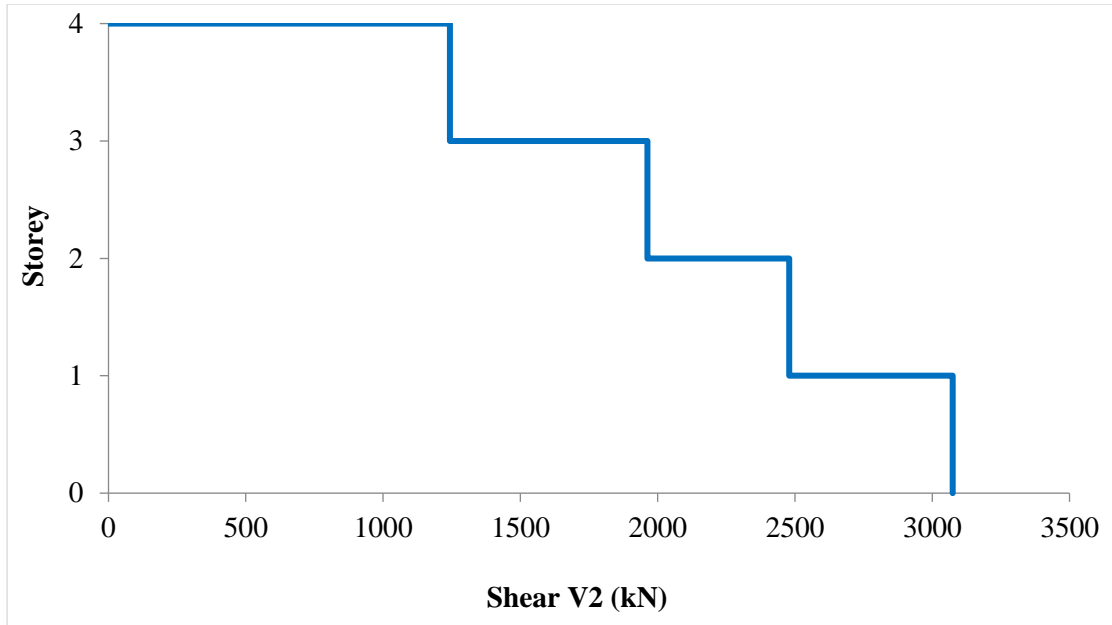


Διάγραμμα 8.48: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

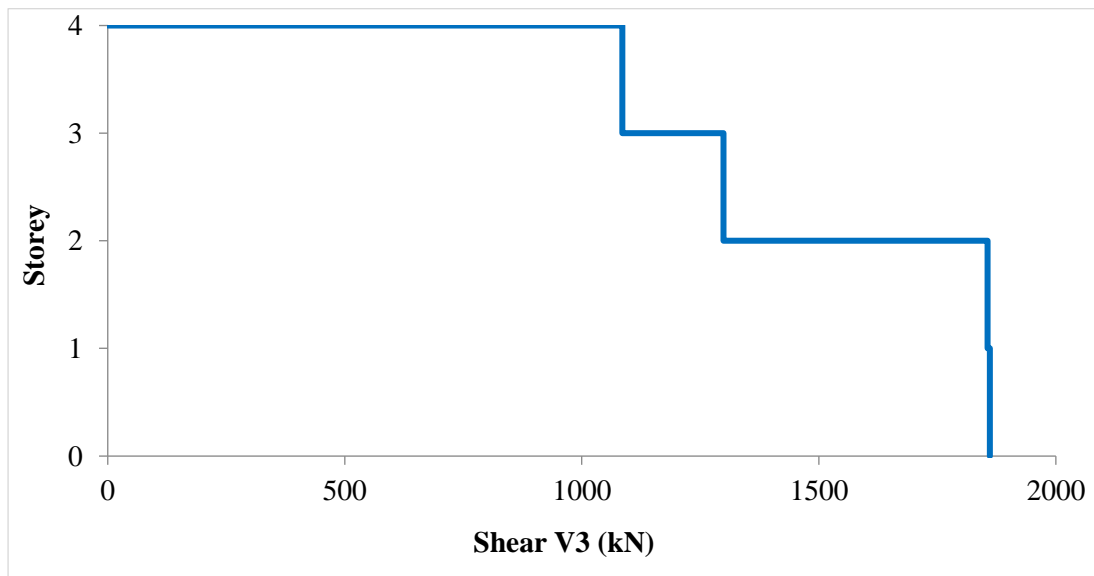


Διάγραμμα 8.49: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι η V2 φτάνει μέγιστη τιμή τα 3100 kN, ενώ η V3 φτάνει μέγιστη τιμή τα 1860 kN. Οι τιμές αυτές εντοπίζονται στην στάθμη της πυλωτής.

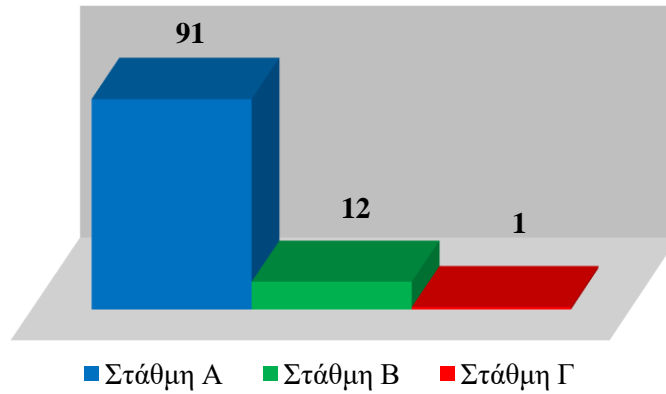


Διάγραμμα 8.50: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

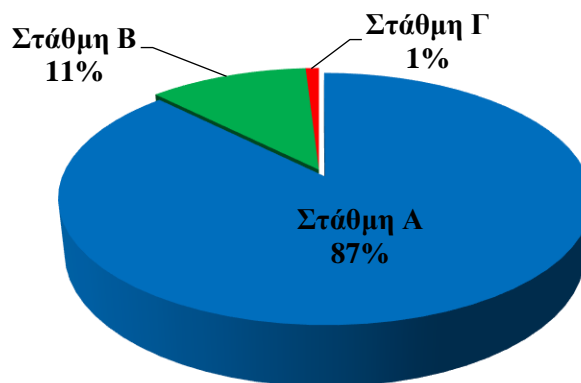


Διάγραμμα 8.51: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

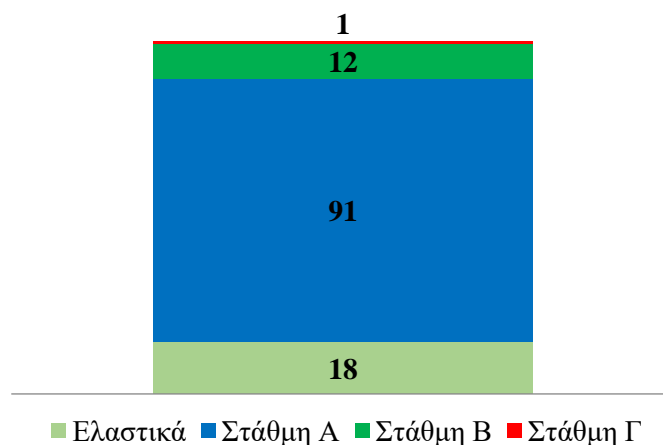
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.32: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.33: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

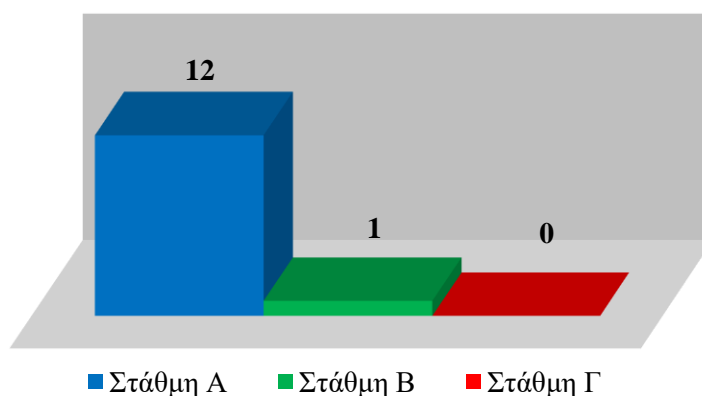


Εικόνα 8.34: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

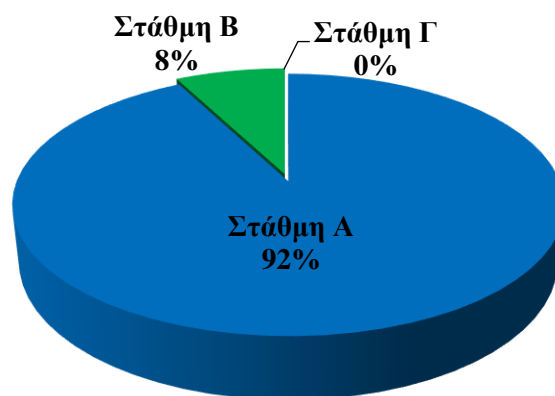
Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 85% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 87% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A, το 11% στη στάθμη B και μόλις το 1% στη στάθμη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26.

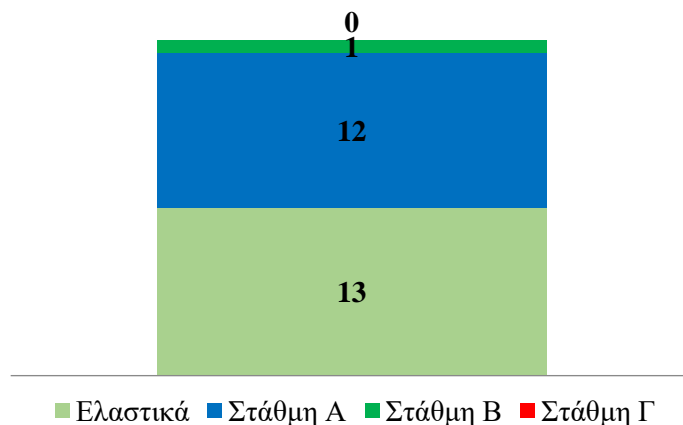
➤ **Ροπή M2**



Εικόνα 8.35: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

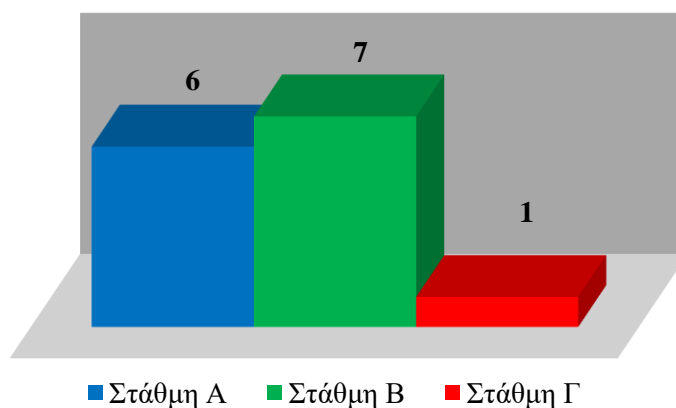


Εικόνα 8.36: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

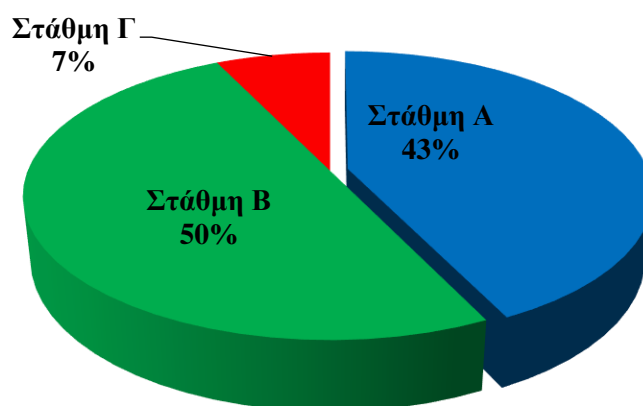


Εικόνα 8.37: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

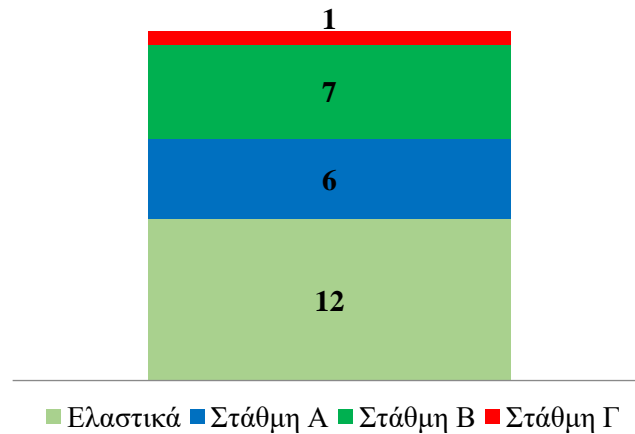
➤ Ροπή M3



Εικόνα 8.38: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.39: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

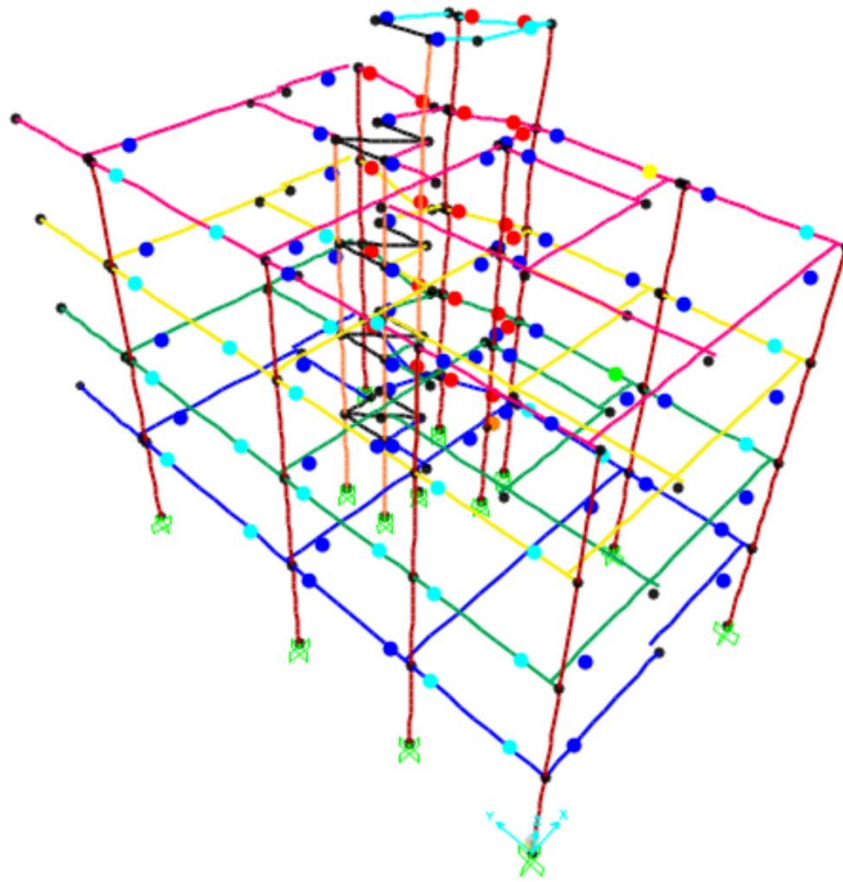


Εικόνα 8.40: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M2 το 50% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 50% πλαστικά. Το 92% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 8% στη στάθμη Β. Για τη ροπή M3 το 46% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 54% πλαστικά. Το 43% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 50% στη στάθμη Β και το 7% στη στάθμη Γ.

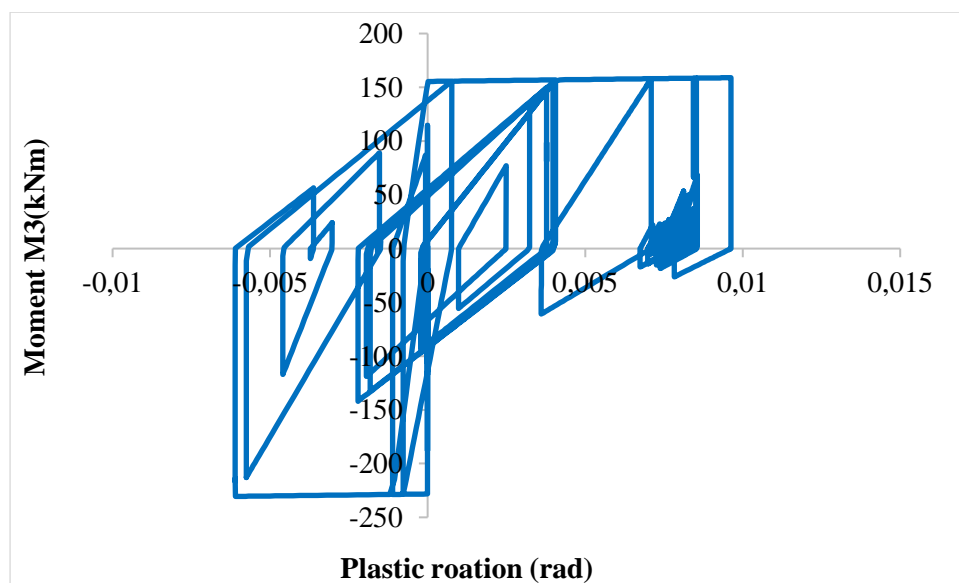
- **Φόρτιση $y+0.3x$ (φόρτιση παράλληλη με την μεγάλη πλευρά του κτιρίου)**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Loma Prieta. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, 26 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Παρατηρήθηκαν 23 πλαστικές αρθρώσεις που βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ και εντοπίστηκαν στις δοκούς Δ6, Δ18, Δ19 της πρώτης στάθμης, στις δοκούς Δ9, Δ24, Δ25 της δεύτερης, τρίτης και τέταρτης στάθμης και στην δοκό Δ21 της πέμπτης στάθμης.



Εικόνα 8.41: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

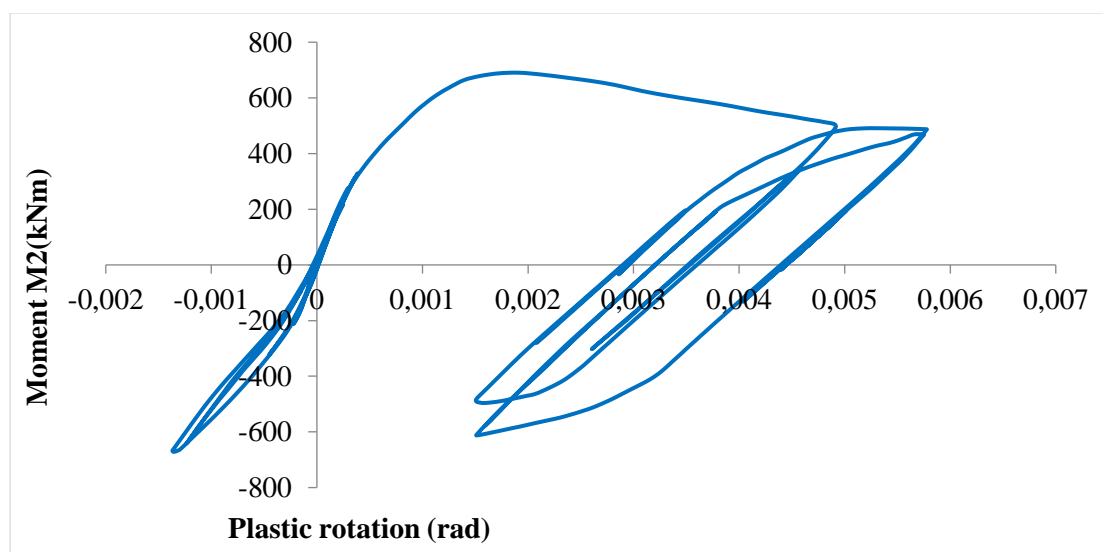
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



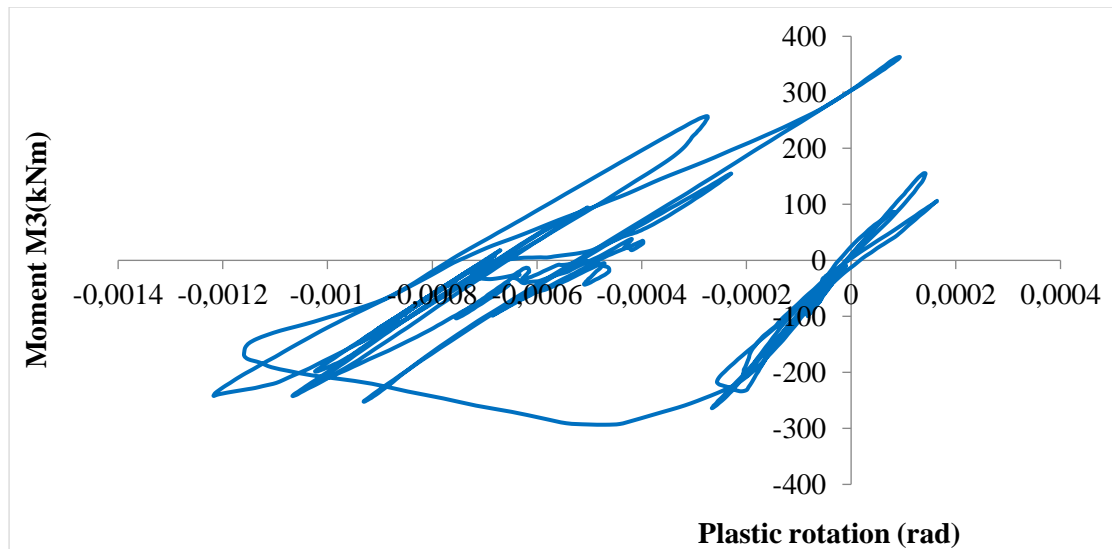
Διάγραμμα 8.51: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ15 στη στάθμη 3. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u = 0.009474$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y = 0.000307$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.009167$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y = 0.0066$ rad και Γ- $\theta_y = 0.0184$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όπως προαναφέρθηκε, όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή M2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 10 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, 3 ανήκουν στη στάθμη Β και 3 στη Γ. Για τη ροπή M3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 15 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 11 ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, η 1 στη στάθμη Β και οι 3 στη Γ. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.

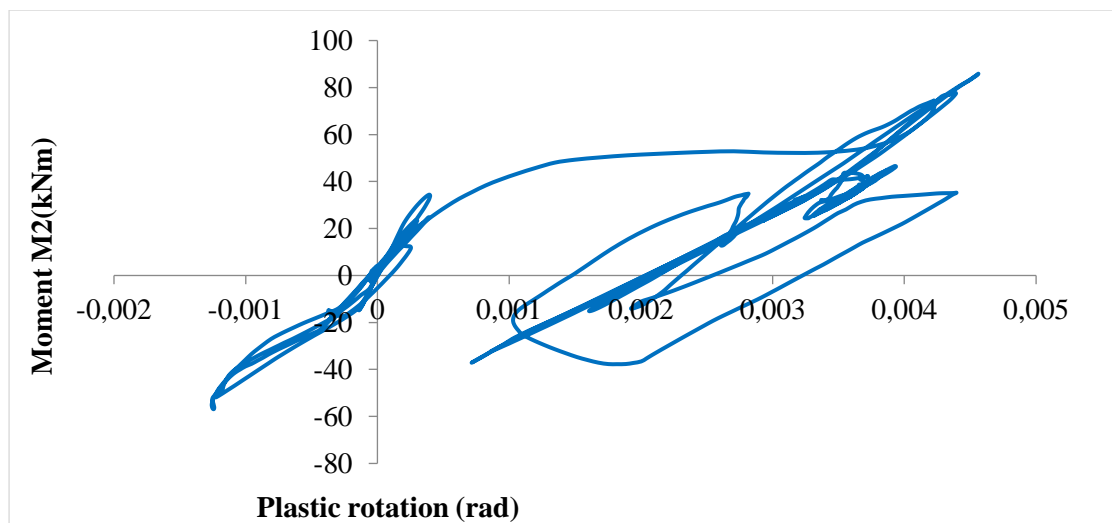


Διάγραμμα 8.52: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2

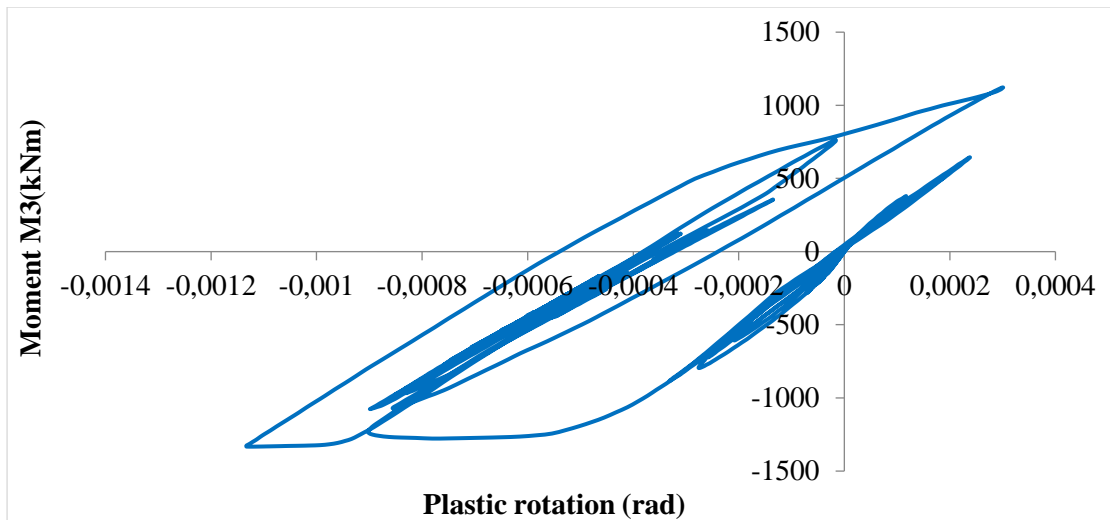


Διάγραμμα 8.53: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K10 στην πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 έχει υποστεί βλάβες. Συγκεκριμένα για την ροπή M2 όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.005779$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001549$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.00423$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεσματικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.005463$ rad και Γ- $\theta_y=0.01431$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α καθώς $\theta_{pl} < B-\theta_y$. Ομοίως, για την ροπή M3 όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.001218$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000422$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.000776$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεσματικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00546$ rad και Γ- $\theta_y=0.01431$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α καθώς $\theta_{pl} < B-\theta_y$.



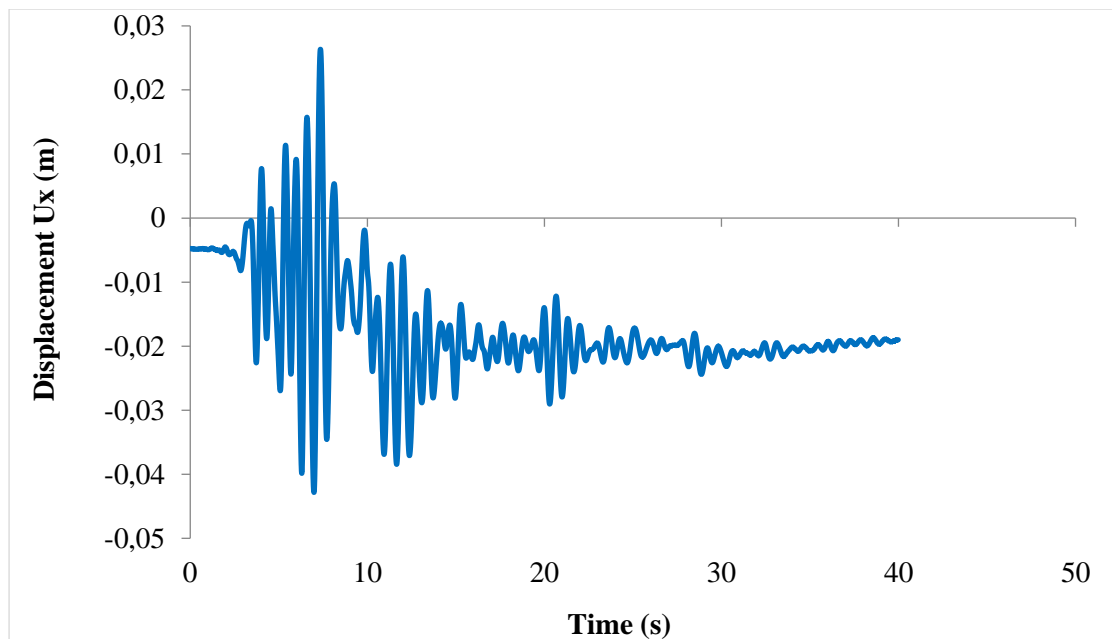
Διάγραμμα 8.54: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



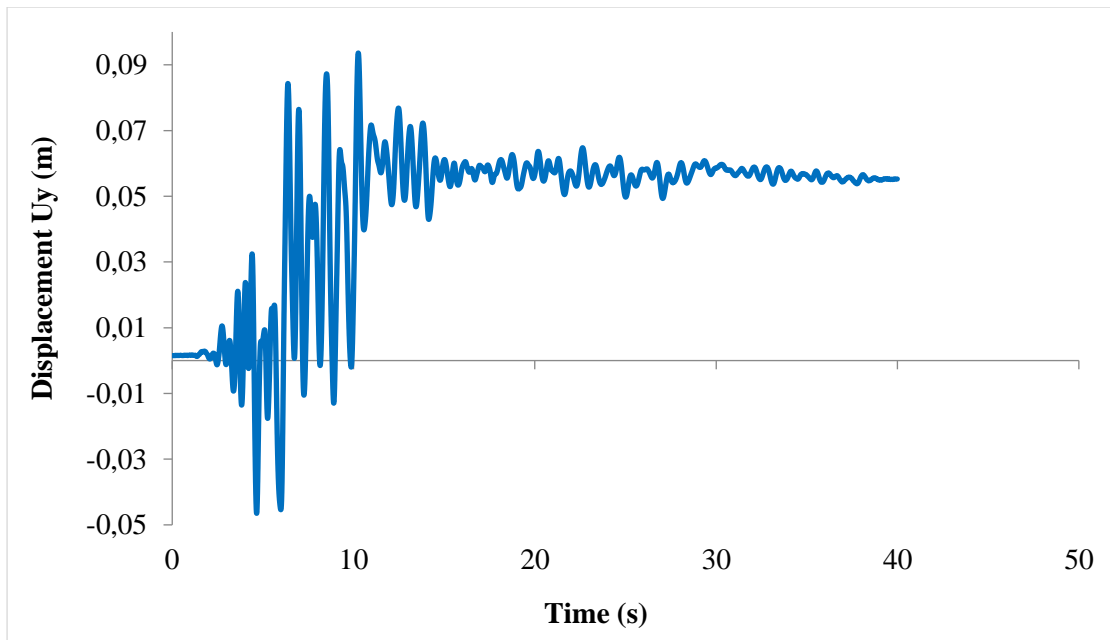
Διάγραμμα 8.55: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Το τοίχωμα και στις δύο διευθύνσεις έχει υποστεί ελαφριές βλάβες. Για τη ροπή M2 παρατηρείται ότι η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.004562$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001346$ rad και συνεπώς η πλαστική στρόφη είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.003216$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.001884$ rad και Γ- $\theta_y=0.07693$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Για τη ροπή M3 η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.001133$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000528$ rad και συνεπώς η πλαστική στρόφη είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.000605$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00184$ rad και Γ- $\theta_y=0.07693$ rad προκύπτει βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α καθώς $\theta_{pl} < B-\theta_y$.

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



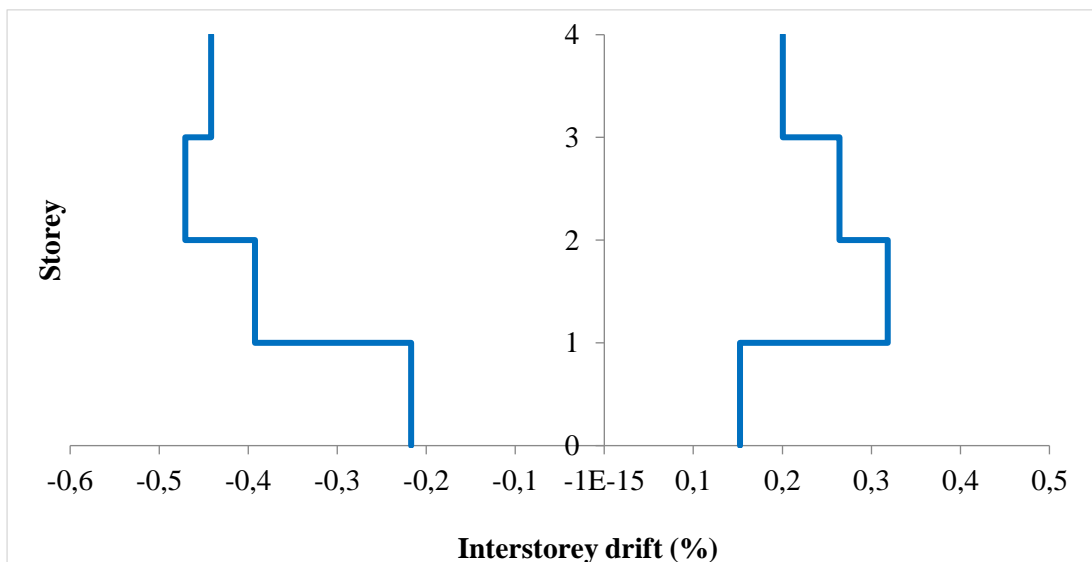
Διάγραμμα 8.56: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



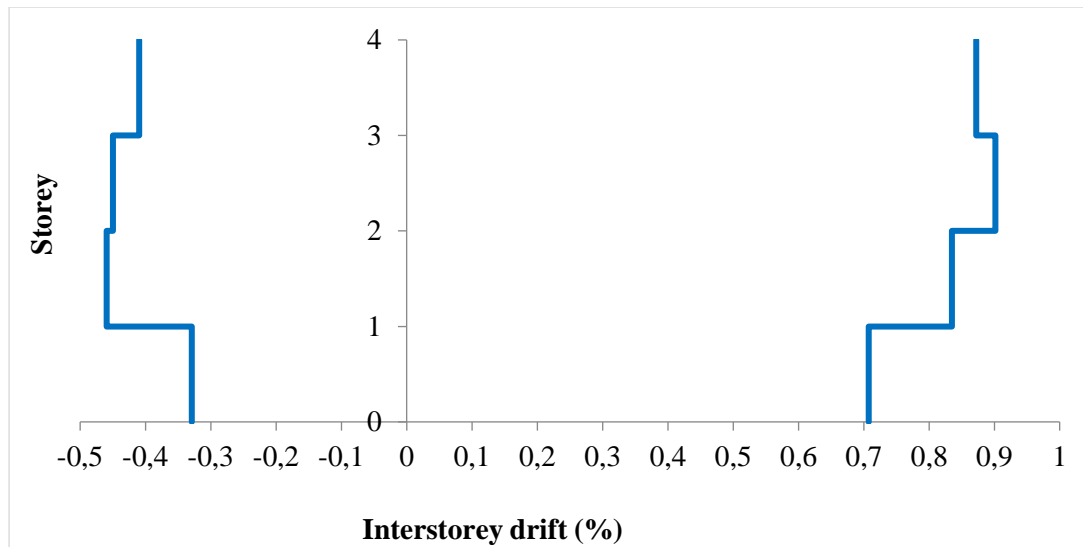
Διάγραμμα 8.57: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 4.5cm κατά απόλυτη τιμή. Μετά τα 20s παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 2cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 9.5 cm. Παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 7 cm μετά τα 15 s.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 0.9% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση y που είναι παράλληλη στο σεισμό και στο 0.5% για την άλλη διεύθυνση.

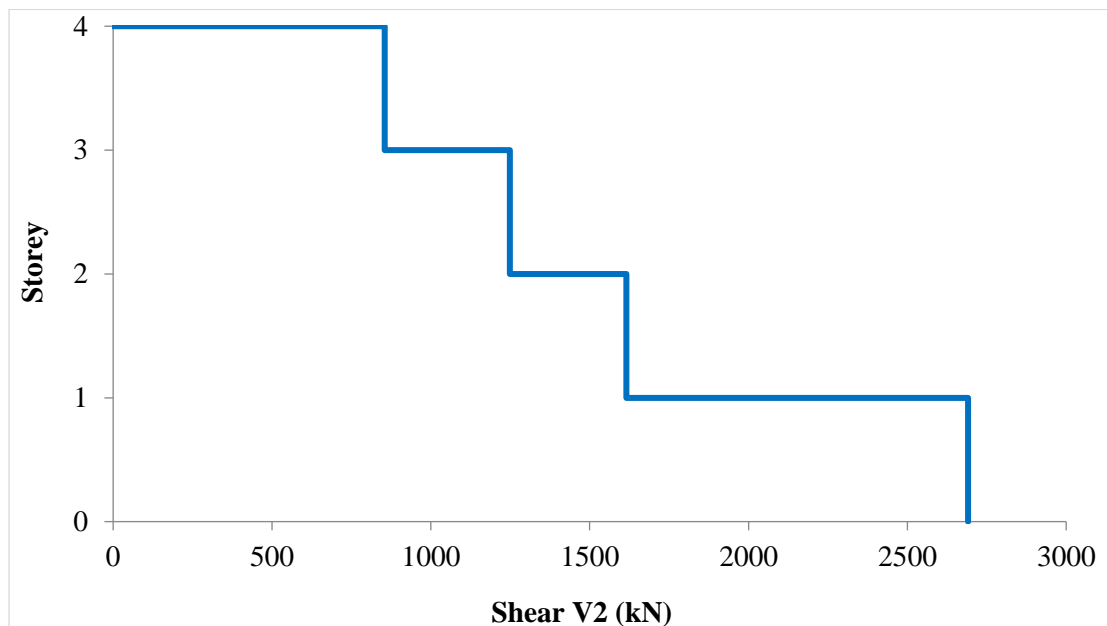


Διάγραμμα 8.58: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

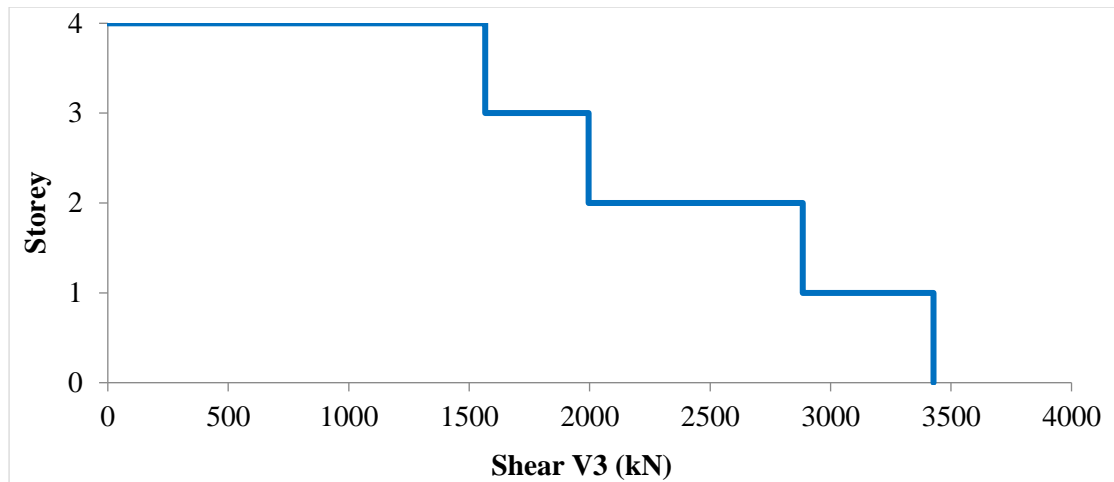


Διάγραμμα 8.59: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι η V2 φτάνει μέγιστη τιμή τα 2700 kN, ενώ η V3 φτάνει μέγιστη τιμή σχεδόν τα 3500 kN. Οι τιμές αυτές, εντοπίζονται και οι δύο στην στάθμη της πυλωτής.

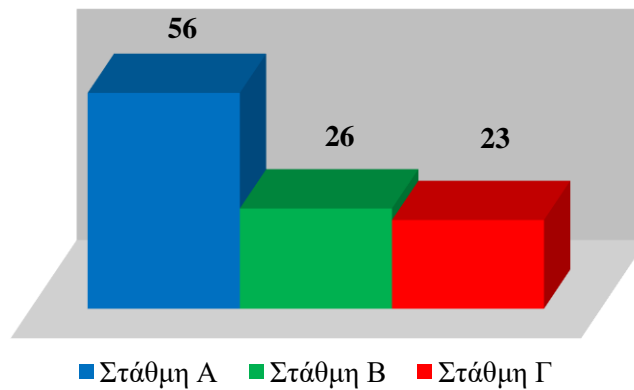


Διάγραμμα 8.60: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

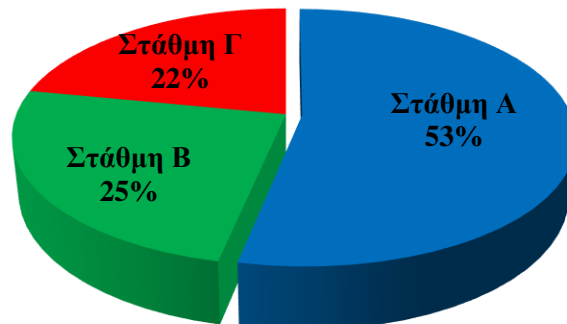


Διάγραμμα 8.61: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

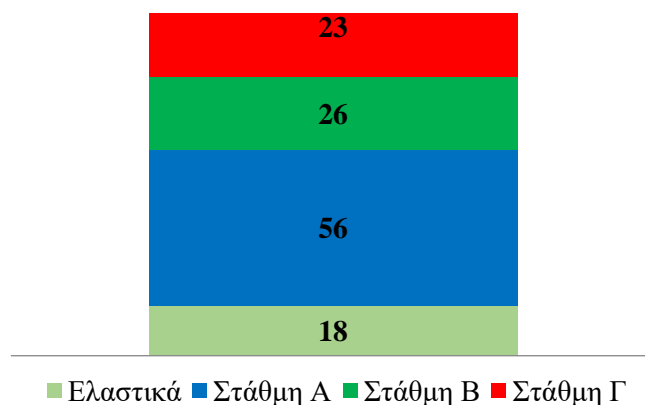
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.42: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.43: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

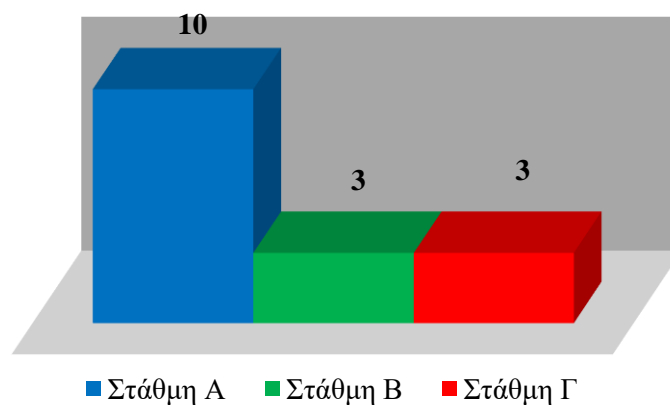


Εικόνα 8.44: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

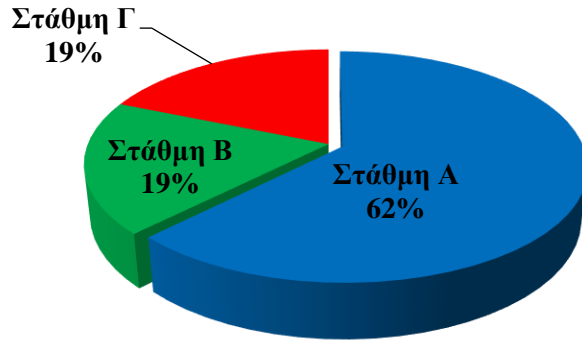
Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 85% πλαστικά. Το 53% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 25% στη στάθμη Β και το 22% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26.

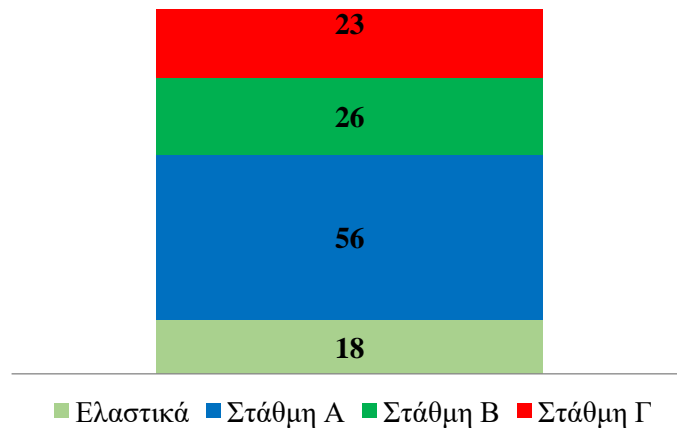
➤ **Ροπή M2**



Εικόνα 8.45: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

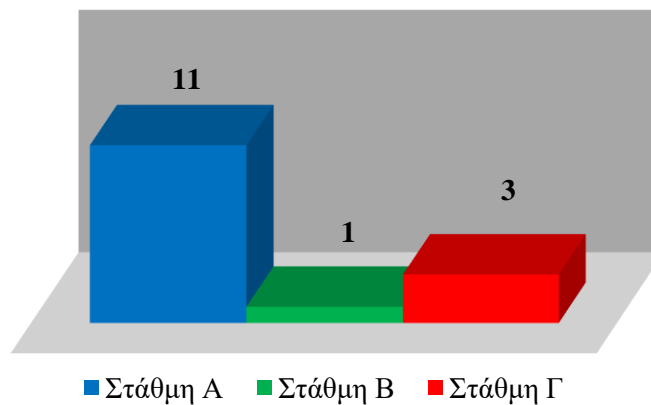


Εικόνα 8.46: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

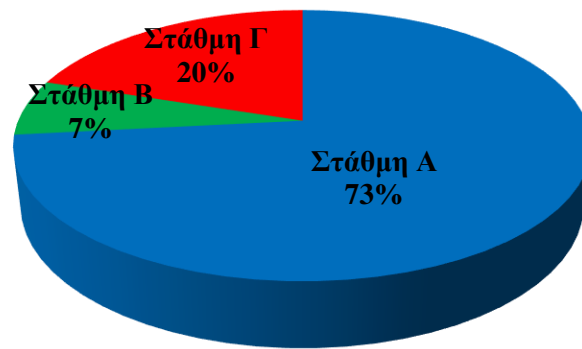


Εικόνα 8.47: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

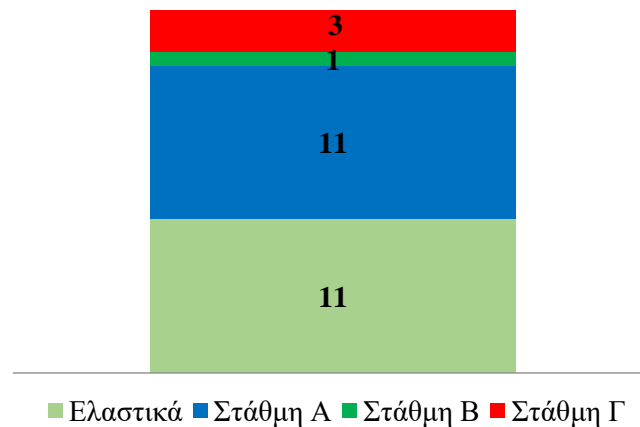
➤ **Ροπή M3**



Εικόνα 8.48: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.49: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



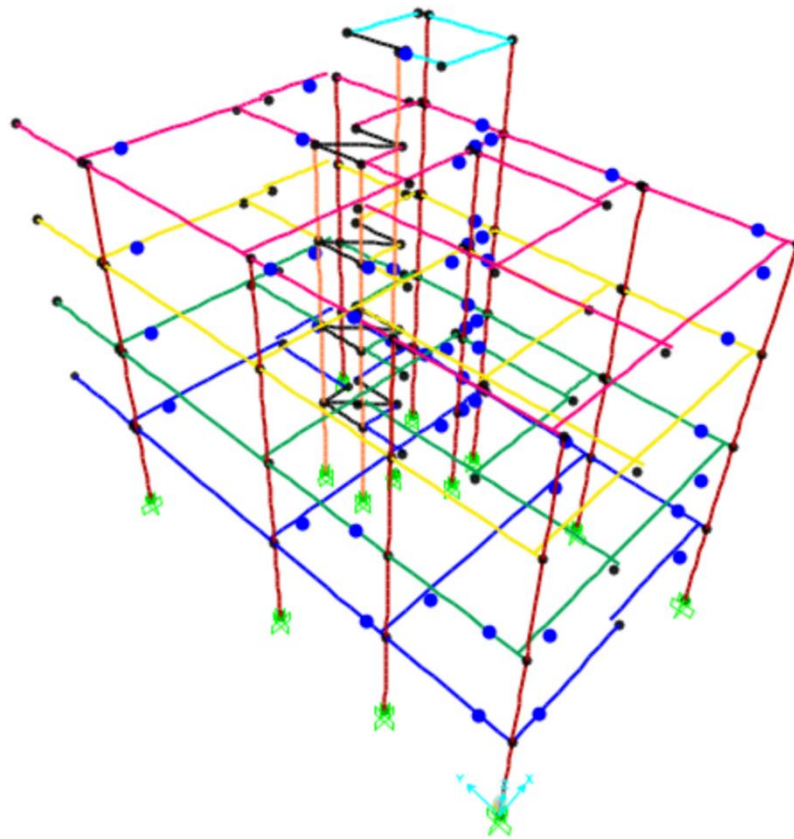
Εικόνα 8.50: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M2 το 38% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 62% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 62% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 19% στη στάθμη Β και το 19% στη Γ. Για τη ροπή M3 το 42% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 58% αποκρίθηκε πλαστικά. Το 73% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 7% στη στάθμη Β και το 20% στη Γ.

8.3.2 Μετά την εφαρμογή της μόνωσης.

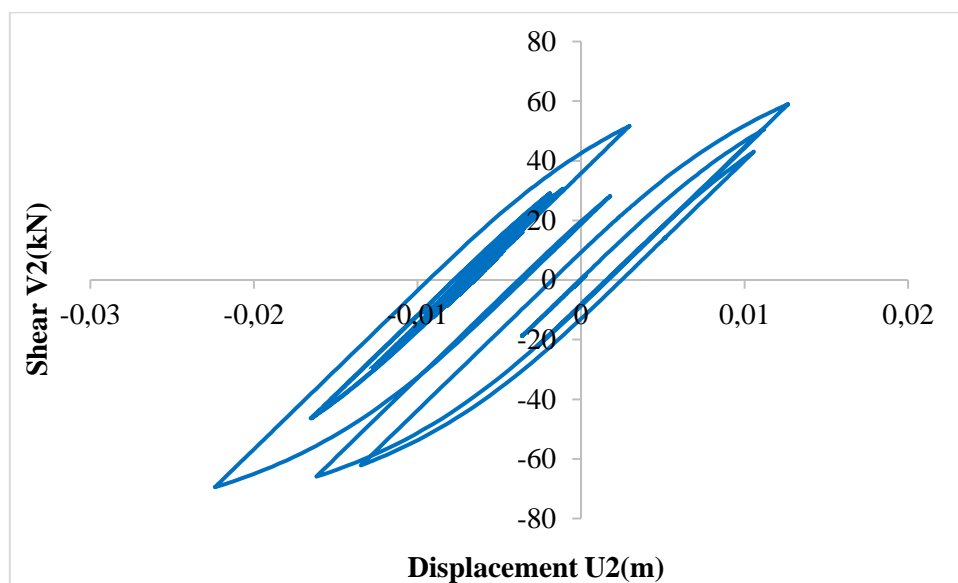
- Φόρτιση $x+0.3y$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Loma Prieta. Παρατηρείται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν μειωθεί σημαντικά. Η συμπεριφορά τους είναι σχεδόν ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.

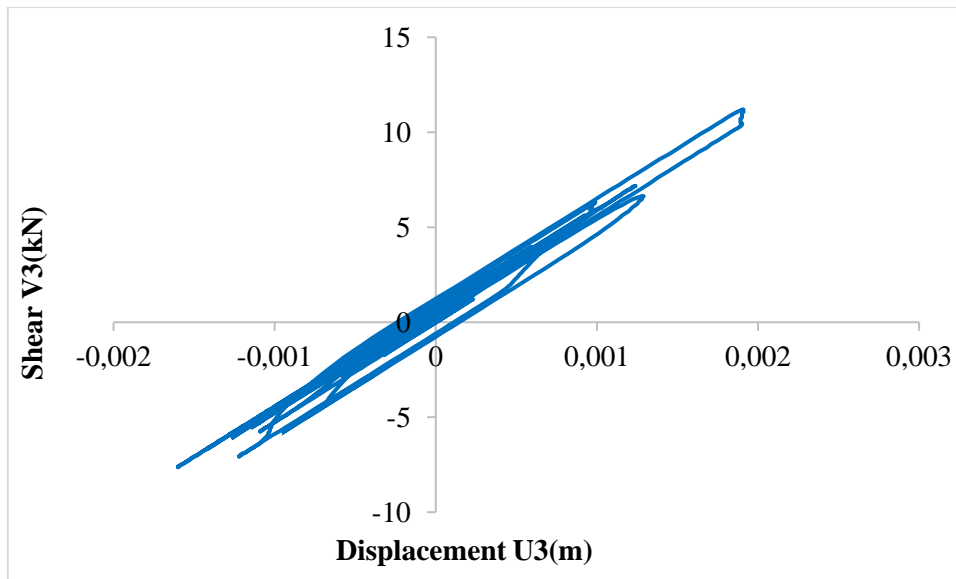


Εικόνα 8.51: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα στην διεύθυνση 3 είναι πλήρως ελαστική.

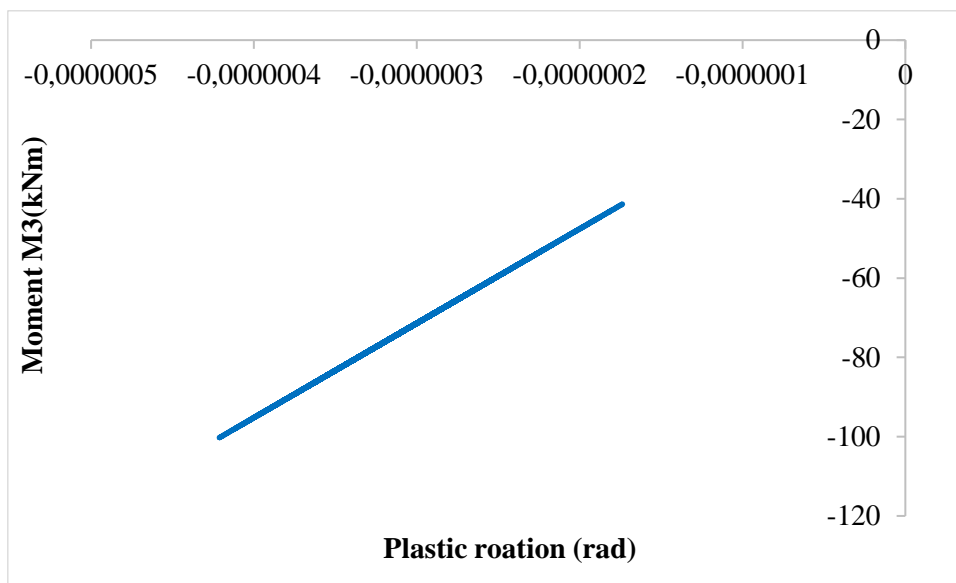


Διάγραμμα 8.62: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U2



Διάγραμμα 8.63: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U3

Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:

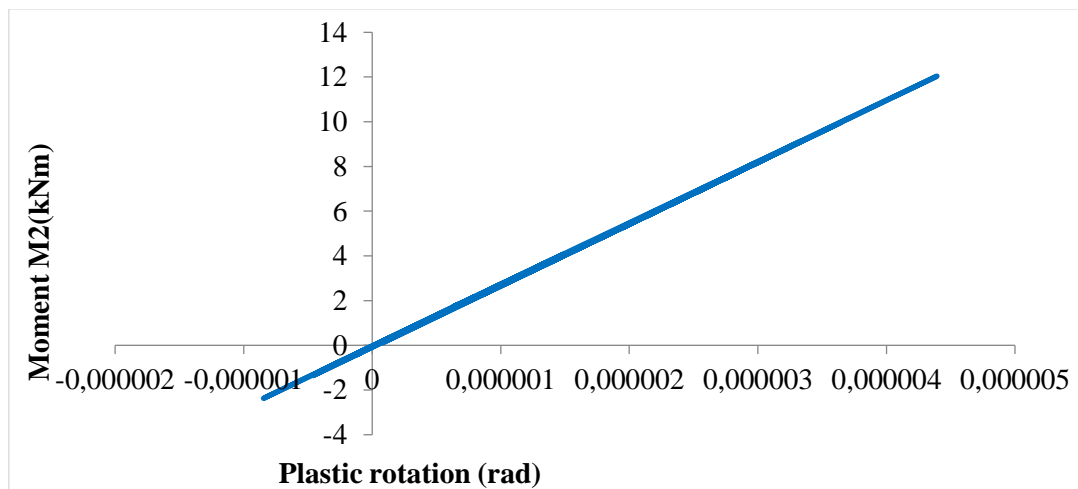


Διάγραμμα 8.64: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού για ροπή M2

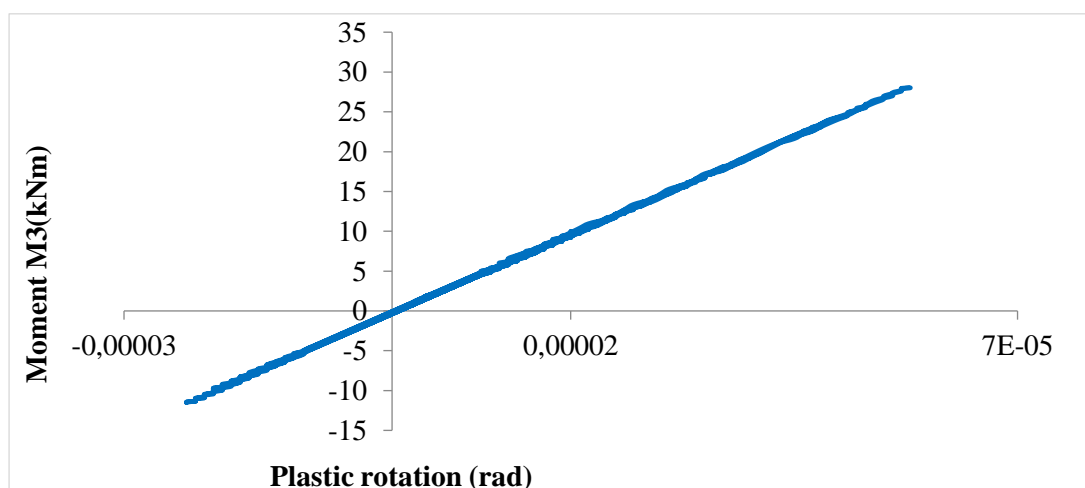
Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στρόφι της δοκού Δ1 στη στάθμη 2. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα

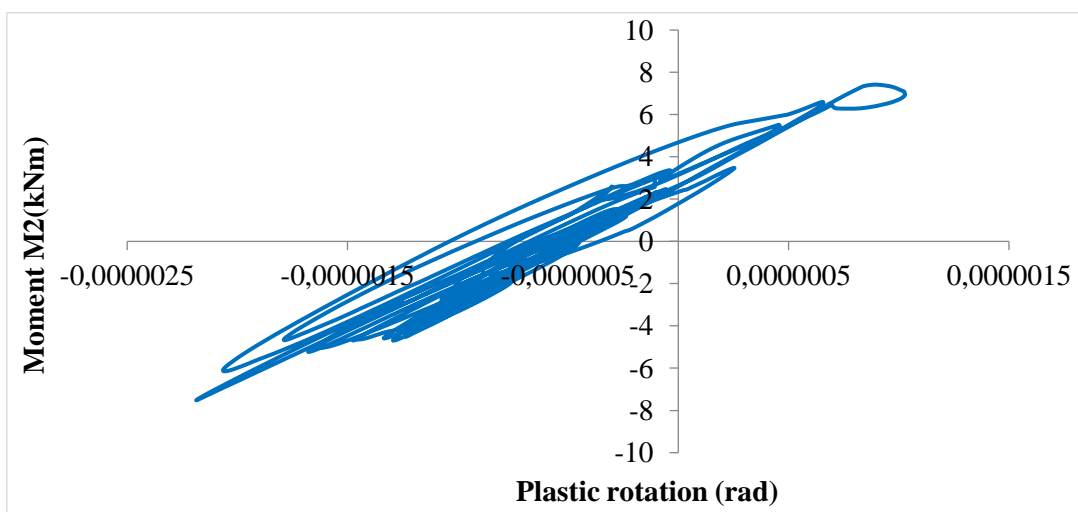
συμπεριφέρονται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



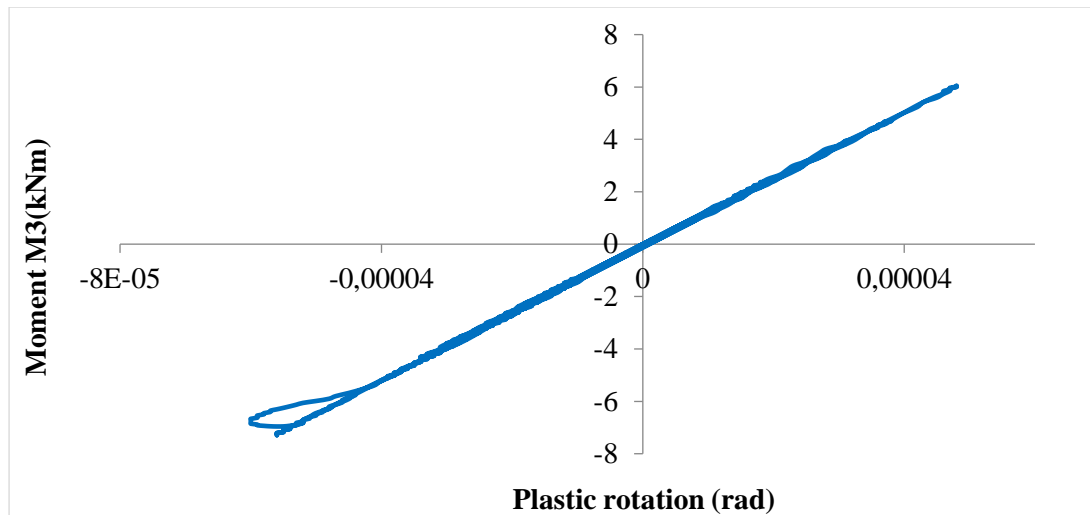
Διάγραμμα 8.65: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



Διάγραμμα 8.66: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3



Διάγραμμα 8.67: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2

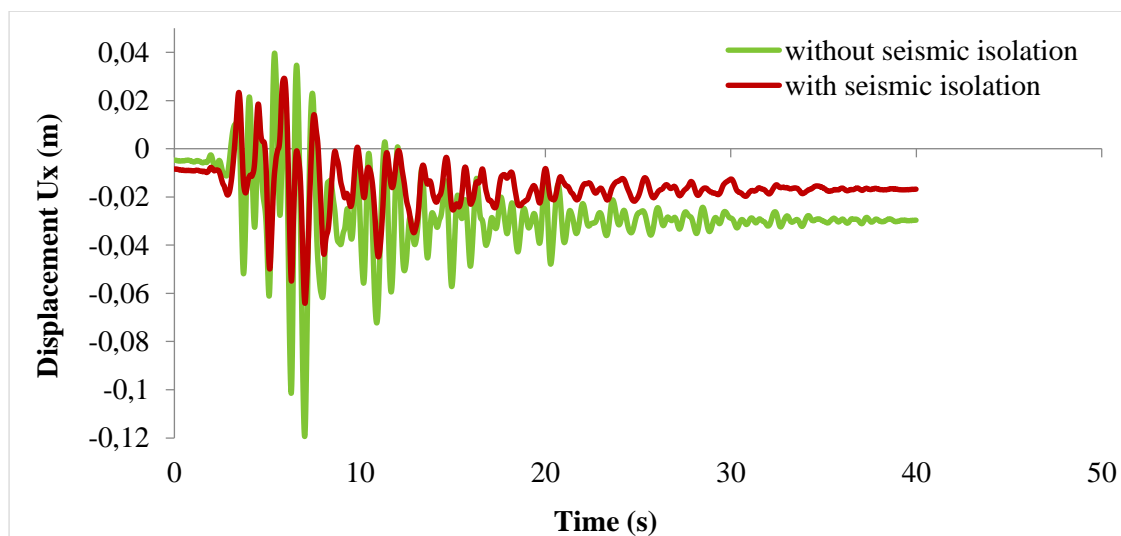


Διάγραμμα 8.68: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

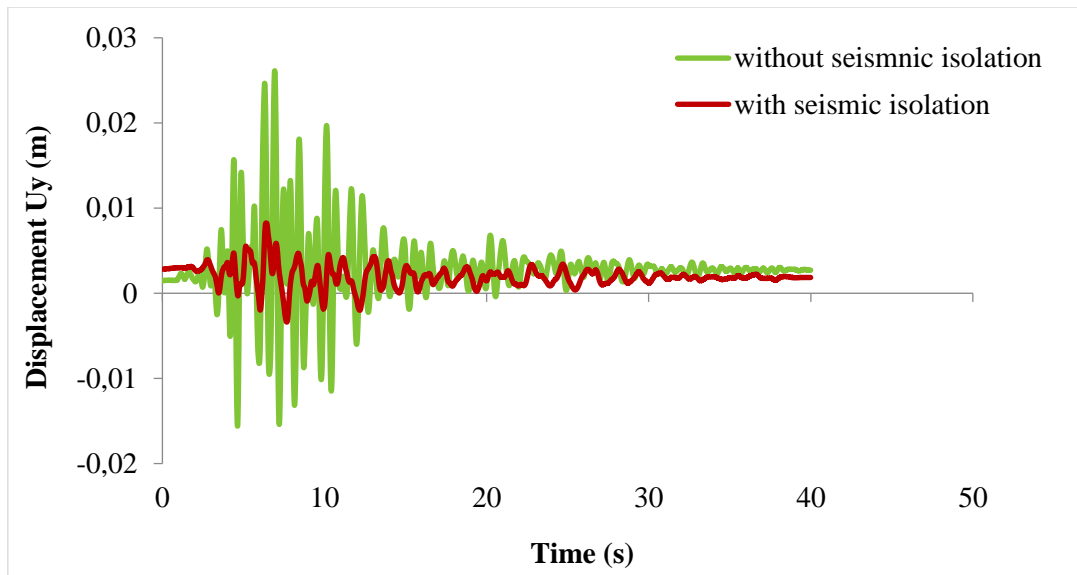
Για το υποστύλωμα K6 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στον άξονα 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B.

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στη διεύθυνση 3 βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνηση κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



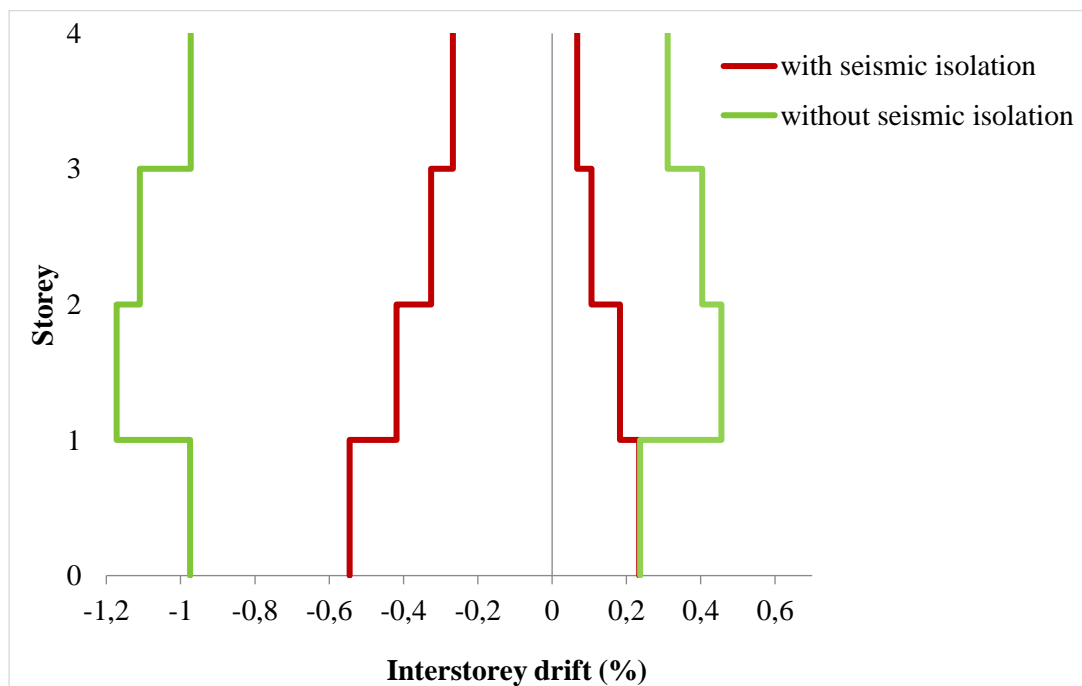
Διάγραμμα 8.68: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



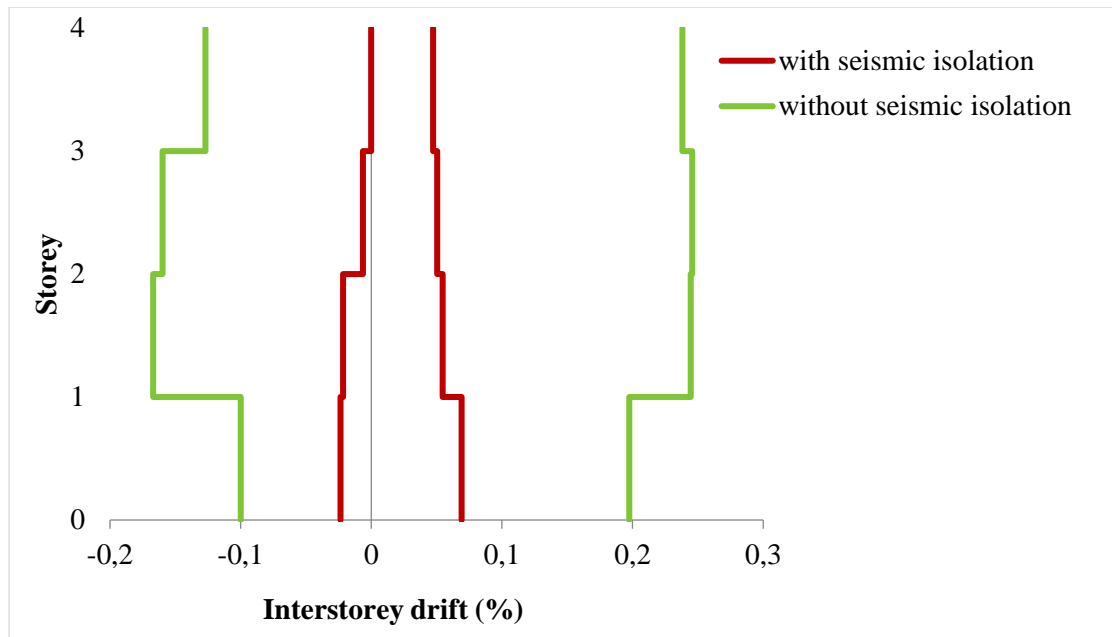
Διάγραμμα 8.69: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και στις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο διάγραμμα είναι μικρής τάξεως, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη.

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

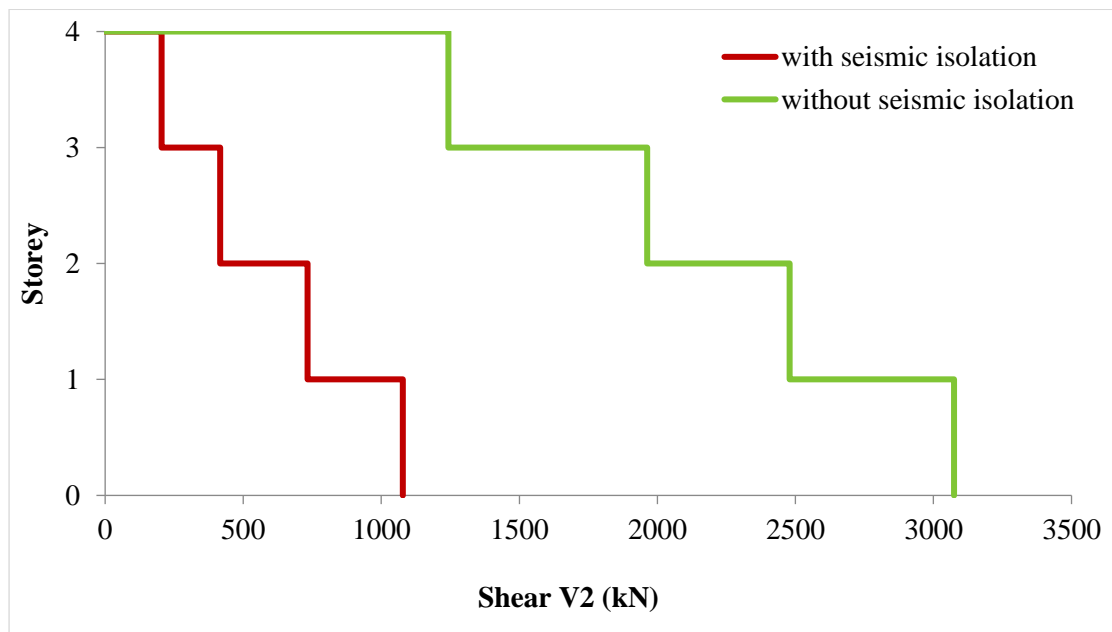


Διάγραμμα 8.70: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

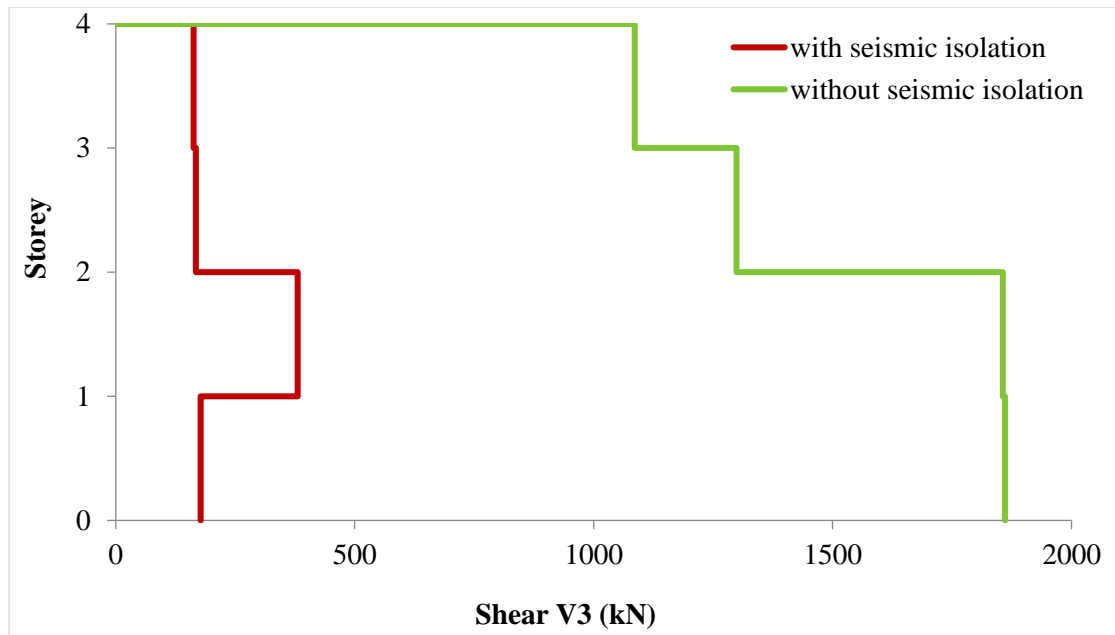


Διάγραμμα 8.71: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 65%, ενώ στον άξονα 3 κατά 90% περίπου.



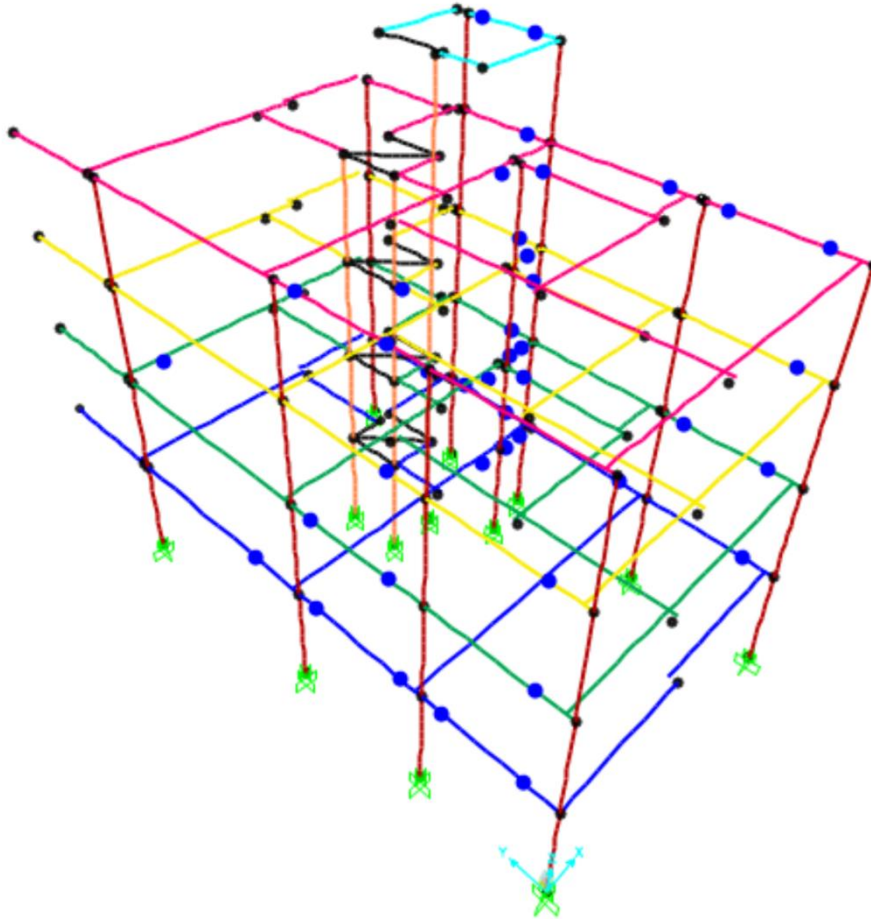
Διάγραμμα 8.72: Μεταβολή της τέμνουσας V2 καθ' ύψος των ορόφων



Διάγραμμα 8.73: Μεταβολή της τέμνουσας V3 καθ' ύψος των ορόφων

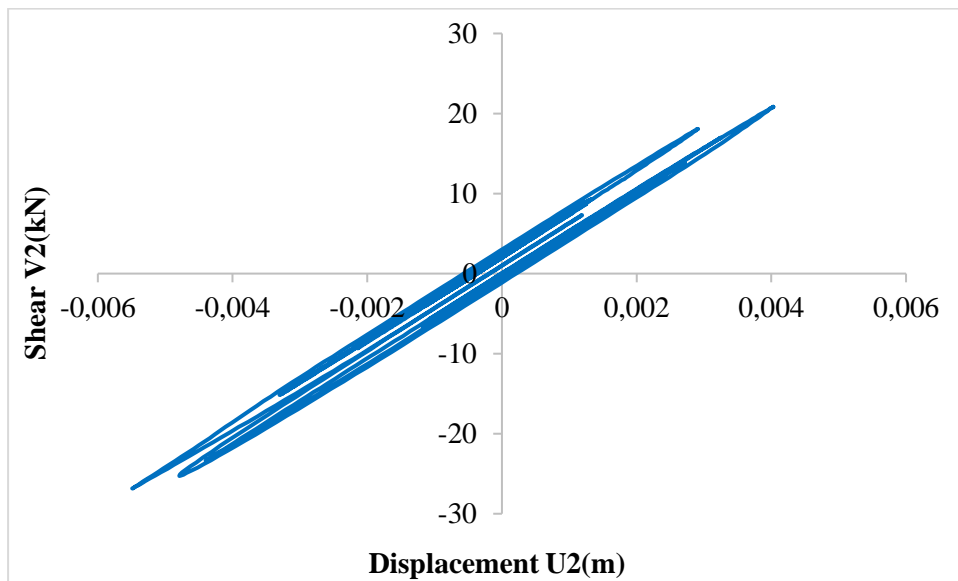
- Φόρτιση $\gamma+0.3x$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Loma Prieta. Παρατηρείται μεγάλη διαφορά σε σχέση με το μη μονωμένο κτίριο καθώς πλαστικές αρθρώσεις που ανήκαν στην στάθμη επιτελεστικότητας Β και Γ πλέον ανήκουν στην Α ή συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά.

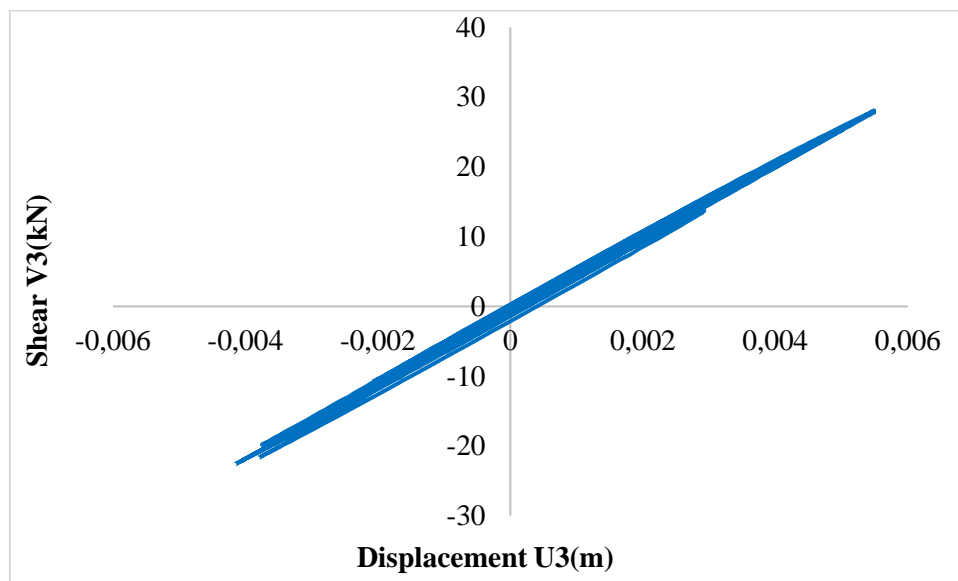


Εικόνα 8.52: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις είναι πλήρως ελαστική.

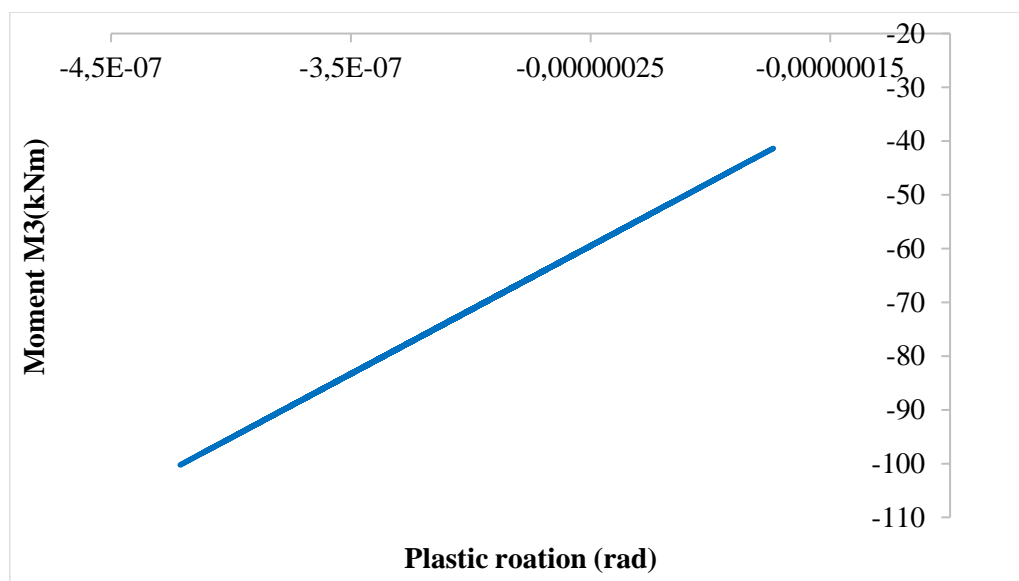


Διάγραμμα 8.74: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για παραμόρφωση U2



Διάγραμμα 8.75: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για παραμόρφωση U3

Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:

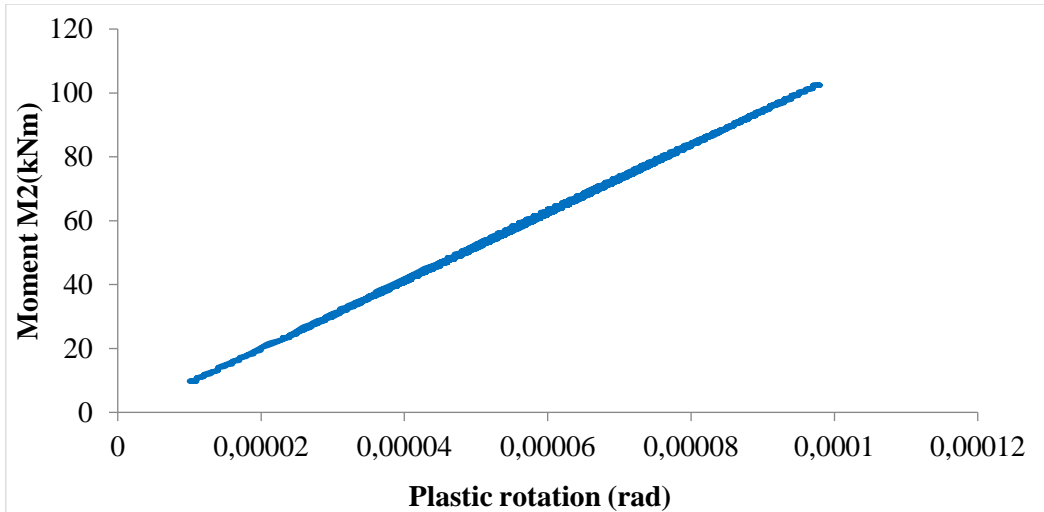


Διάγραμμα 8.76: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

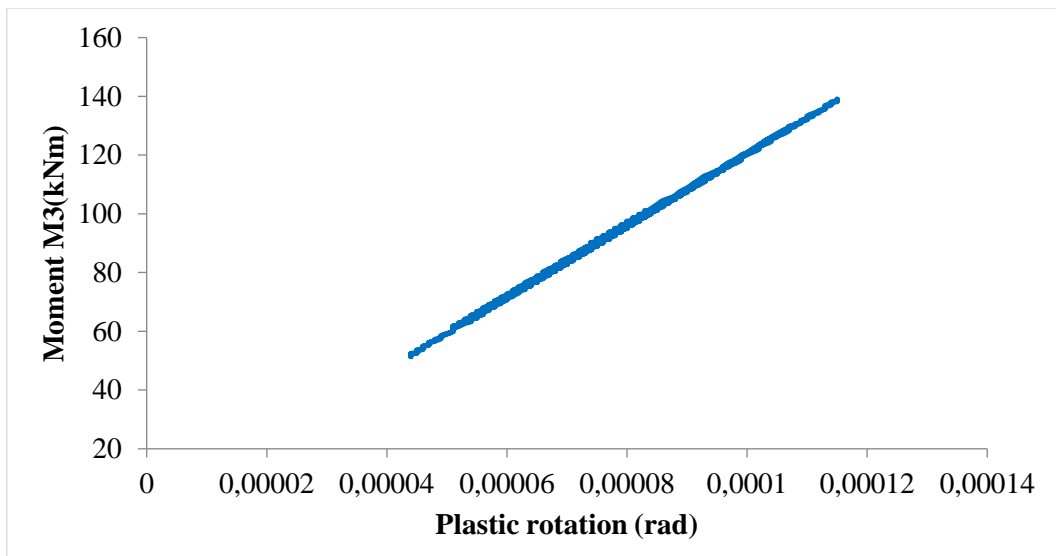
Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ15 στη στάθμη 3. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.

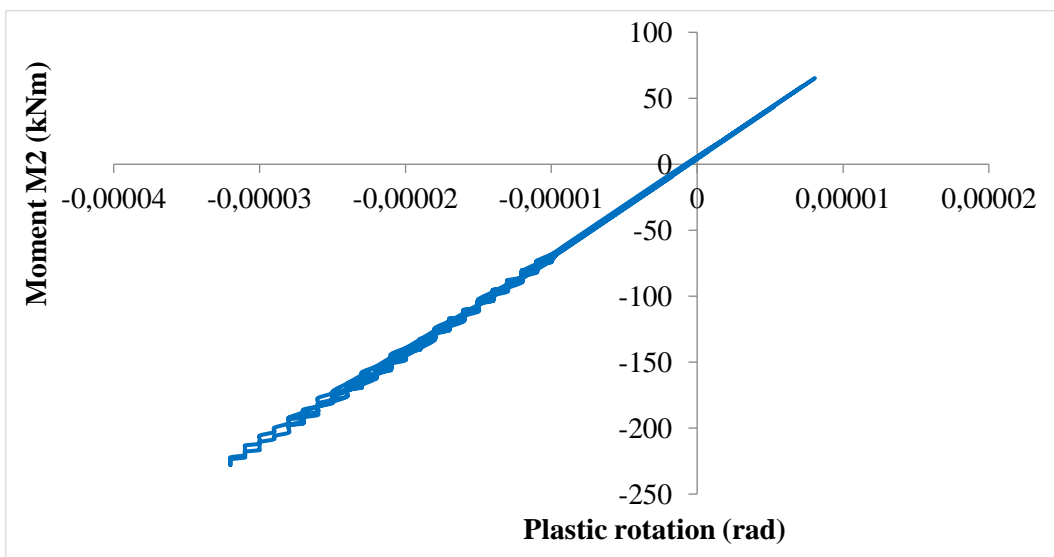
Για το υποστύλωμα K10 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στους άξονες 2 και 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας A.



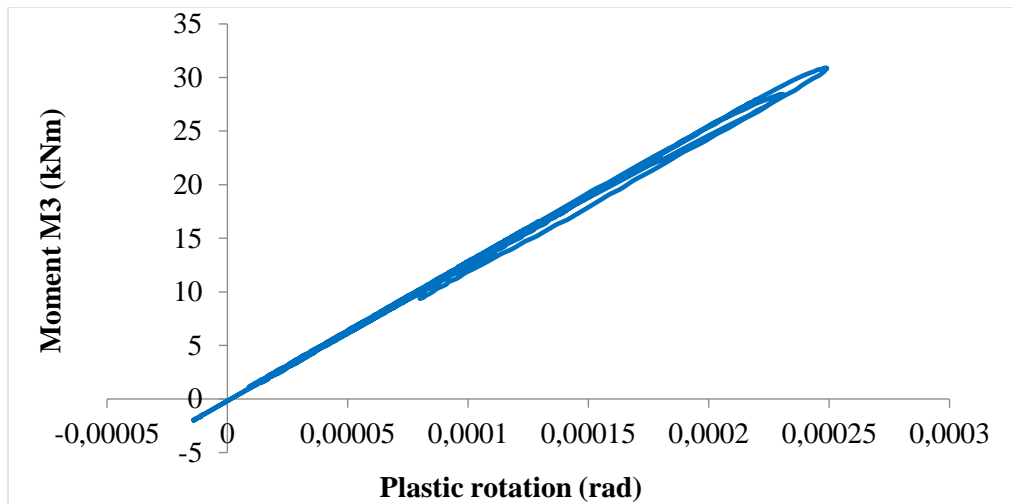
Διάγραμμα 8.77: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



Διάγραμμα 8.78: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3



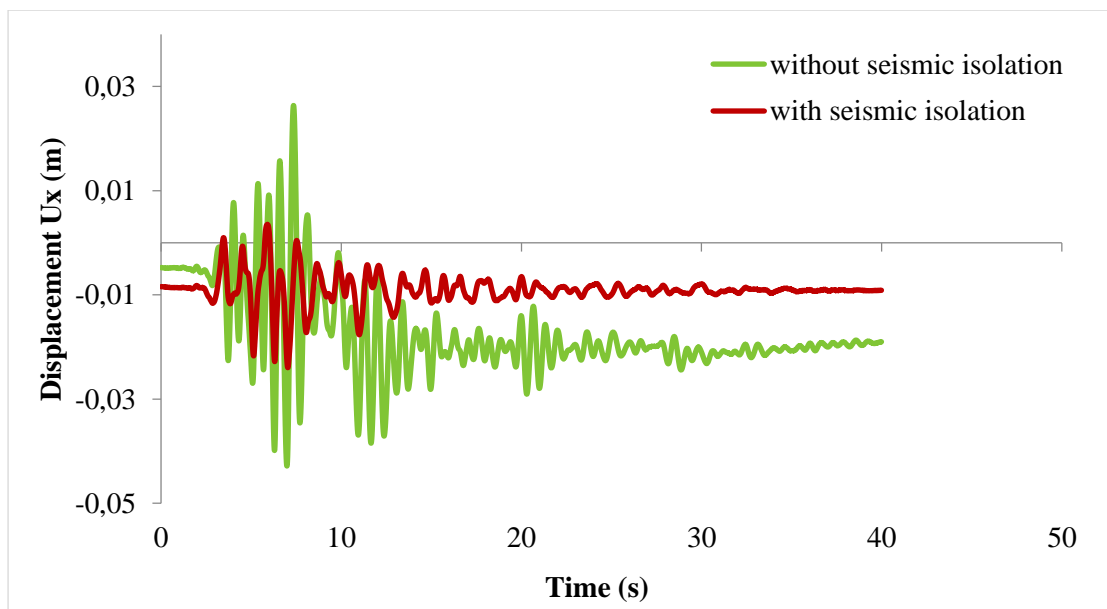
Διάγραμμα 8.79: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



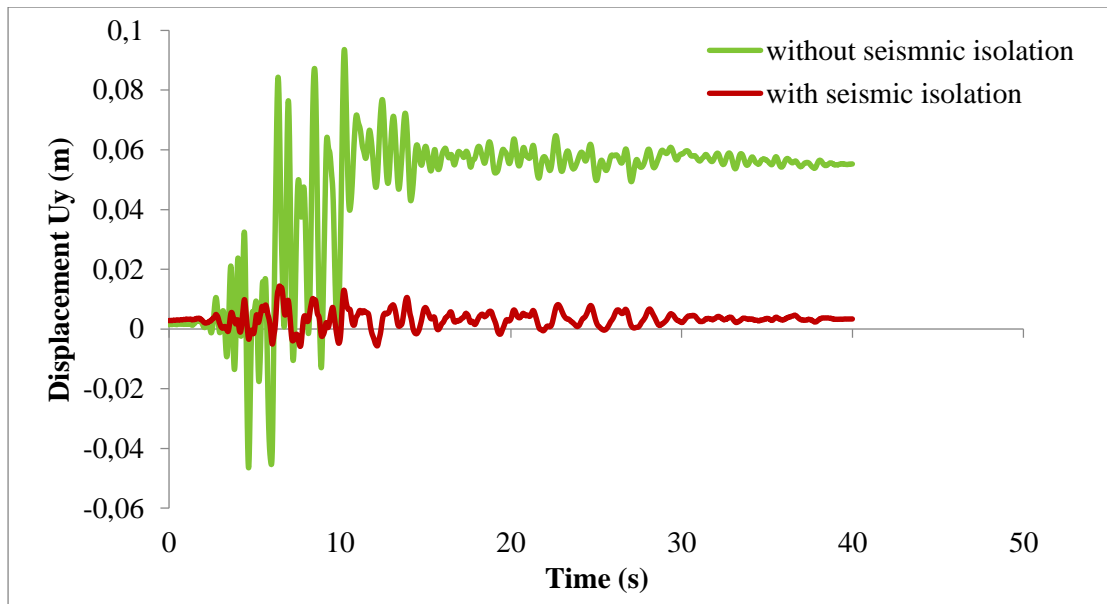
Διάγραμμα 8.80: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στη διεύθυνση 2 βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας B, ενώ η αντίστοιχη στη διεύθυνση 3 βρισκόταν στην A.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνηση κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



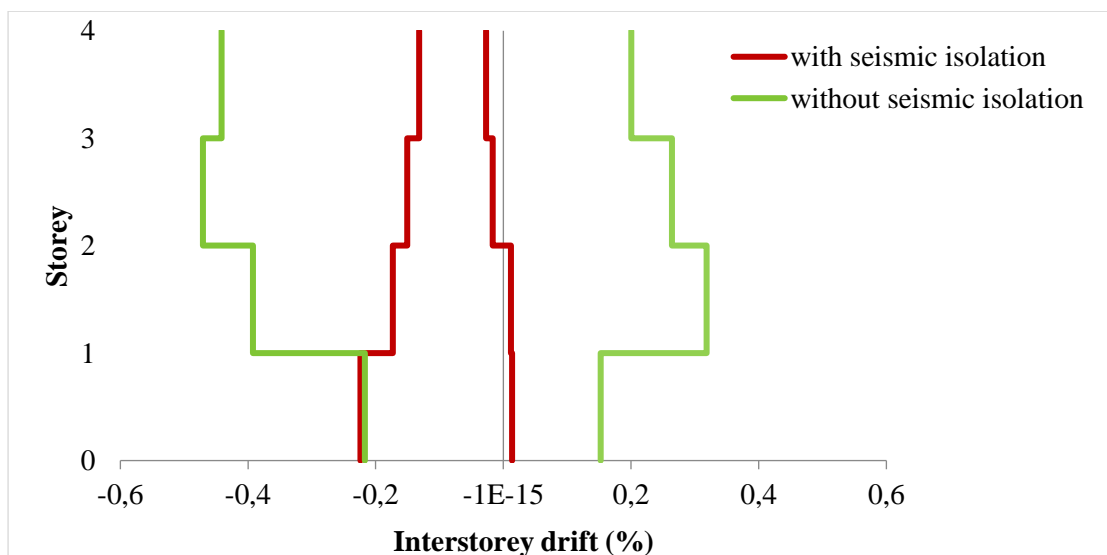
Διάγραμμα 8.81: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



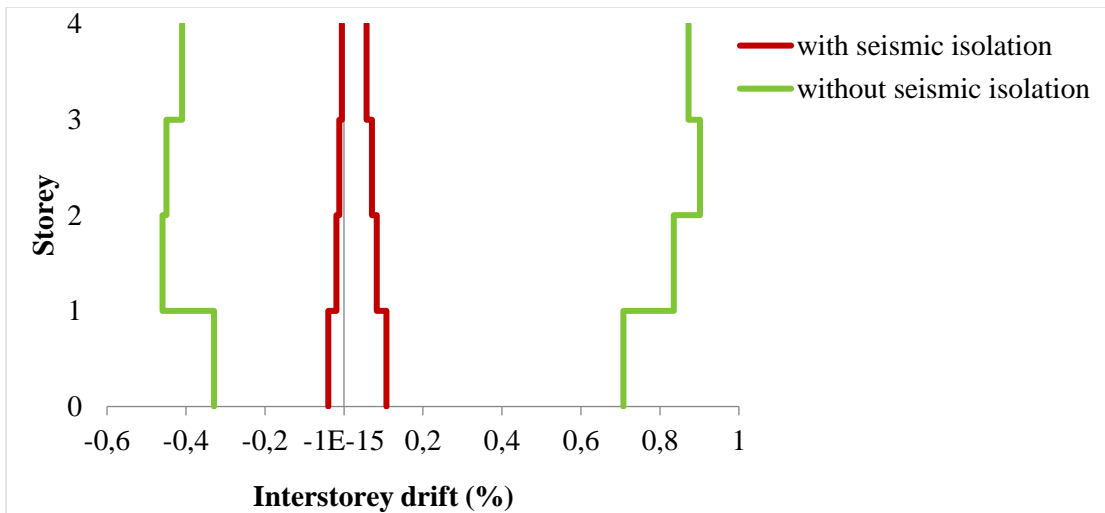
Διάγραμμα 8.82: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και τις δύο διευθύνσεις είναι εμφανώς μειωμένο στο ελάχιστο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο διάγραμμα είναι μικρής σημασίας.

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

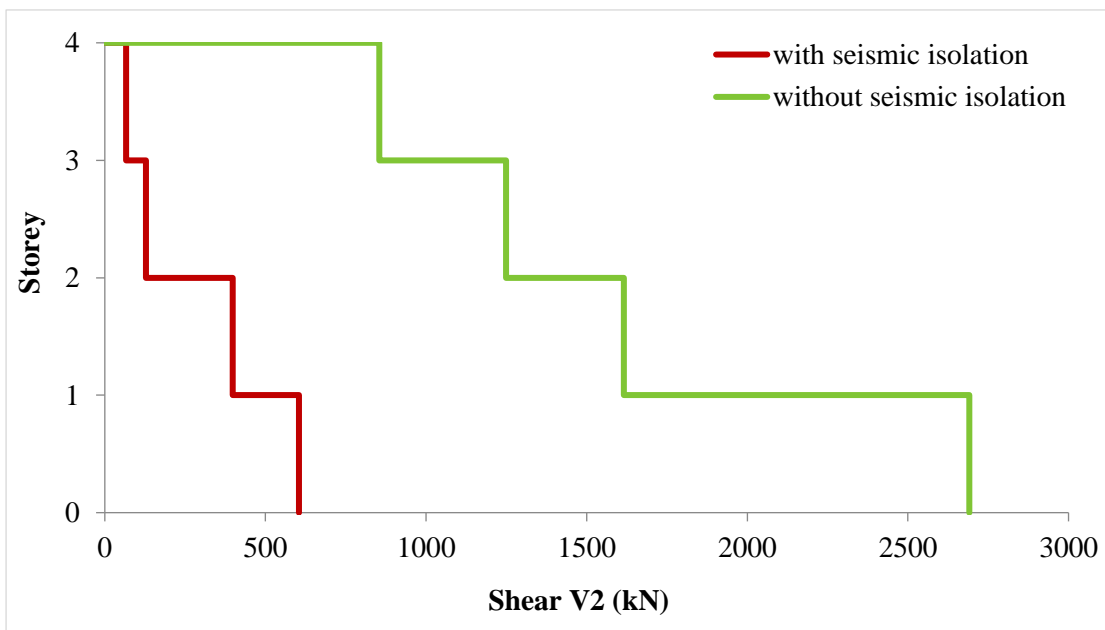


Διάγραμμα 8.83: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

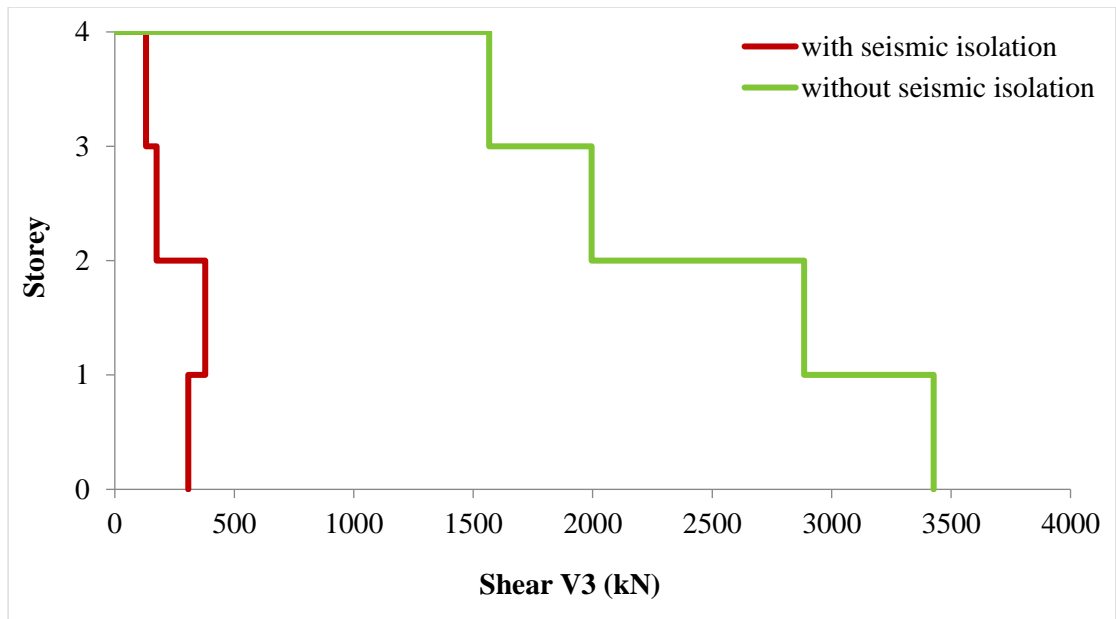


Διάγραμμα 8.84: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 78%, ενώ στον άξονα 3 κατά 91% περίπου.



Διάγραμμα 8.85: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο



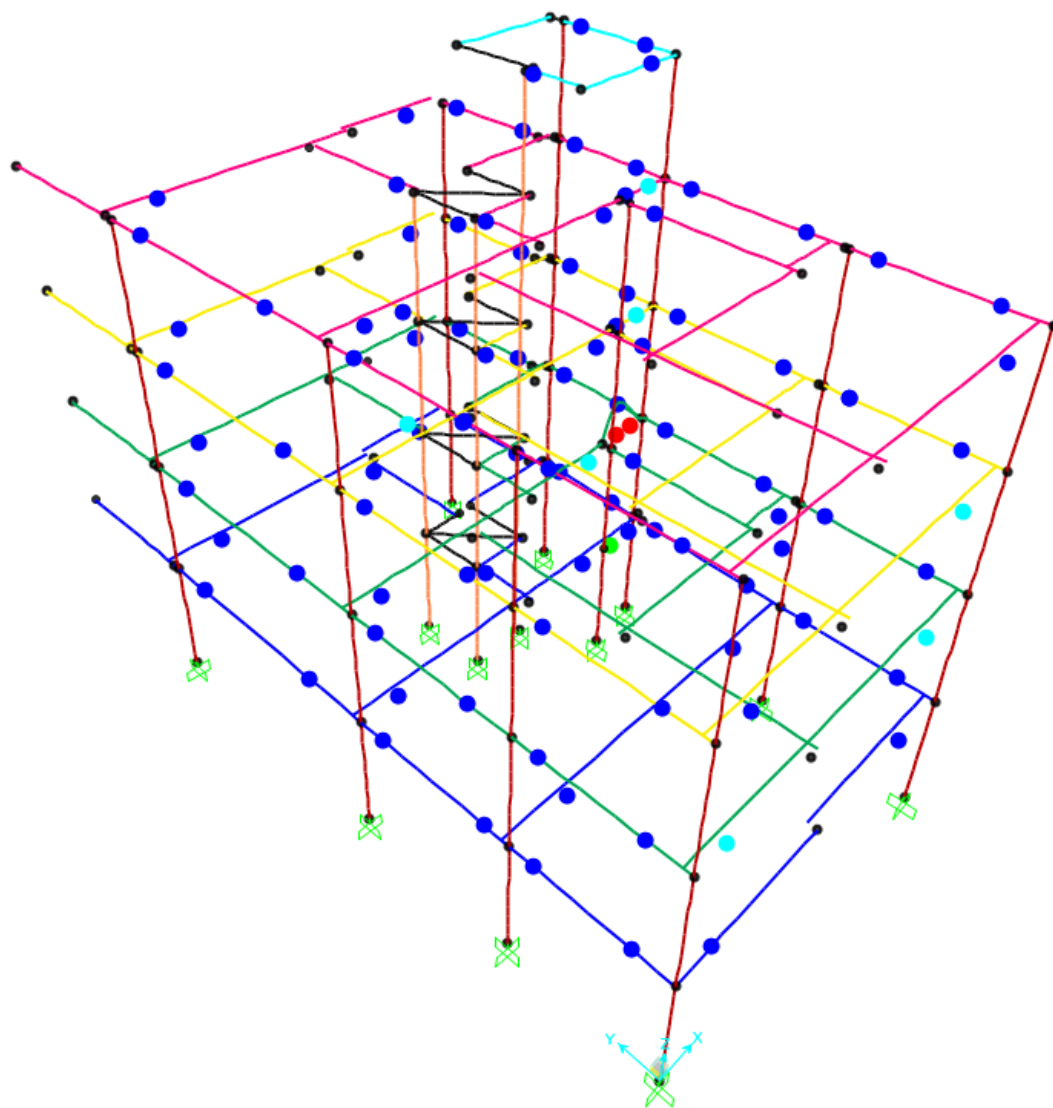
Διάγραμμα 8.86: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

8.4 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό Duzce

8.4.1 Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

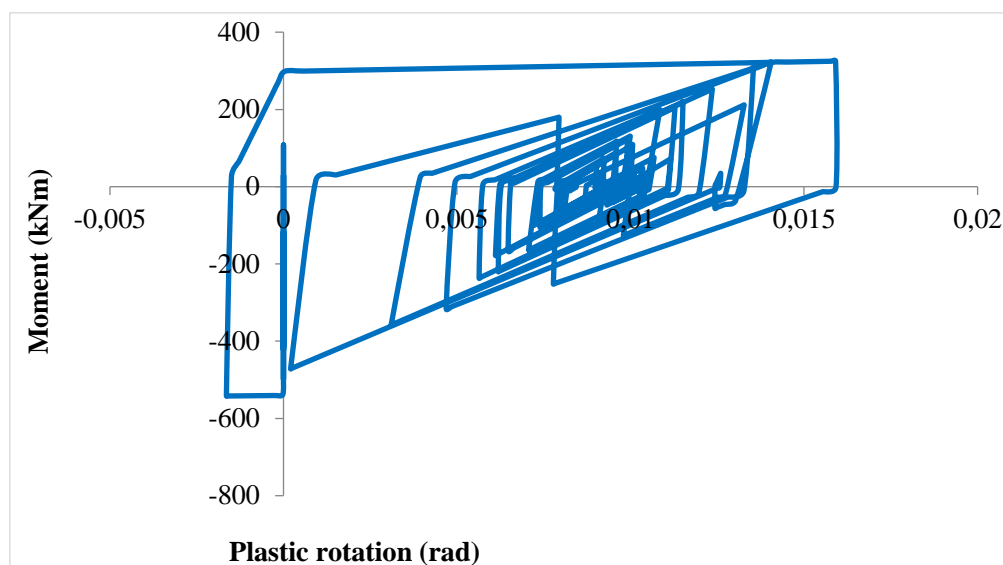
- Φόρτιση $x+0.3y$ (φόρτιση παράλληλη με την μικρή πλευρά του κτιρίου)

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Duzce. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ μόλις 7 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Πλαστικές αρθρώσεις που βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκαν στη δοκό Δ6 της πρώτης στάθμης και Δ9 της δεύτερης.



Εικόνα 8.53: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

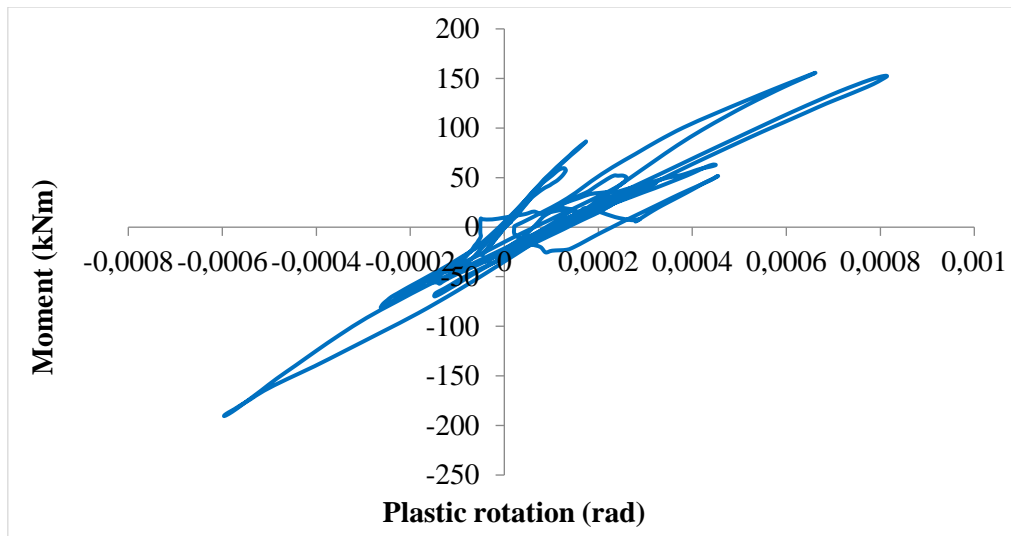
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



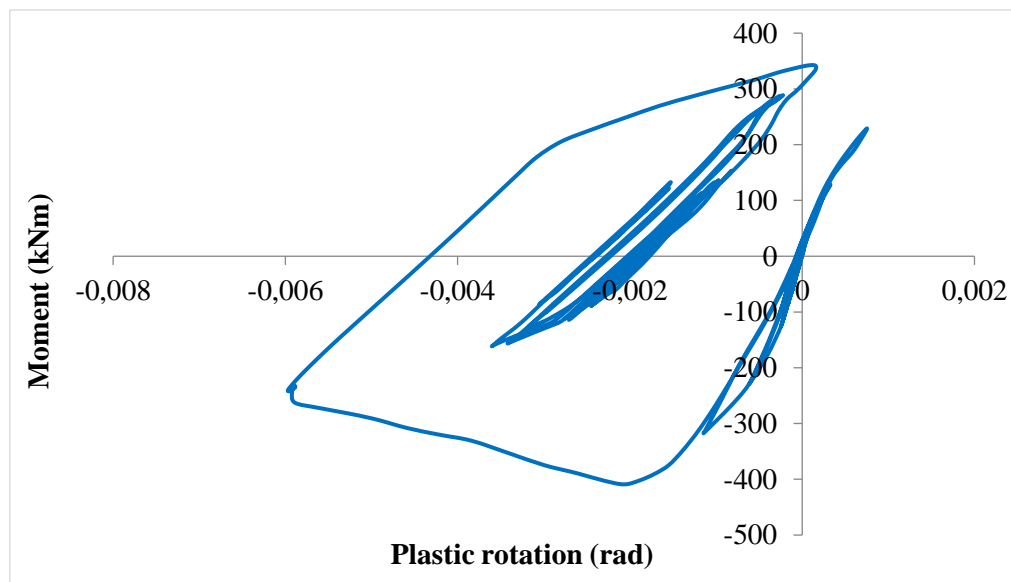
Διάγραμμα 8.87: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ1 στη στάθμη 2. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.015919$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000033$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.015886$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00825$ rad και Γ- $\theta_y=0.02039$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή M2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 8 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Για τη ροπή M3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 16 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 11 ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και οι 5 στη στάθμη Β. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



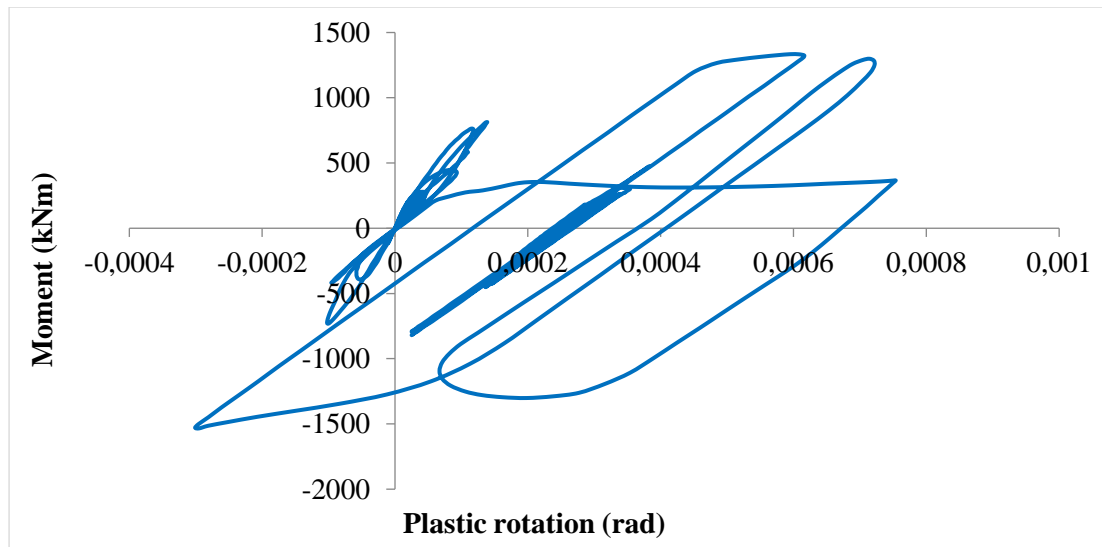
Διάγραμμα 8.88: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



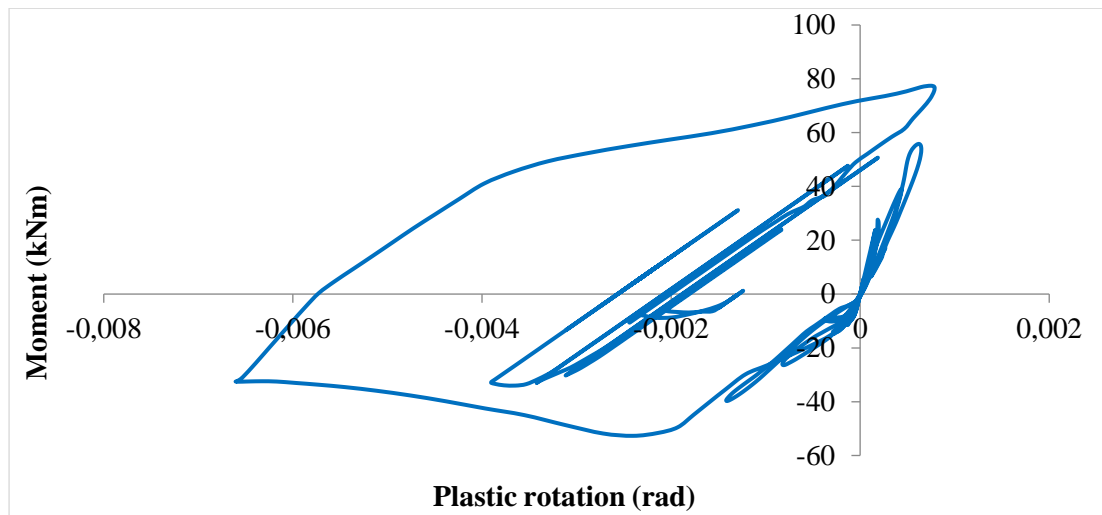
Διάγραμμα 8.89: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K1 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα για τη ροπή M2 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Στην άλλη διεύθυνση το υποστύλωμα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.005972$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001896$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.004076$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.0037$ rad και Γ- $\theta_y=0.01233$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Για το τοίχωμα K8 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη.



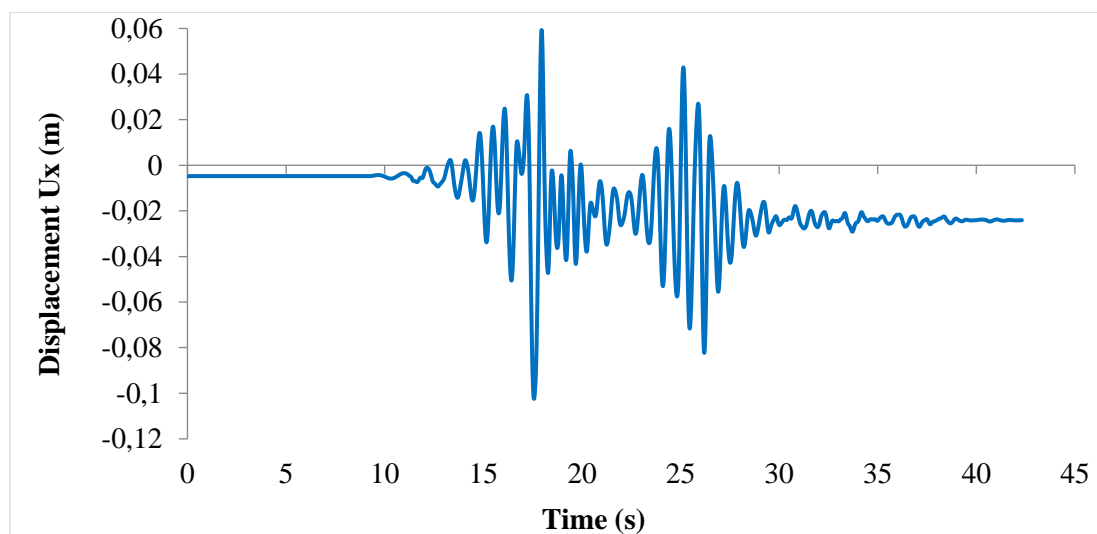
Διάγραμμα 8.90: Διάγραμμα ροπής - στρώσης άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



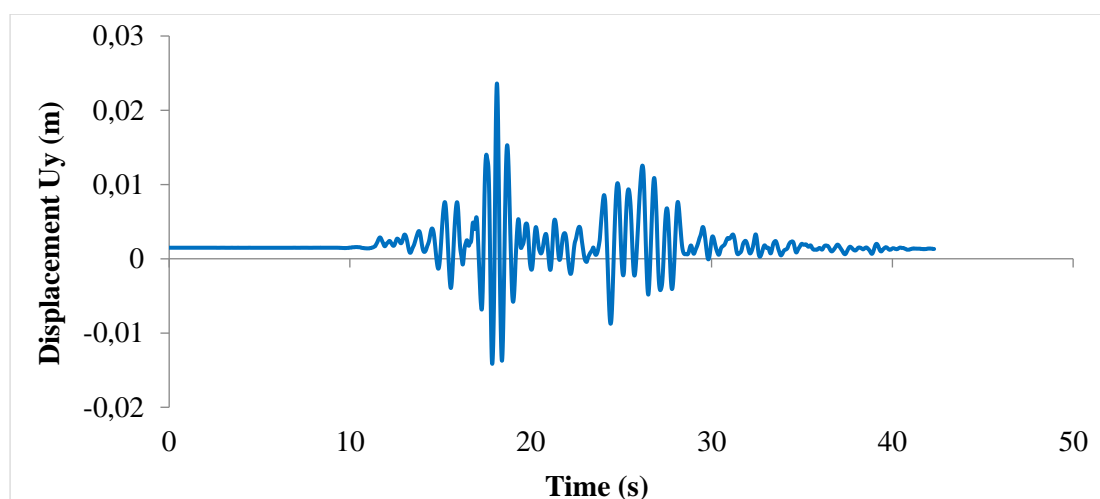
Διάγραμμα 8.91: Διάγραμμα ροπής - στρώσης άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Το τοίχωμα και στις δύο διευθύνσεις έχει υποστεί ελαφριές βλάβες. Για τη ροπή M2 παρατηρείται ότι η τιμή της στρώσης θραύσης είναι $\theta_u=0.000754$ rad, της στρώσης διαρροής $\theta_y=0.00006$ rad και συνεπώς η πλαστική στρώση είναι $\theta_{p1}=\theta_u-\theta_y=0.000694$ rad. Για τη ροπή M3 η τιμή της στρώσης θραύσης είναι $\theta_u=0.006606$ rad, της στρώσης διαρροής $\theta_y=0.001761$ rad και συνεπώς η πλαστική στρώση είναι $\theta_{p1}=\theta_u-\theta_y=0.004845$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{p1} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.04476$ rad και Γ- $\theta_y=0.05692$ rad προκύπτει ότι και στις δύο διευθύνσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

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



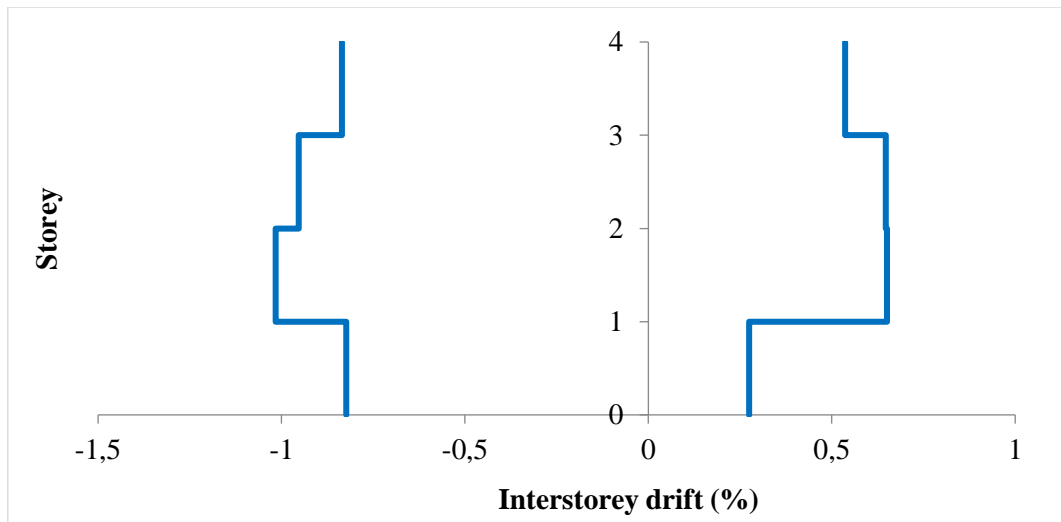
Διάγραμμα 8.92: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



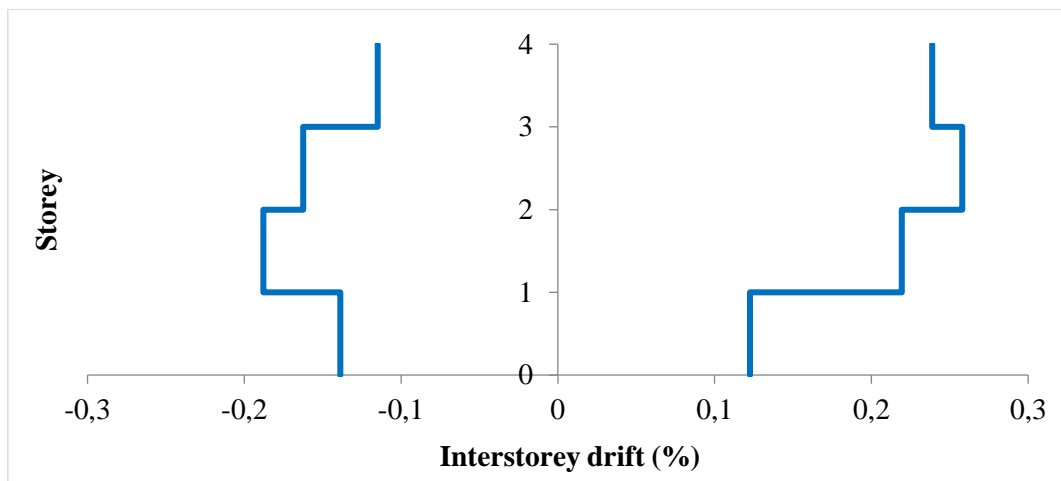
Διάγραμμα 8.93: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 10cm. Μετά τα 30s παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 2.5cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι 2.5cm. Παρατηρείται πολύ μικρή παραμένουσα παραμόρφωση της τάξεως του 1mm.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 1% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση x που είναι παράλληλη στο σεισμό και στο 0.26% για την άλλη διεύθυνση.

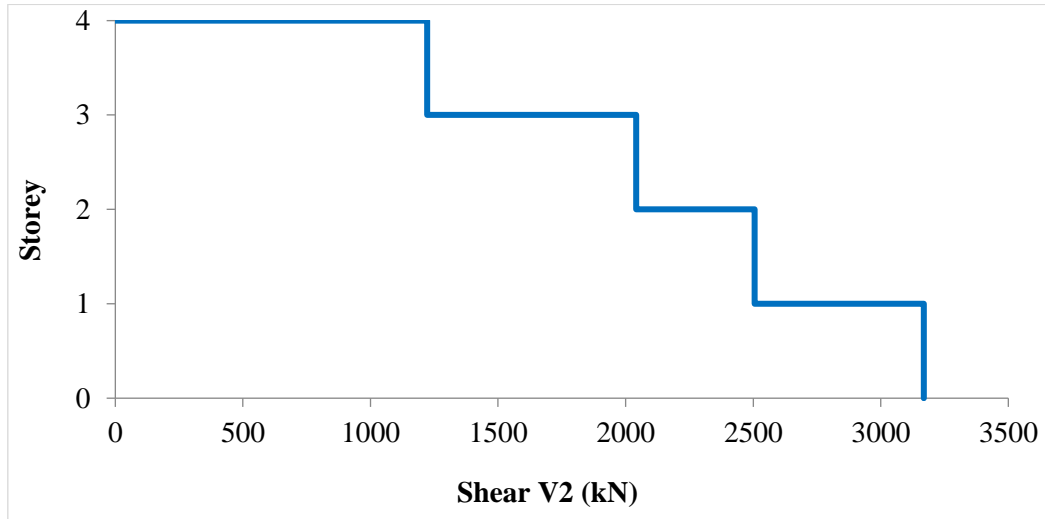


Διάγραμμα 8.94: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

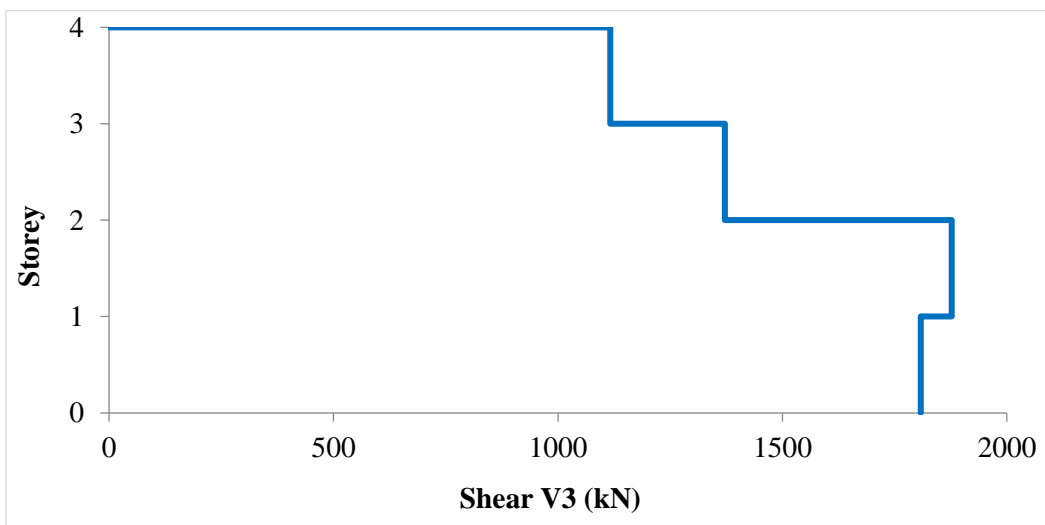


Διάγραμμα 8.95: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας είναι περίπου 3170 kN και εντοπίζεται στη στάθμη της πυλωτής, ενώ στον άξονα 3 είναι περίπου 1880 kN και εντοπίζεται στη στάθμη του πρώτου ορόφου.

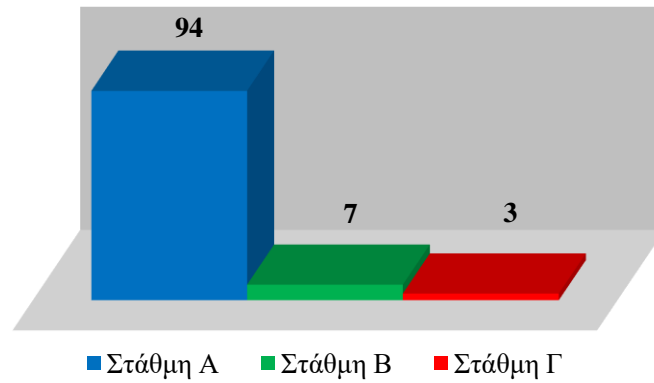


Διάγραμμα 8.97: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

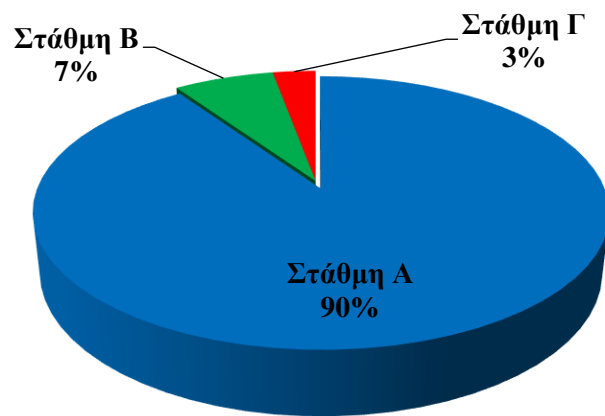


Διάγραμμα 8.98: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

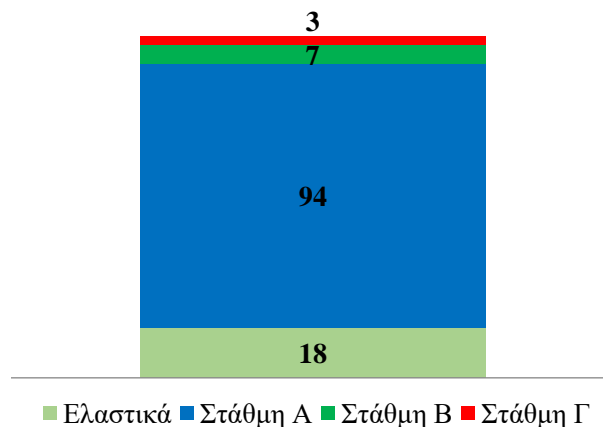
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.54: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



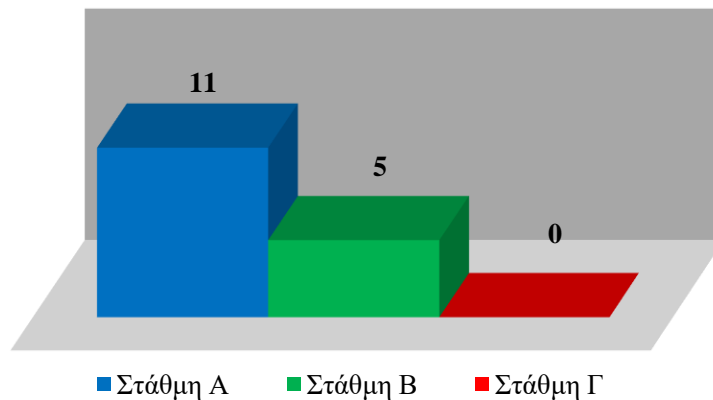
Εικόνα 8.55: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



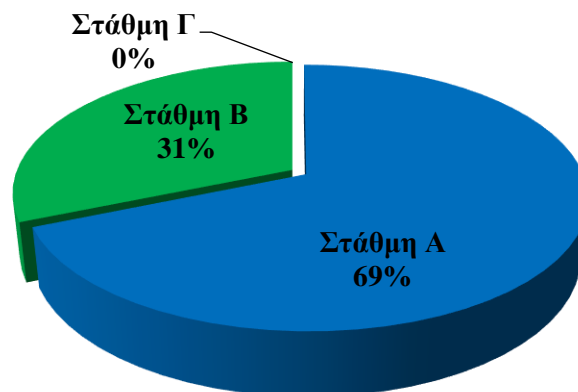
Εικόνα 8.56: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 85% πλαστικά. Το 90% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 7% στη στάθμη Β και μόλις το 3% στη Γ.

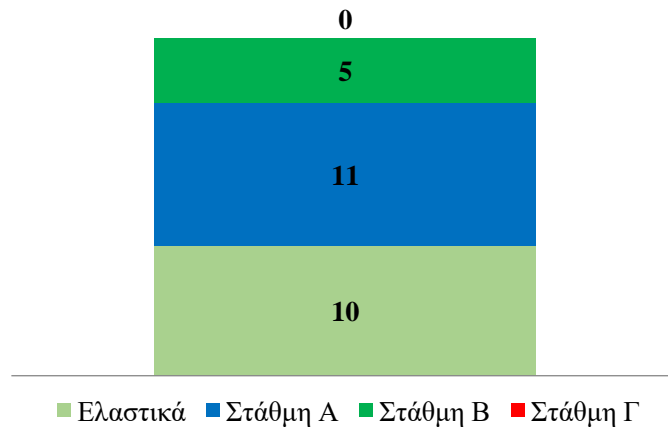
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 8 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.57: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.58: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

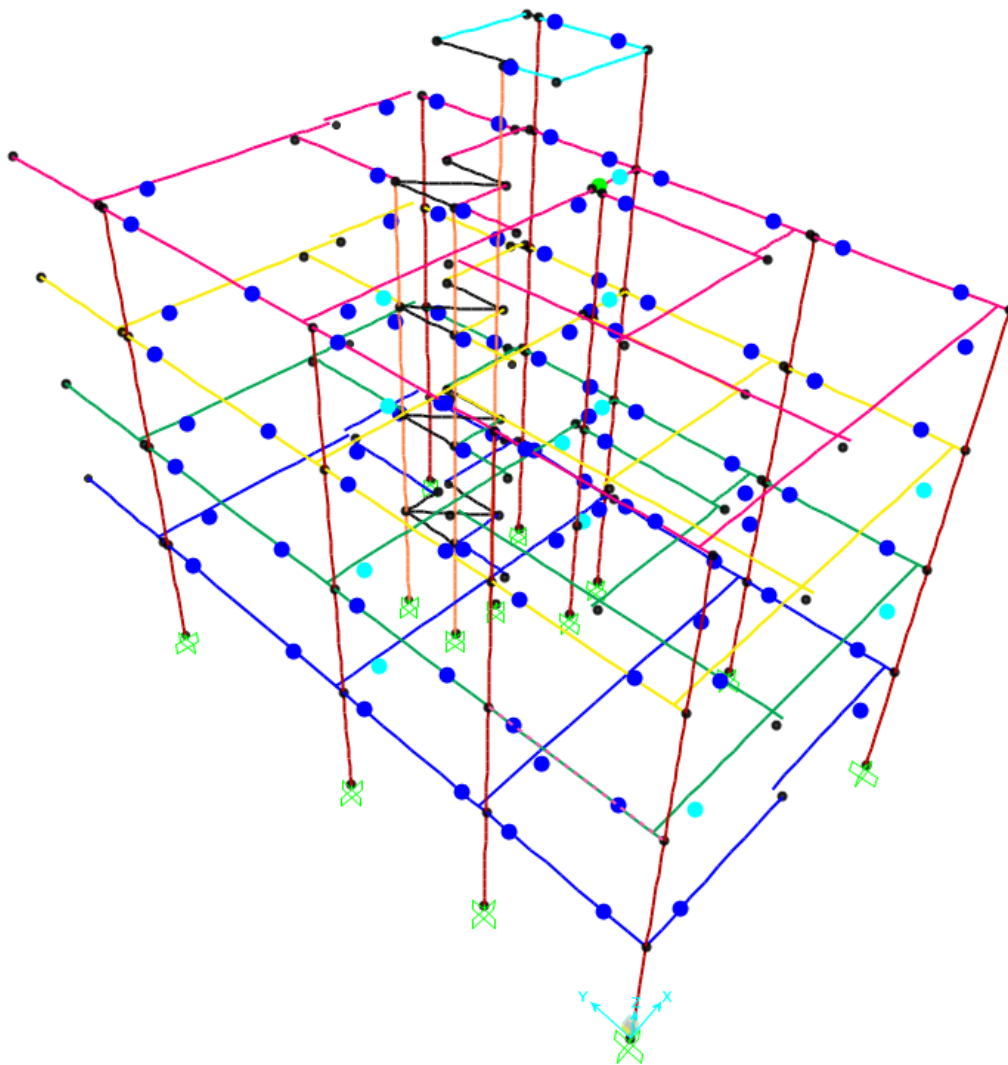


Εικόνα 8.59: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 38% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 62% πλαστικά. Το 69% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 31% στη στάθμη Β.

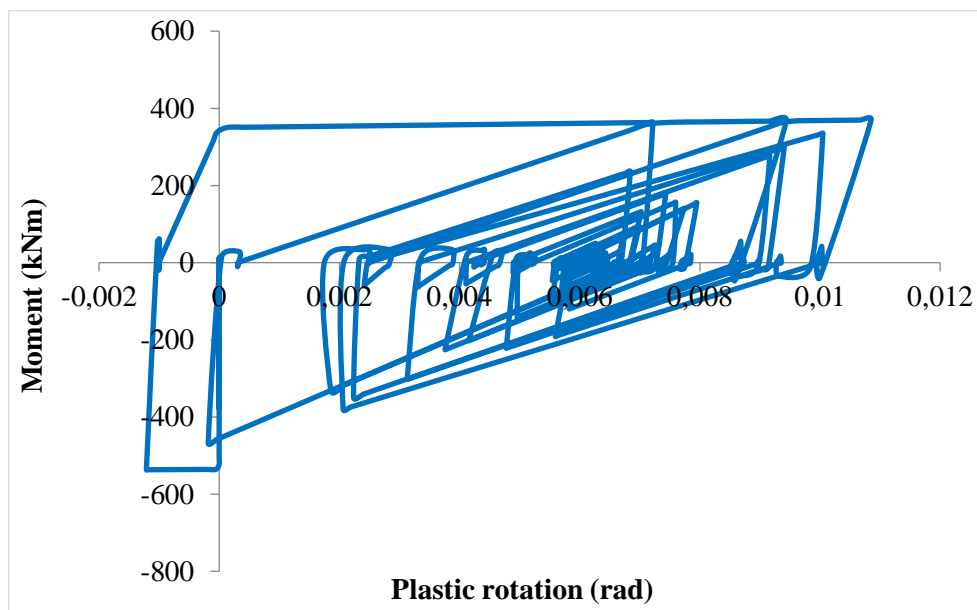
- Φόρτιση $y+0.3x$ (φόρτιση παράλληλη με τη μεγάλη πλευρά του κτιρίου)

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Duzce. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση x του κτιρίου. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ μόλις 12 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Πλαστική άρθρωση που βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκε μόνο στη δοκό Δ9 της τέταρτης στάθμης.



Εικόνα 8.60: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

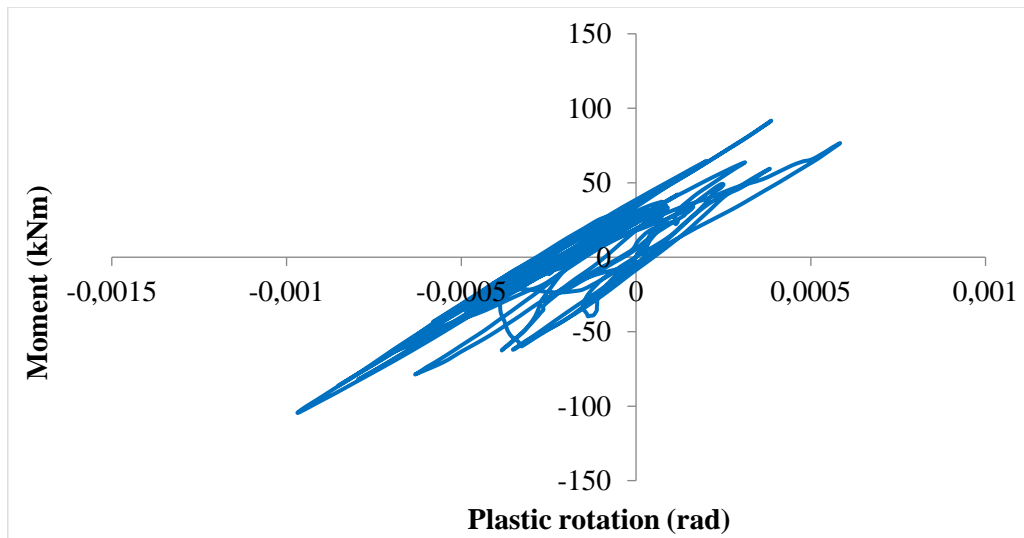
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



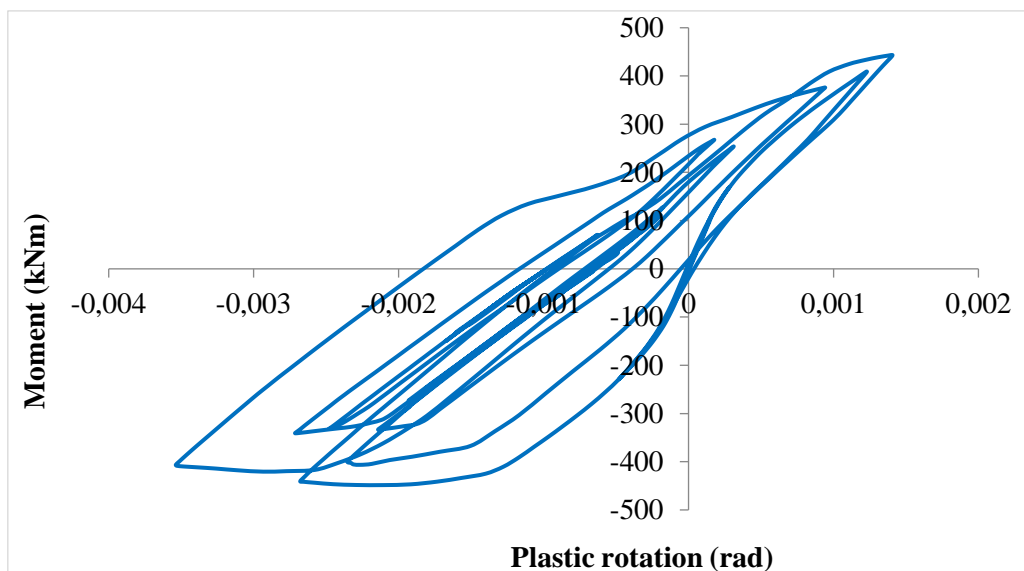
Διάγραμμα 8.99: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ1 στη στάθμη 3. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.010852$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000034$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.010818$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00891$ rad και Γ- $\theta_y=0.02174$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή M2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 4 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Για τη ροπή M3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 15 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 14 ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και η μία στη στάθμη Β. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



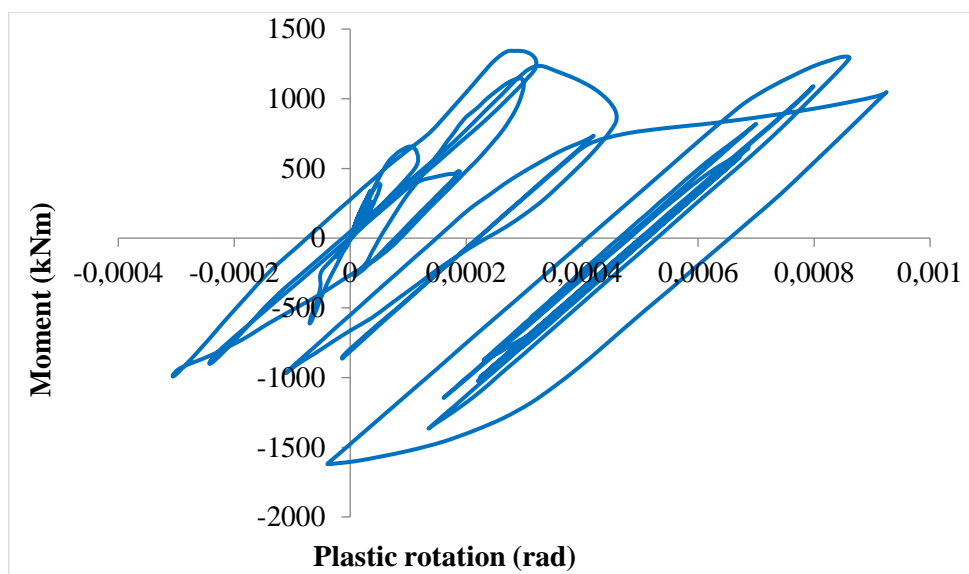
Διάγραμμα 8.100: Διάγραμμα ροπής - στρωφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



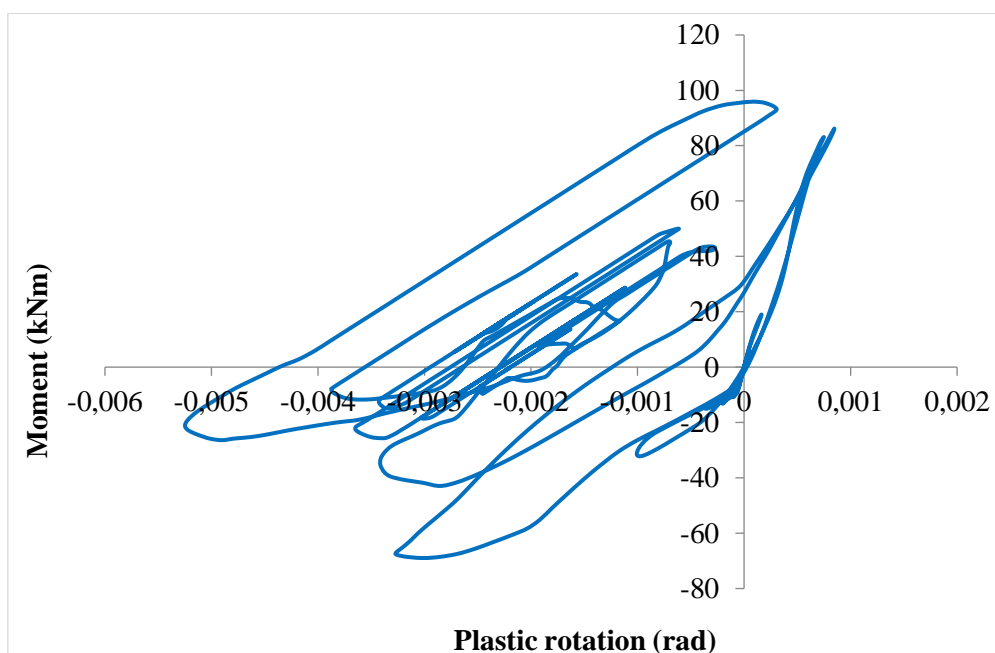
Διάγραμμα 8.101: Διάγραμμα ροπής - στρωφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K4 στη πυλωτή παρατέθηκαν τα διαγράμματα ροπής – στρωφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα για τη ροπή M2 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στρωφής είναι σχεδόν γραμμική. Στην άλλη διεύθυνση το υποστύλωμα έχει υποστεί μικρές βλάβες. Όπως παρατηρείται η τιμή της στρωφής θραύσης είναι $\theta_u=0.003537$ rad, της στρωφής διαρροής $\theta_y=0.00117$ rad και συνεπώς η πλαστική στρωφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.002367$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00642$ rad και Γ- $\theta_y=0.01689$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Για το τοίχωμα K8 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη.



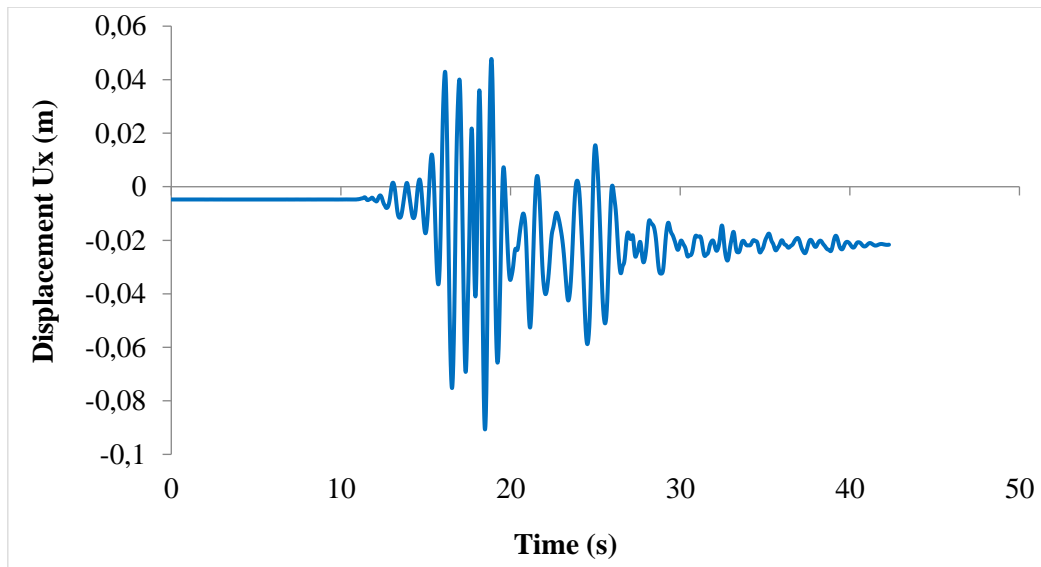
Διάγραμμα 8.102: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



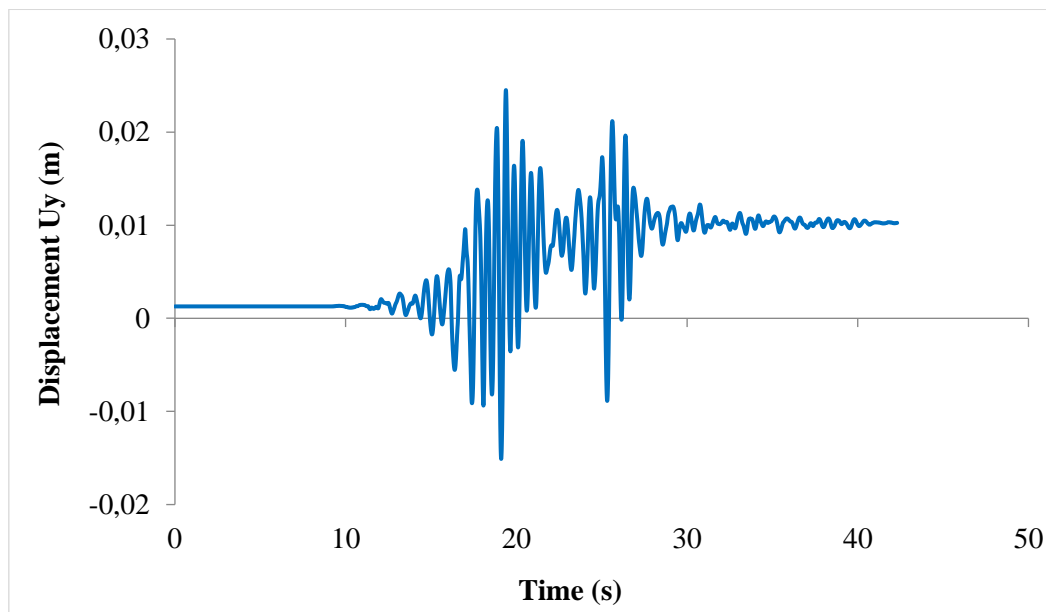
Διάγραμμα 8.103: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Το τοίχωμα και στις δύο διευθύνσεις έχει υποστεί ελαφριές βλάβες. Για τη ροπή M2 παρατηρείται ότι η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.000925$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000371$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.000554$ rad. Για τη ροπή M3 η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.005247$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.003374$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.001873$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.04476$ rad και Γ- $\theta_y=0.05692$ rad προκύπτει ότι και στις δύο διευθύνσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

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



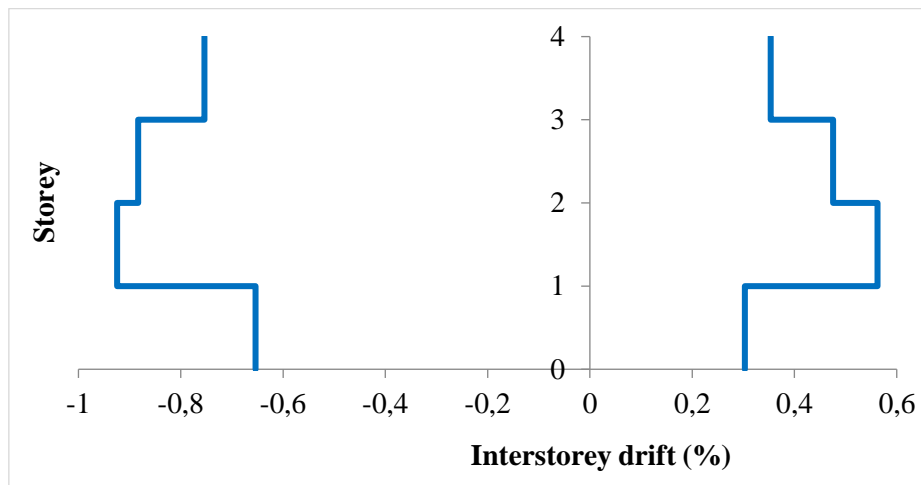
Διάγραμμα 8.104: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



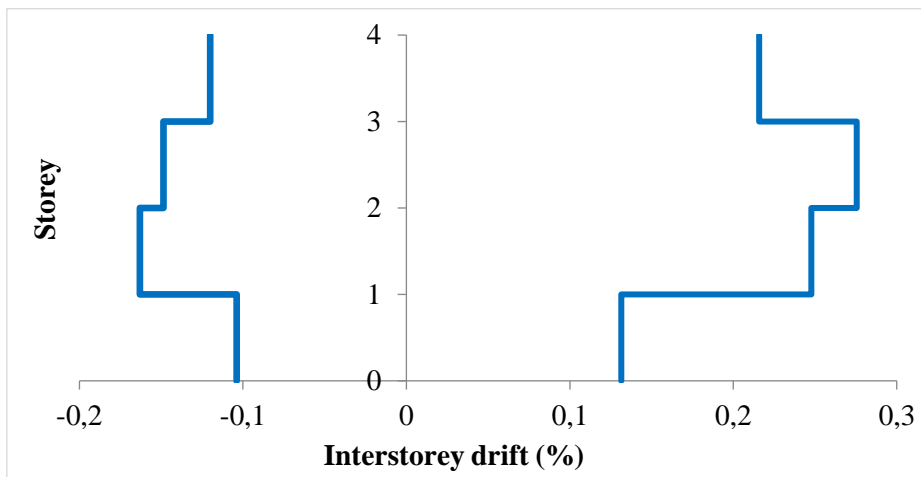
Διάγραμμα 8.105: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη κατά απόλυτη τιμή μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 9cm. Μετά τα 30s παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 2cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 2.5cm. Μετά τα 30s παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 1cm.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 0.88% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση x και στο 0.28% για την άλλη διεύθυνση.

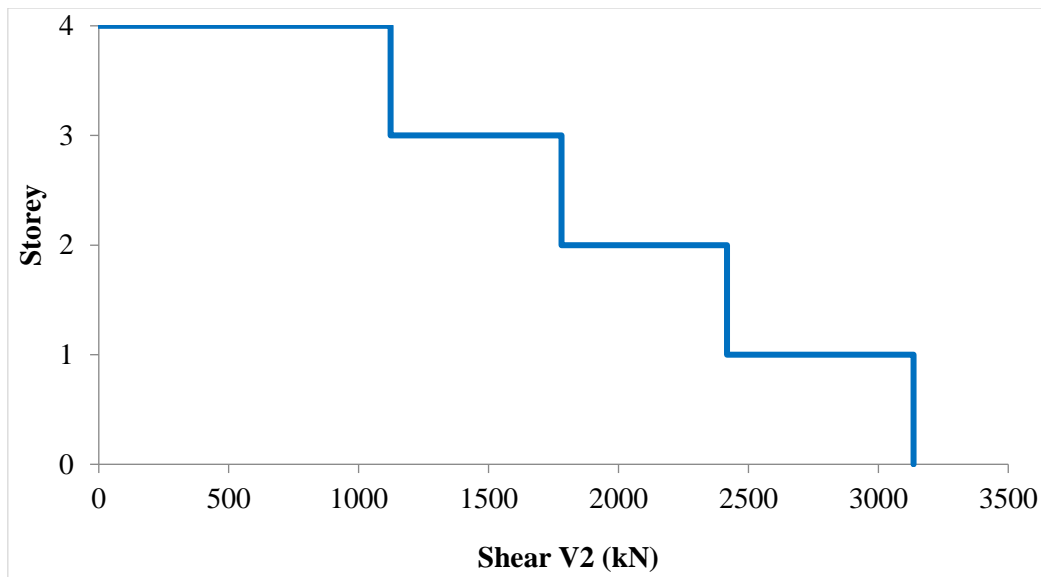


Διάγραμμα 8.106: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

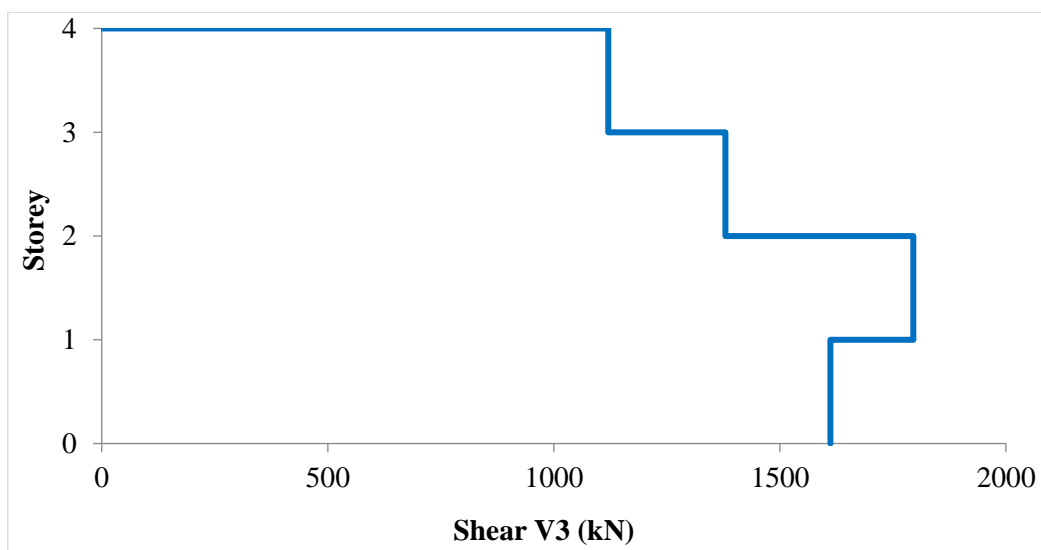


Διάγραμμα 8.107: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας είναι περίπου 3136 kN και εντοπίζεται στη στάθμη της πυλωτής, ενώ στον άξονα 3 είναι περίπου 1795 kN και εντοπίζεται στη στάθμη του πρώτου ορόφου.

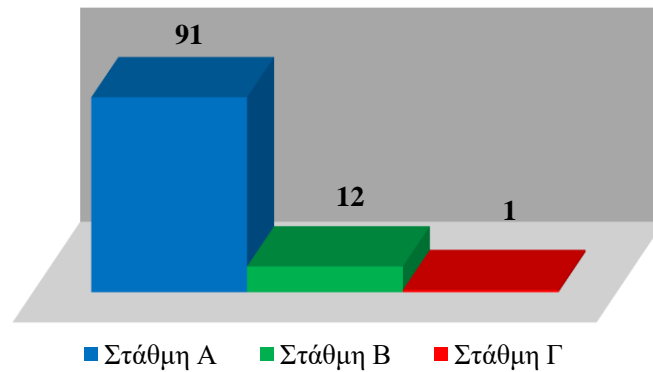


Διάγραμμα 8.108: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

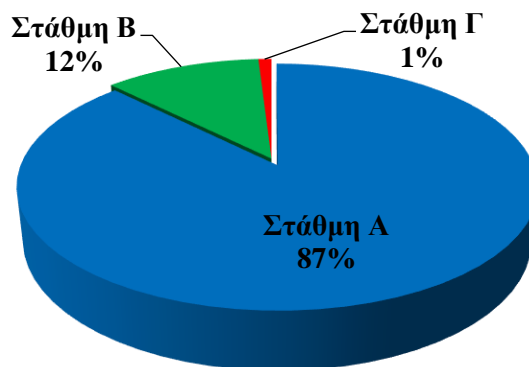


Διάγραμμα 8.109: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

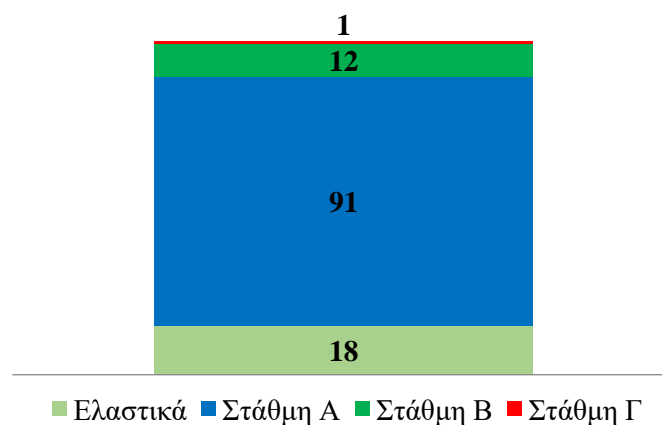
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.61: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



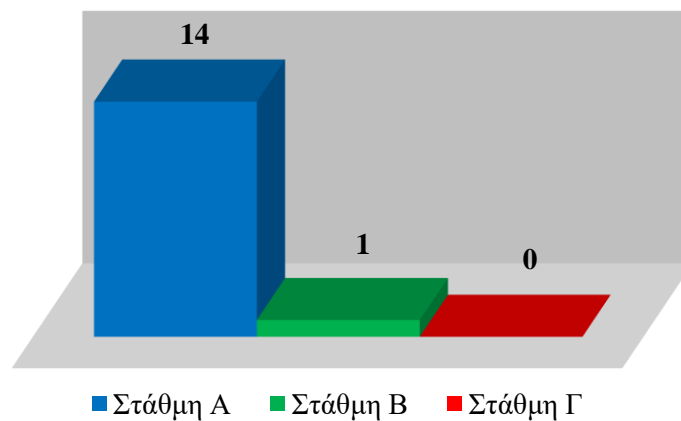
Εικόνα 8.62: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



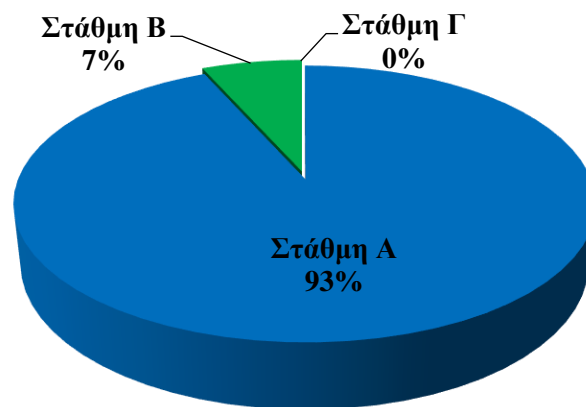
Εικόνα 8.63: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 85% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 87% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 12% στη στάθμη Β και μόλις το 1% στη Γ.

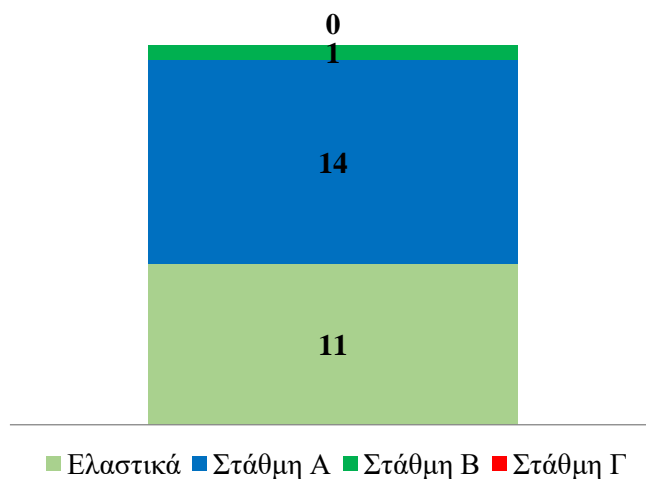
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 4 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.64: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.65: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



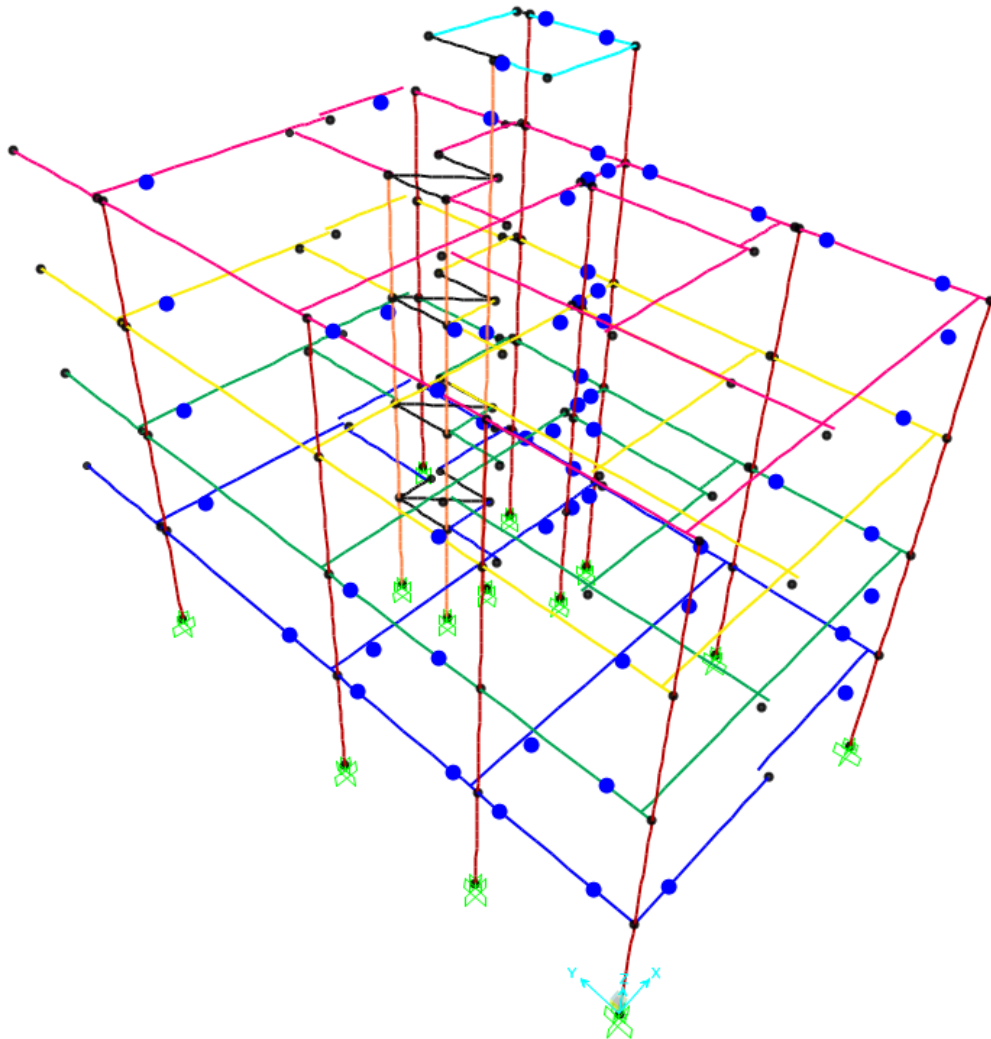
Εικόνα 8.66: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 42% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 58% πλαστικά. Το 93% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 7% στη στάθμη Β.

8.4.2 Μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

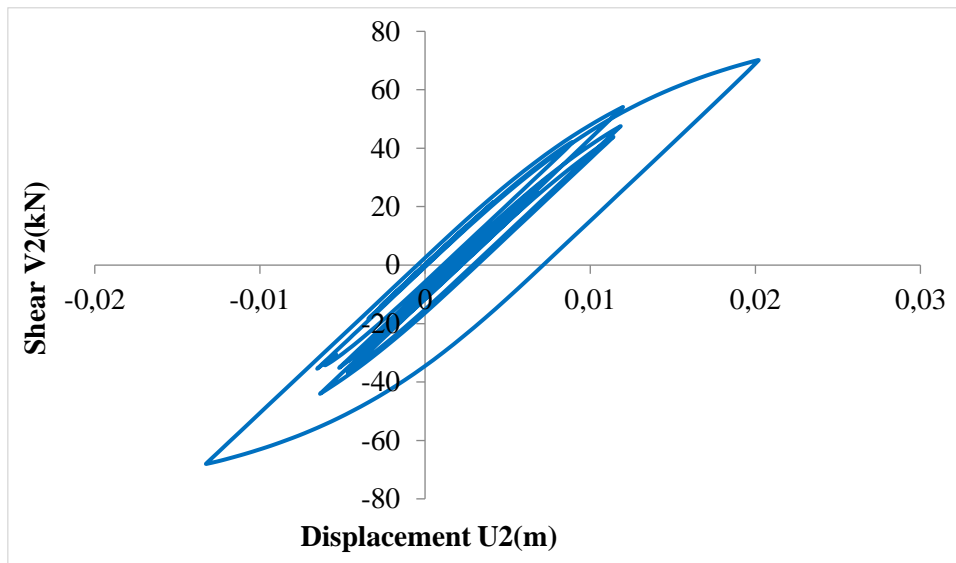
- Φόρτιση $x+0.3y$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Duzce. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.

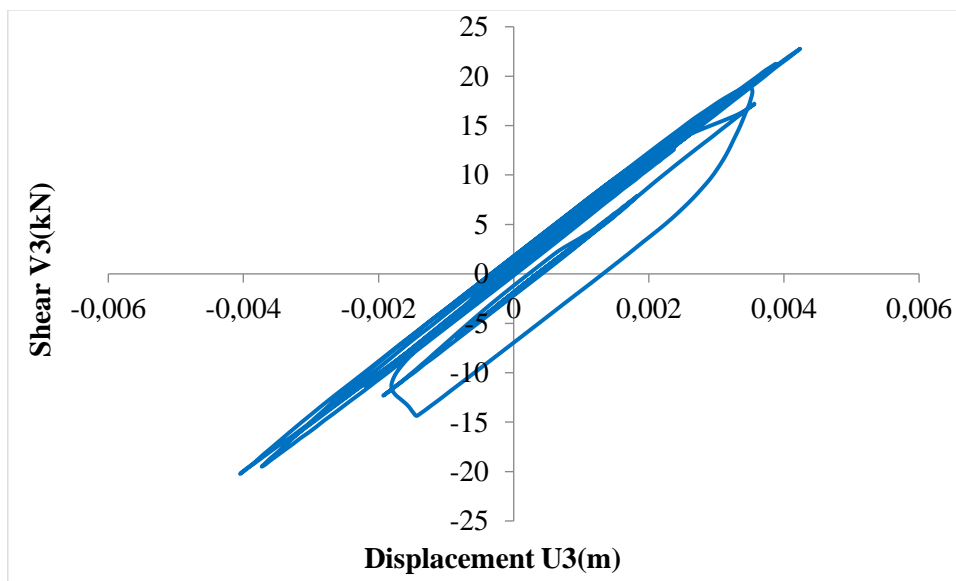


Εικ.8.66: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα στη διεύθυνση 3 είναι σχεδόν ελαστική.

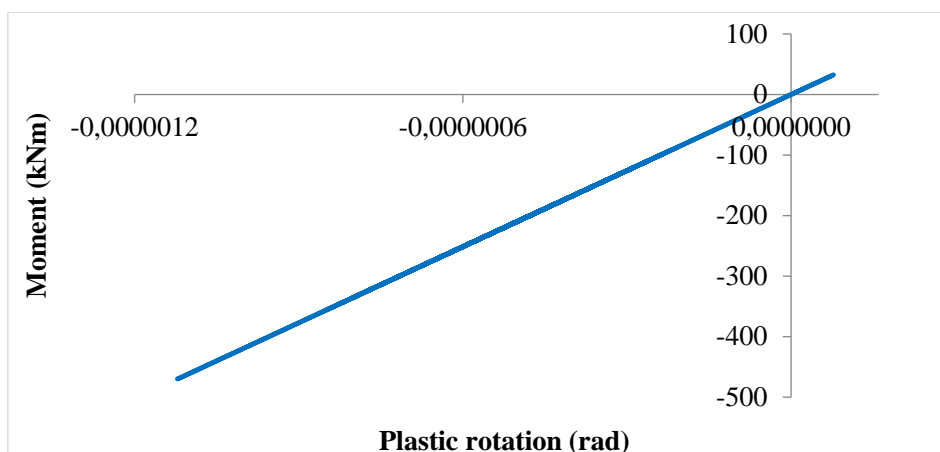


Διάγραμμα 8.110: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U2



Διάγραμμα 8.111: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U3

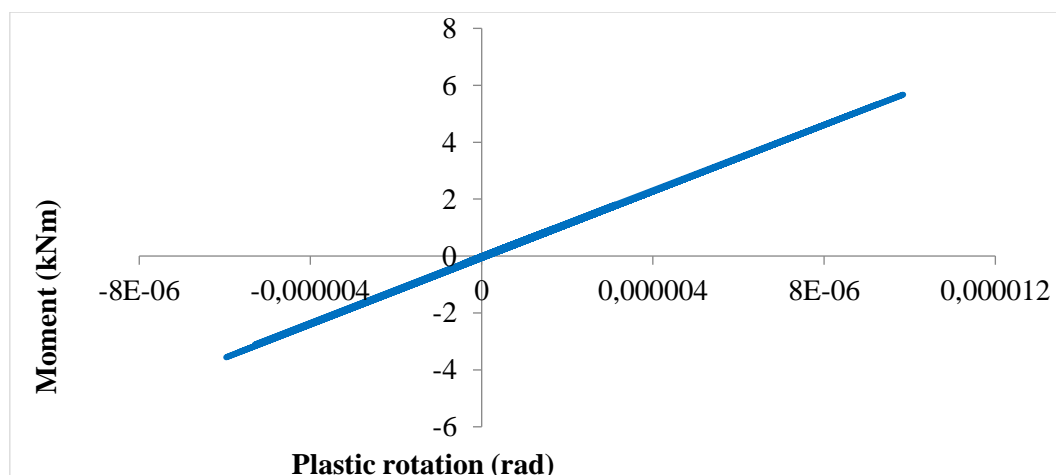
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



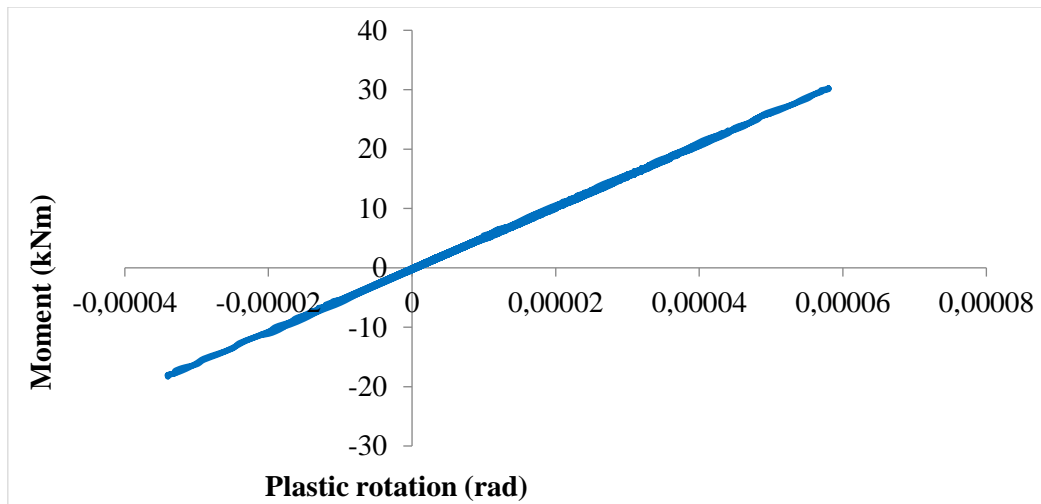
Διάγραμμα 8.112: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στρώση της δοκού Δ1 στη στάθμη 2. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στρώσης είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρονται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στρώσης είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στρώσης για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστυλώμα και τοίχωμα.



Διάγραμμα 8.113: Διάγραμμα ροπής - στρώσης άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2

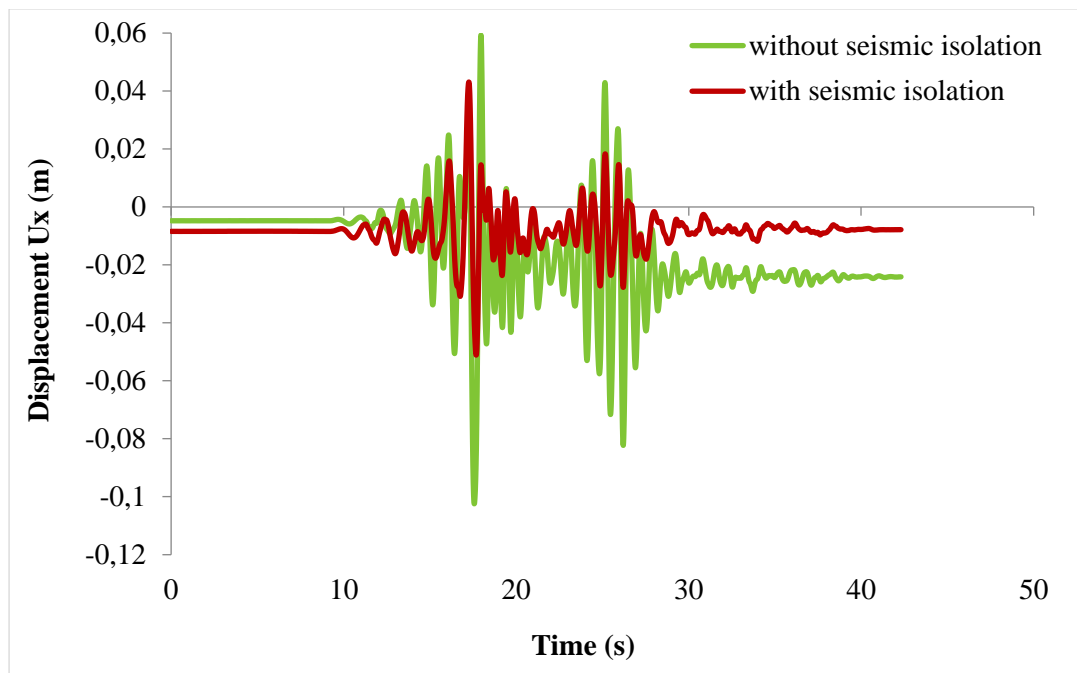


Διάγραμμα 8.114: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστύλωματος για ροπή M3

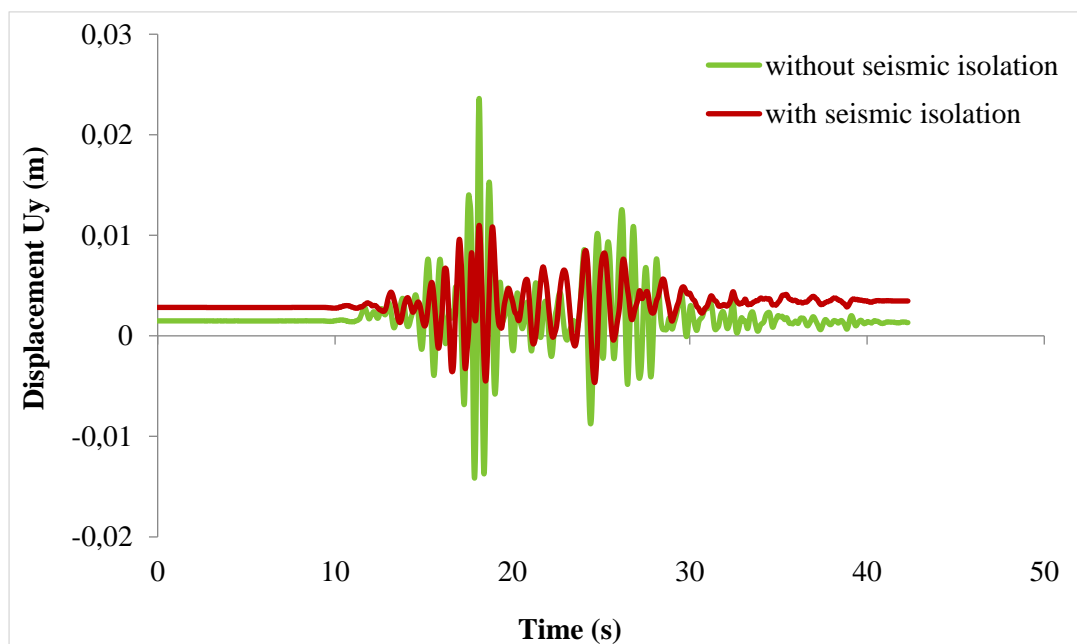
Για το υποστύλωμα K1 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στον άξονα 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B.

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στη διεύθυνση 3 βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνηση κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



Διάγραμμα 8.115: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x

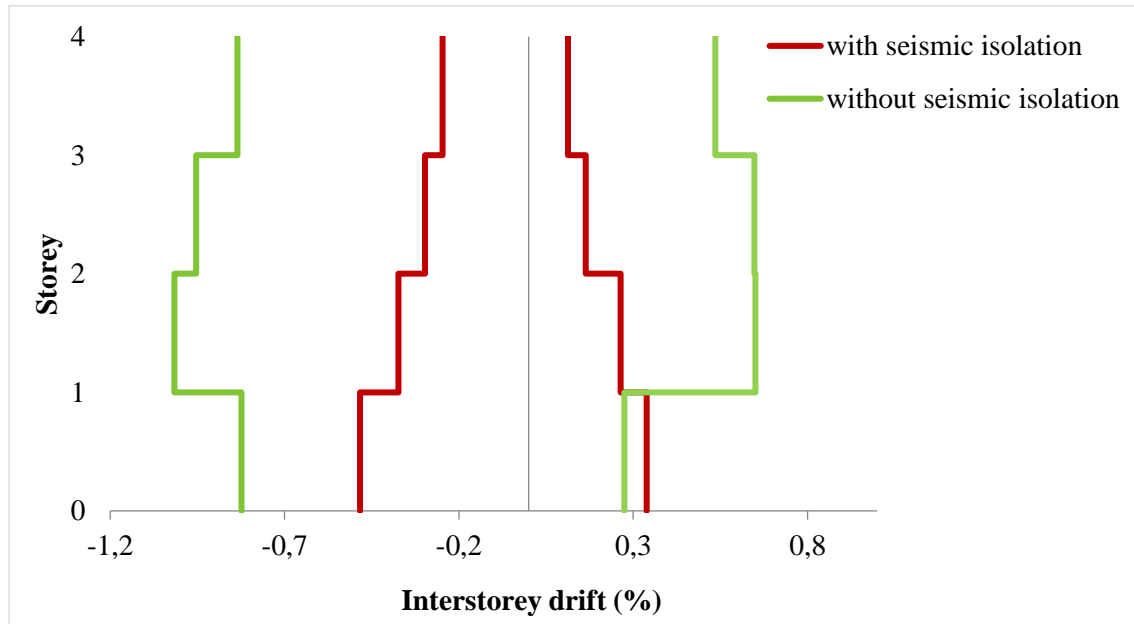


Διάγραμμα 8.116: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

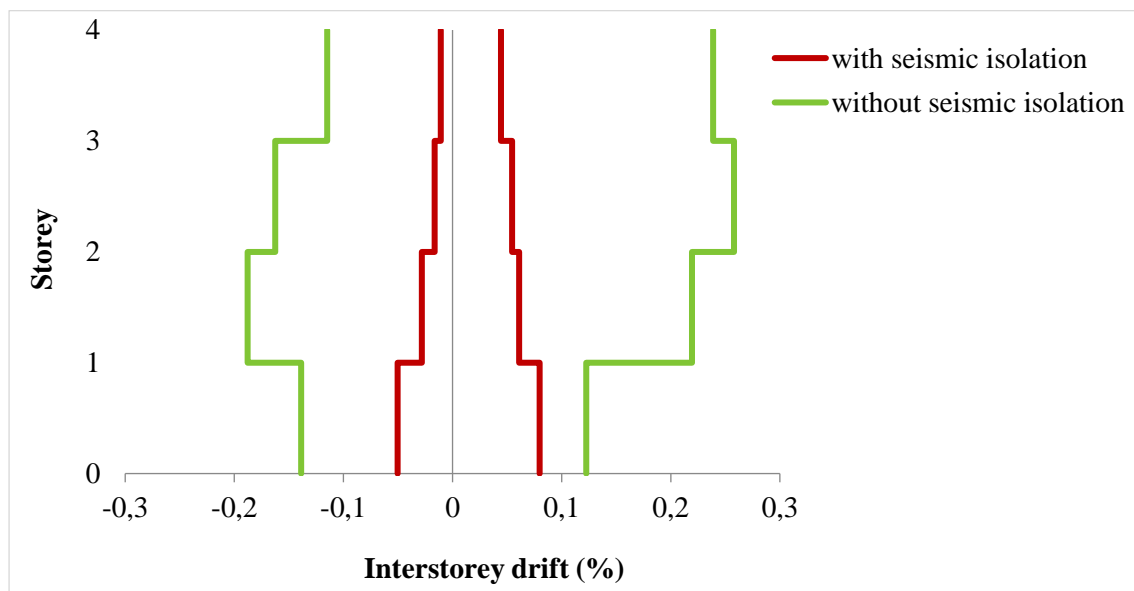
Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και τις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο

διάγραμμα είναι μικρής τάξεως, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη.

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

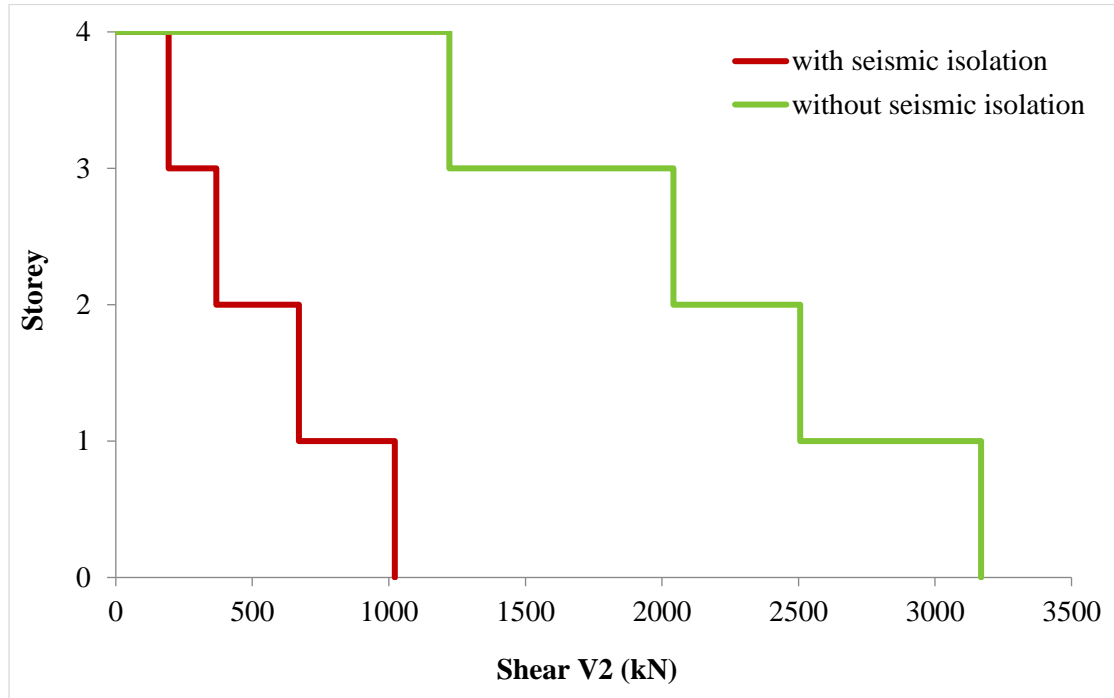


Διάγραμμα 8.117: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

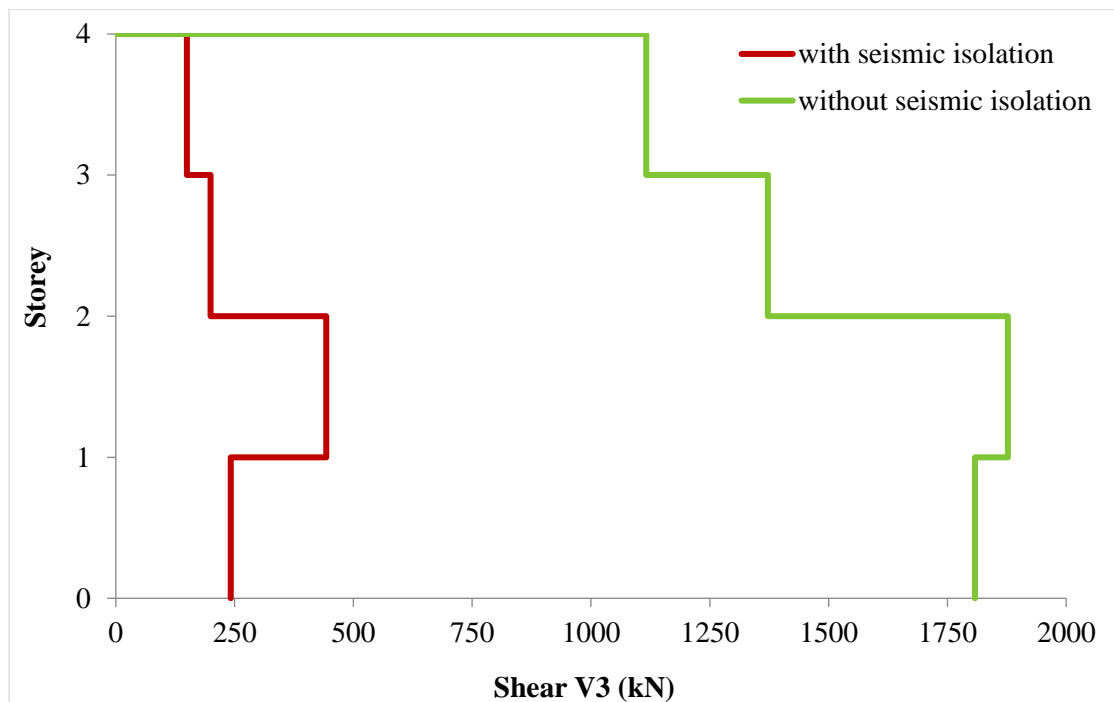


Διάγραμμα 8.118: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 68%, ενώ στον άξονα 3 κατά 76% περίπου.



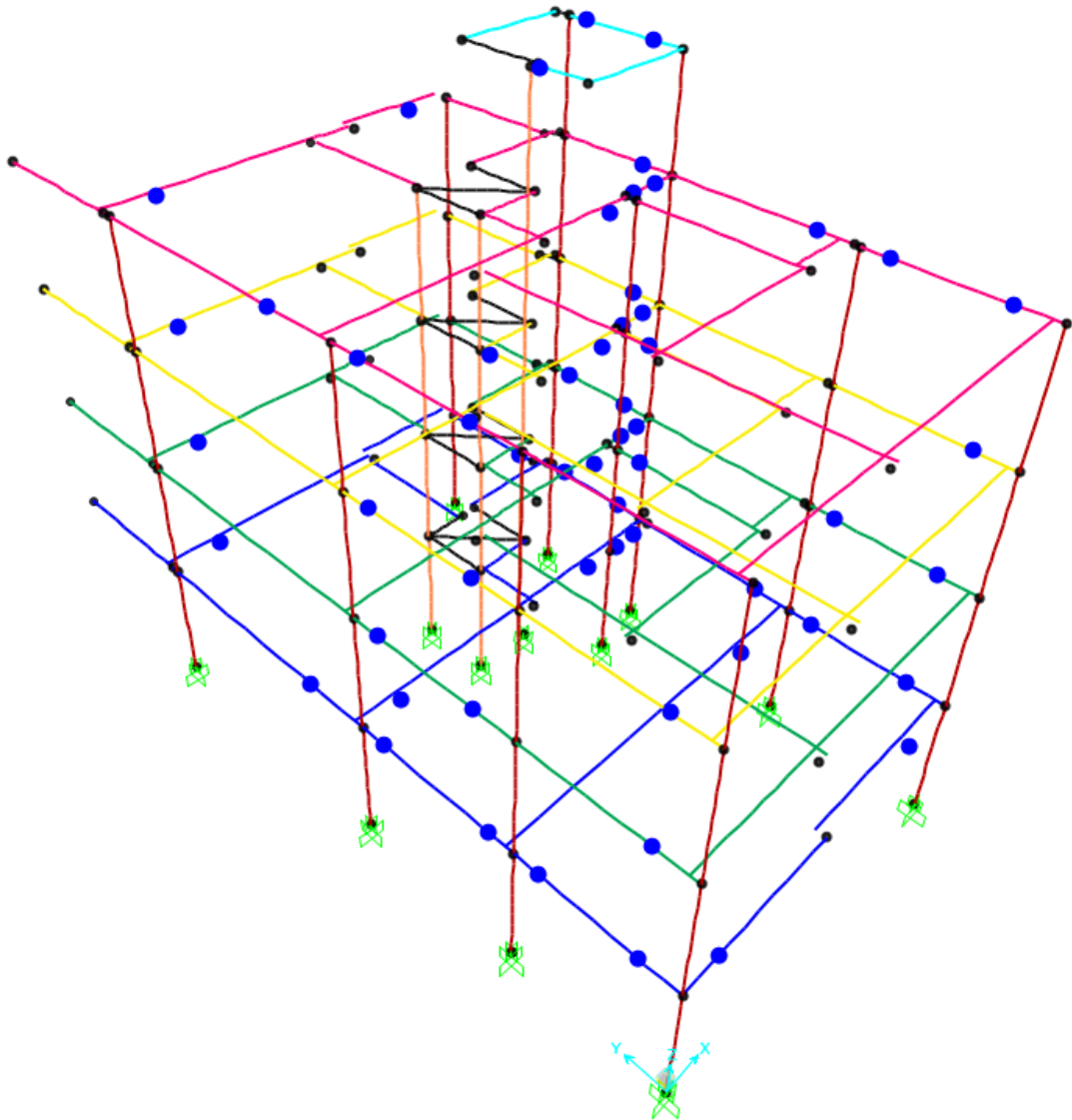
Διάγραμμα 8.119: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο



Διάγραμμα 8.120: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

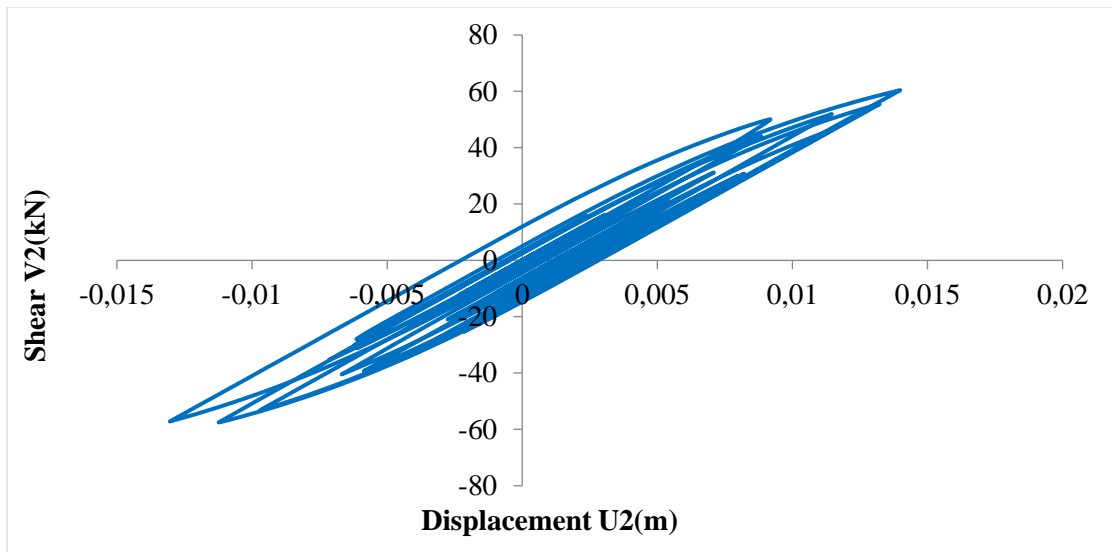
- **Φόρτιση $y+0.3x$**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Duzce. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στρώσης.

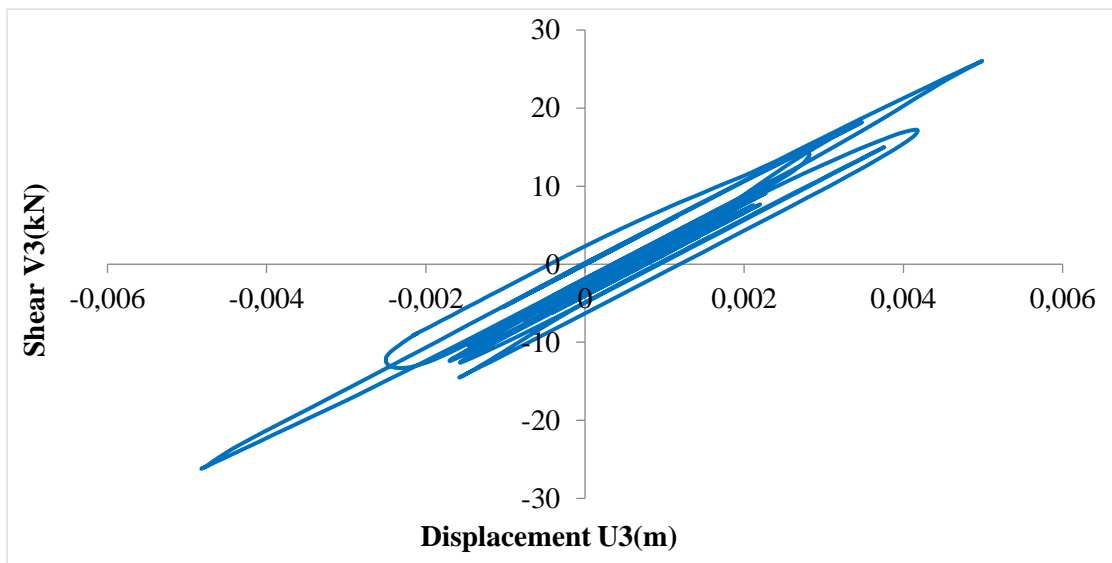


Εικόνα 8.67: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις είναι σχεδόν ελαστική.

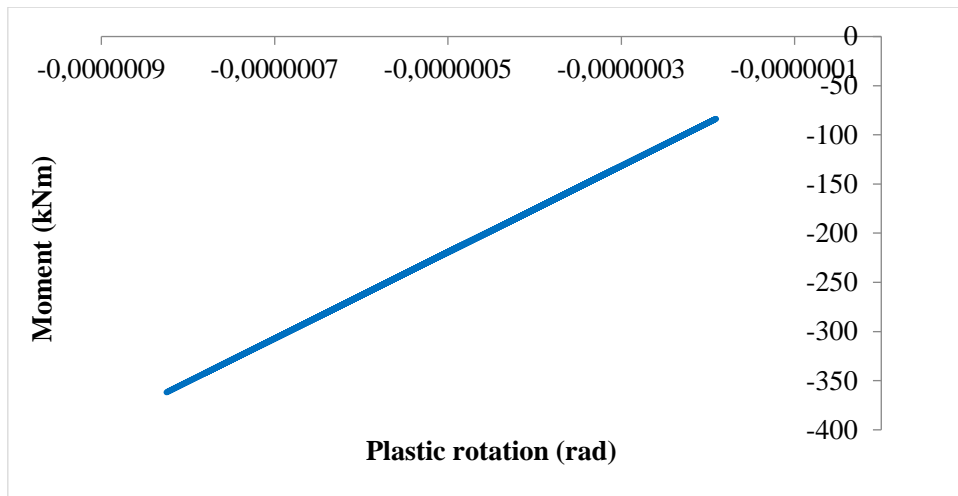


Διάγραμμα 8.121: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U2



Διάγραμμα 8.122: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U3

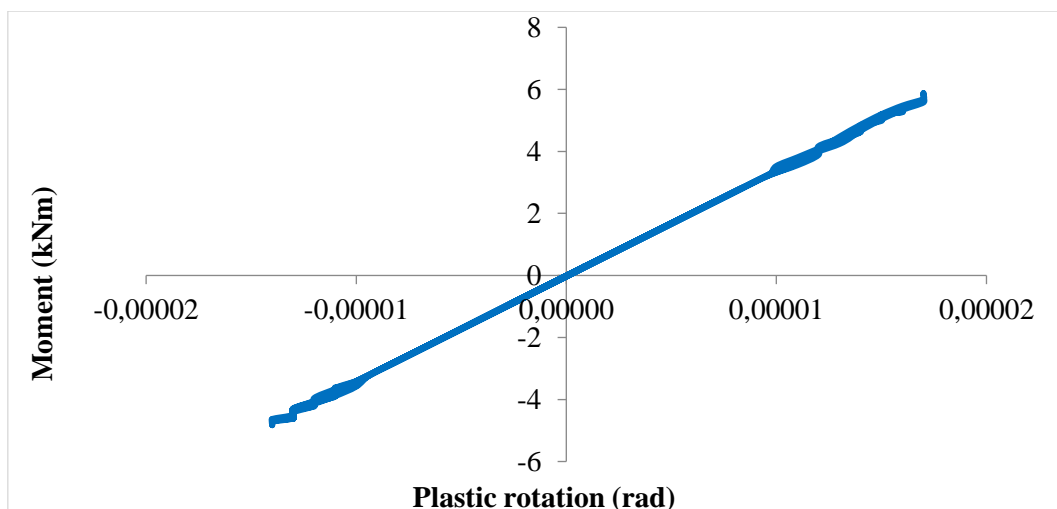
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



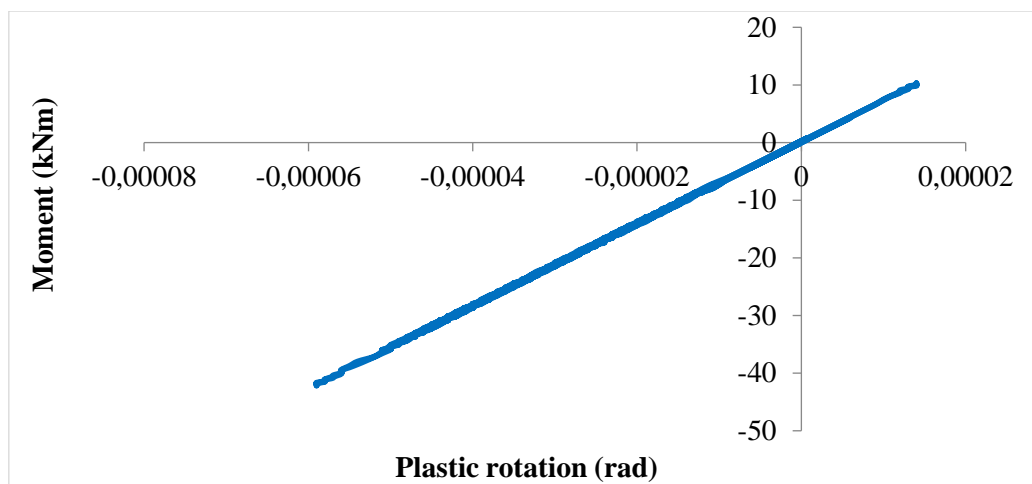
Διάγραμμα 8.123: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στρόφι της δοκού Δ1 στη στάθμη 3. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



Διάγραμμα 8.124: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2

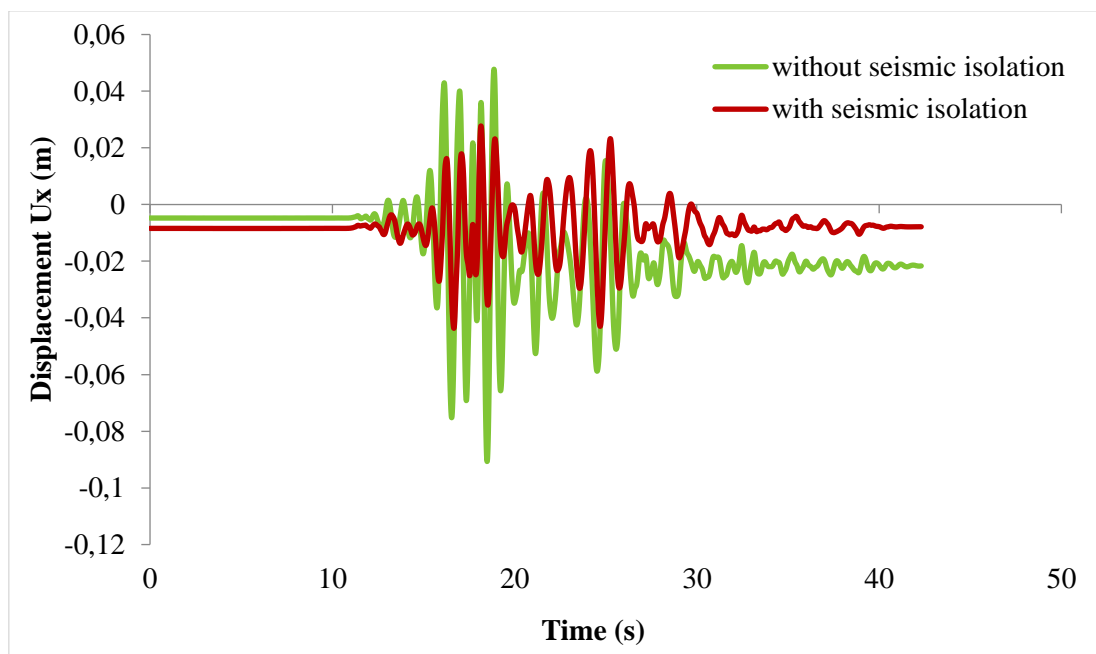


Διάγραμμα 8.125: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστύλωματος για ροπή M3

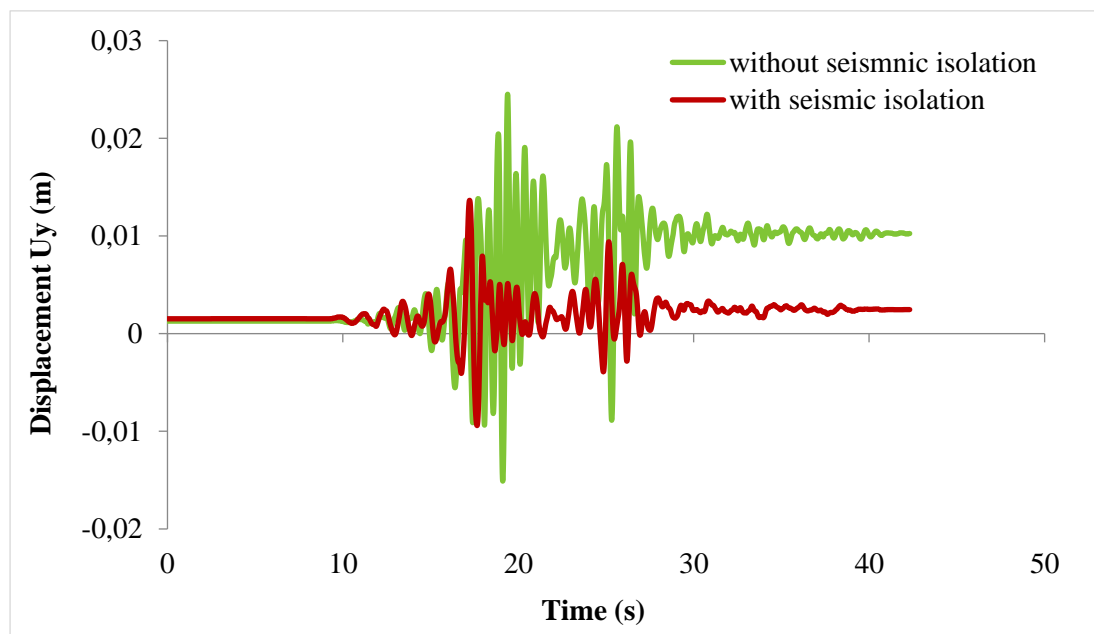
Για το υποστύλωμα K4 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στον άξονα 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση και στις δύο διευθύνσεις βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνηση κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



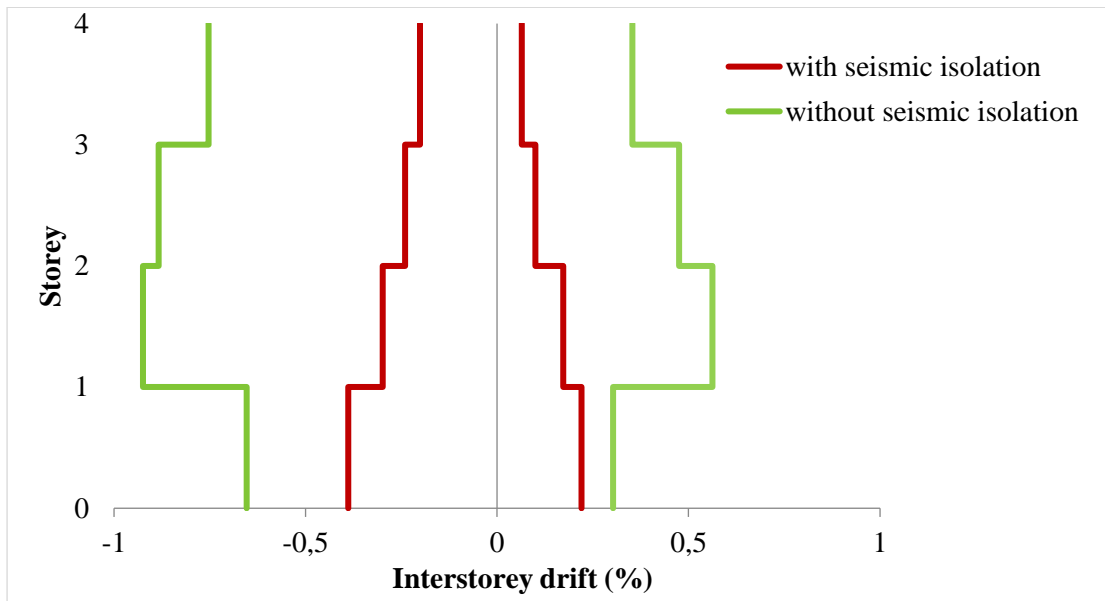
Διάγραμμα 8.126: Μετακίνηση κορυφής κτιρίου στη διεύθυνση x



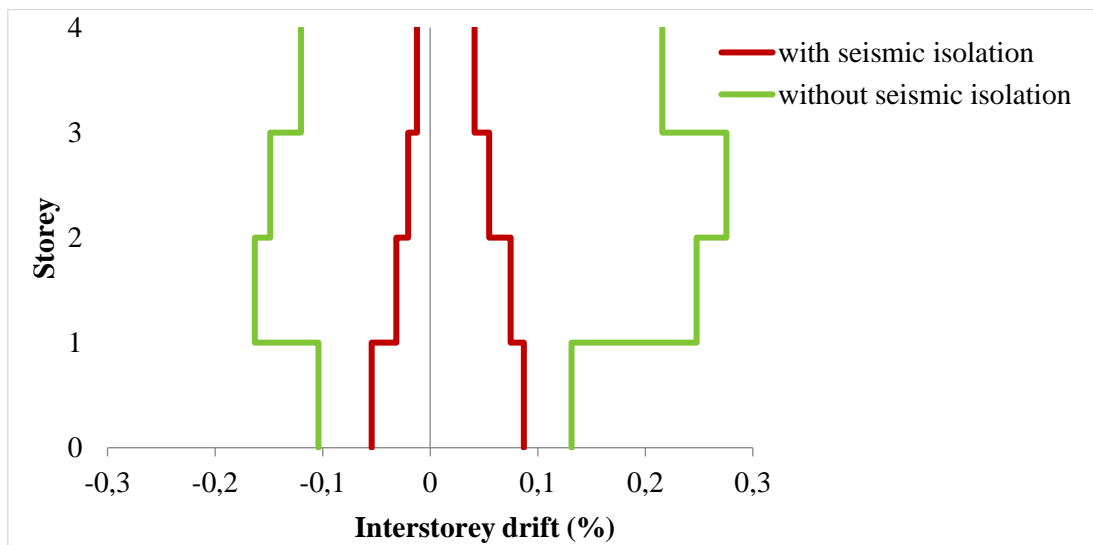
Διάγραμμα 8.127: Μετακίνηση κορυφής και στη διεύθυνση y

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και στις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο διάγραμμα είναι μικρής τάξεως, σαφώς μειωμένη σε σχέση με το μη μονωμένο κτίριο, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη.

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

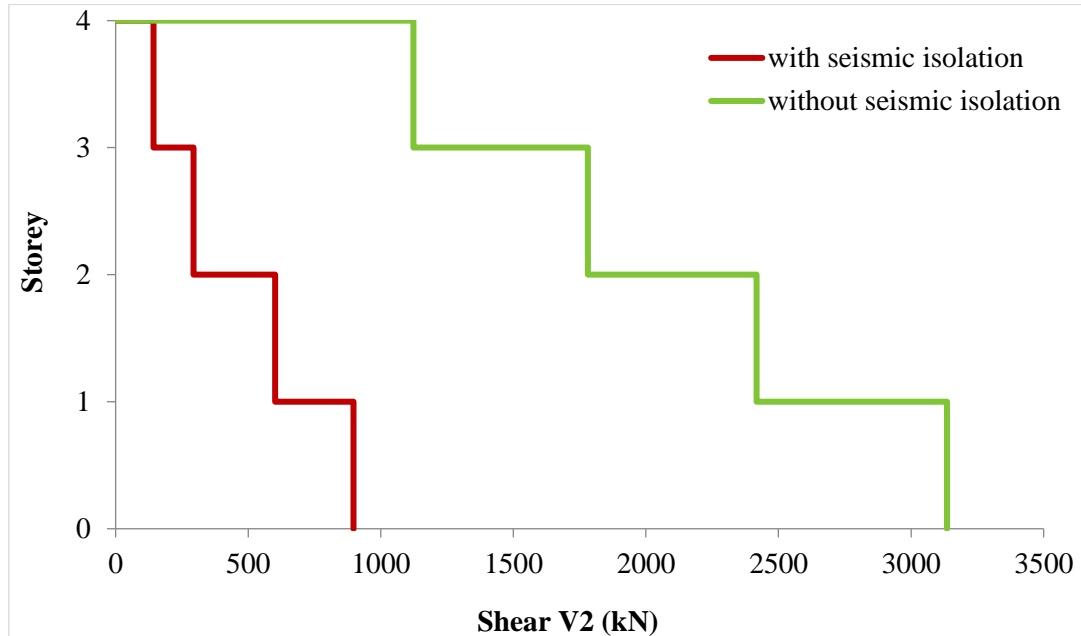


Διάγραμμα 8.128: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

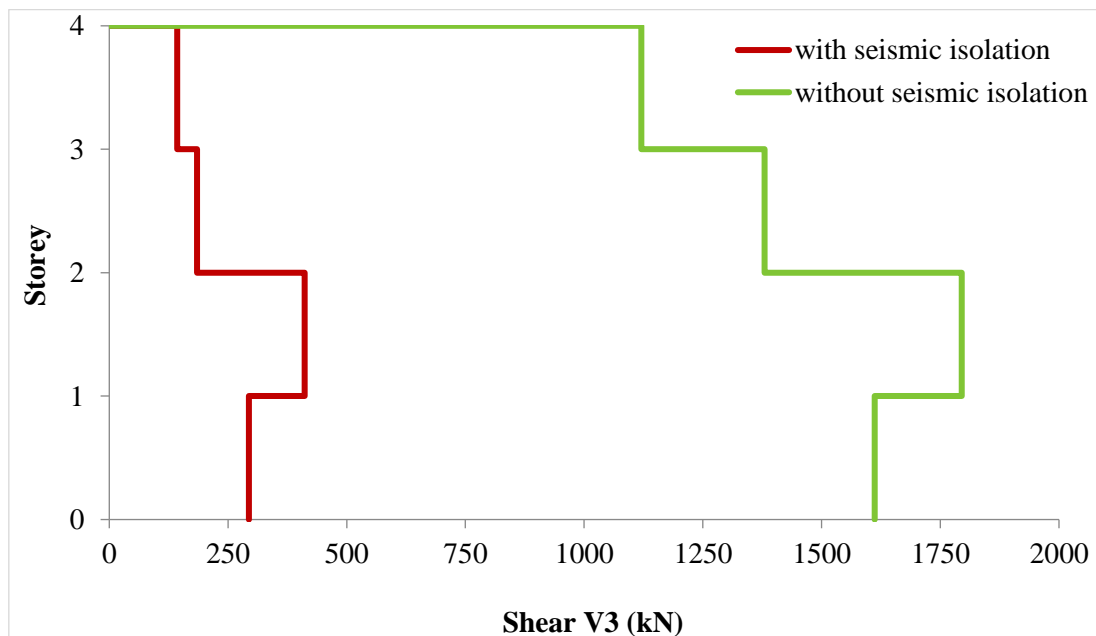


Διάγραμμα 8.129: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 71%, ενώ στον άξονα 3 κατά 77% περίπου.



Διάγραμμα 8.130: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο



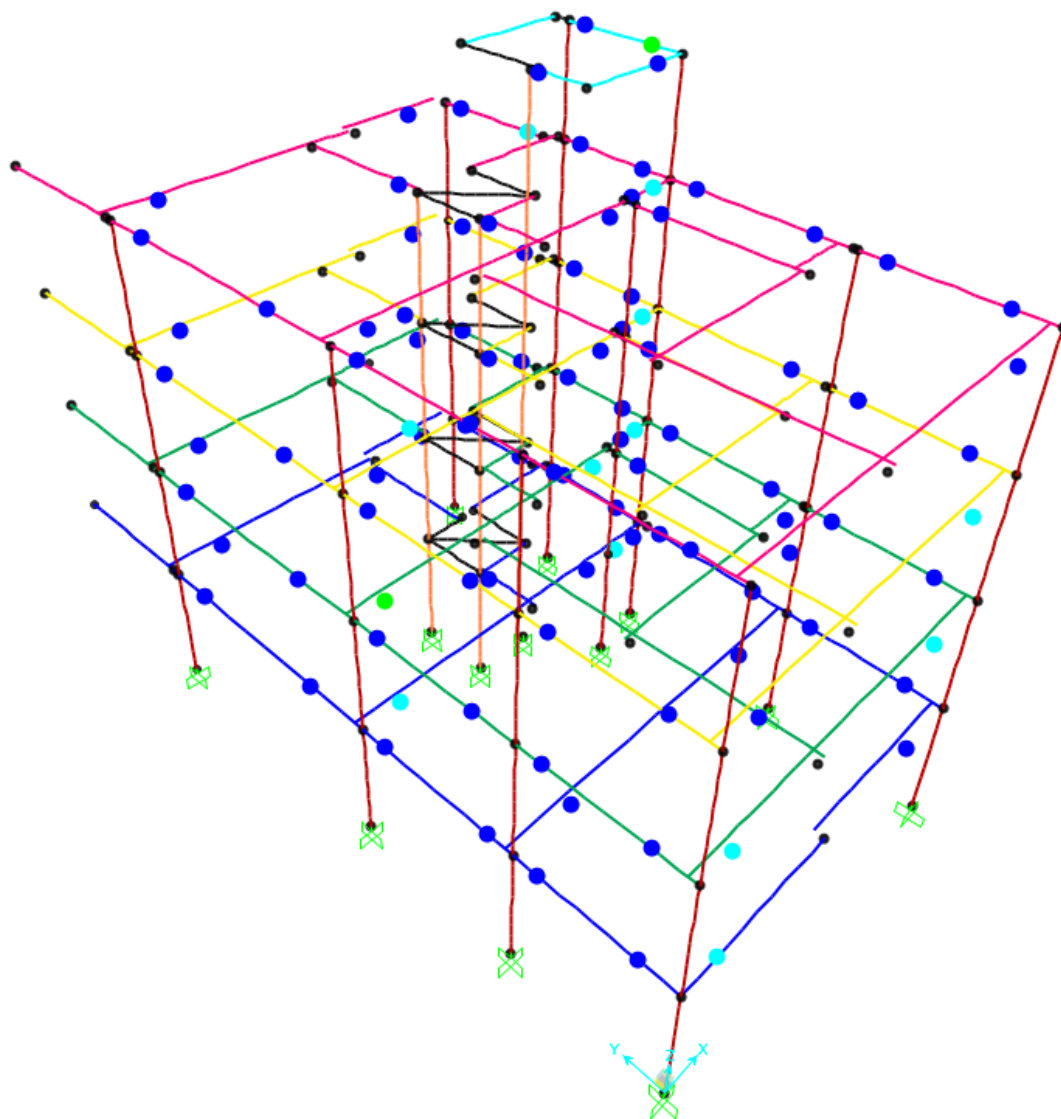
Διάγραμμα 8.131: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

8.5 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για τον σεισμό Landers

8.5.1 Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

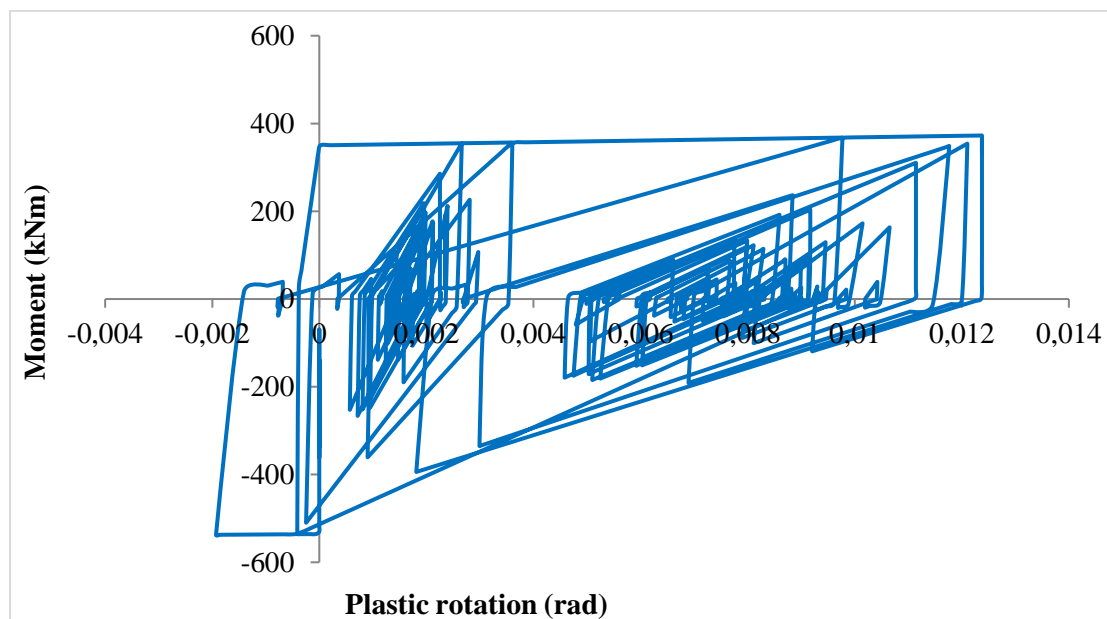
- Φόρτιση $x+0.3y$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Landers. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ μόλις 12 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Πλαστικές αρθρώσεις που βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκαν στη δοκό Δ5 της δεύτερης στάθμης και Δ21 της πέμπτης.



Εικόνα 8.68: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

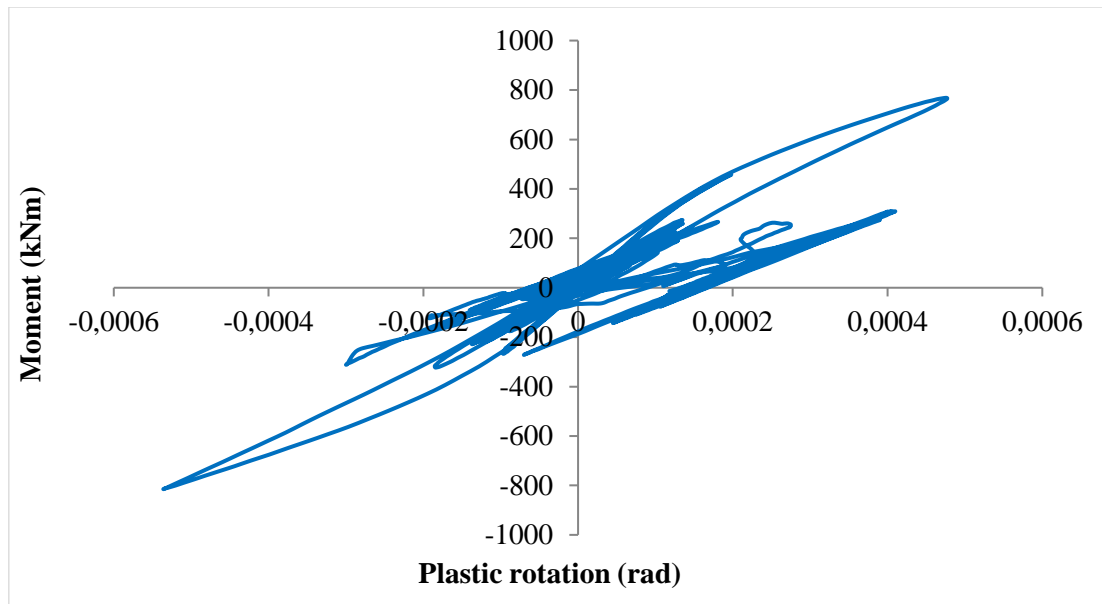
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



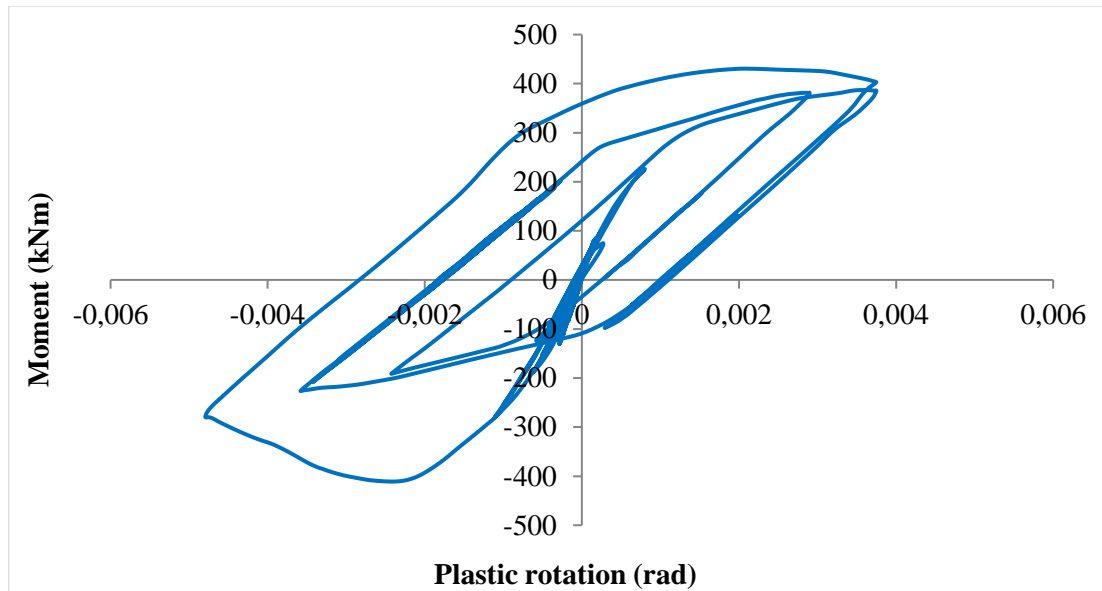
Διάγραμμα 8.110: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ1 στη στάθμη 3. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.012377$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000021$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.012356$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00891$ rad και Γ- $\theta_y=0.02174$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή M2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 6 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Για τη ροπή M3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 17 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 15 ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και οι 2 στη στάθμη Β. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



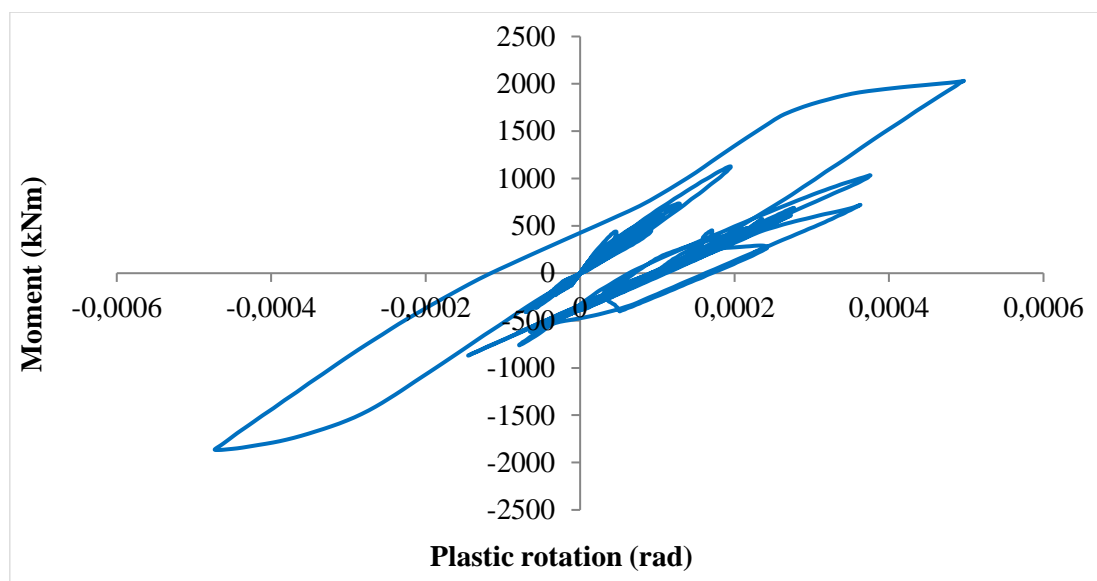
Διάγραμμα 8.111: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



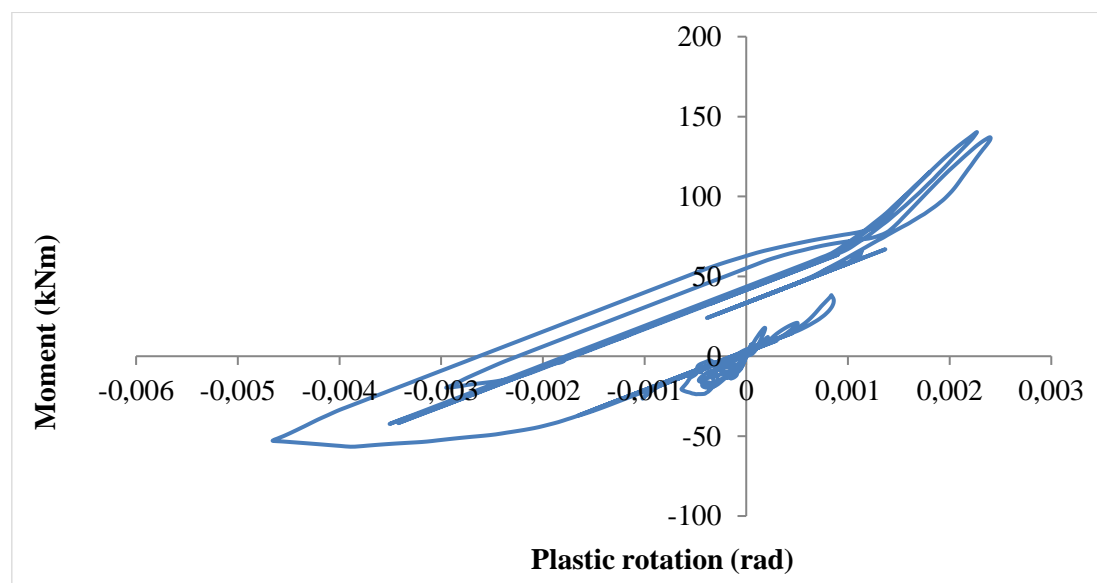
Διάγραμμα 8.112: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K5 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα για τη ροπή M2 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Στην άλλη διεύθυνση το υποστύλωμα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.004791$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.002077$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.002714$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00148$ rad και Γ- $\theta_y=0.00999$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Για το τοίχωμα K8 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη.



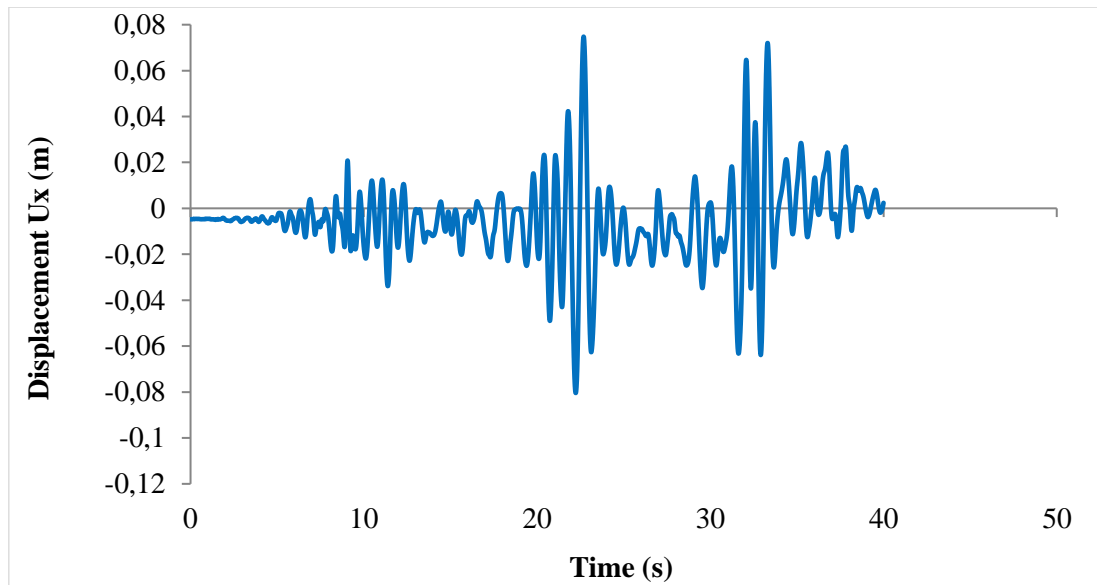
Διάγραμμα 8.113: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



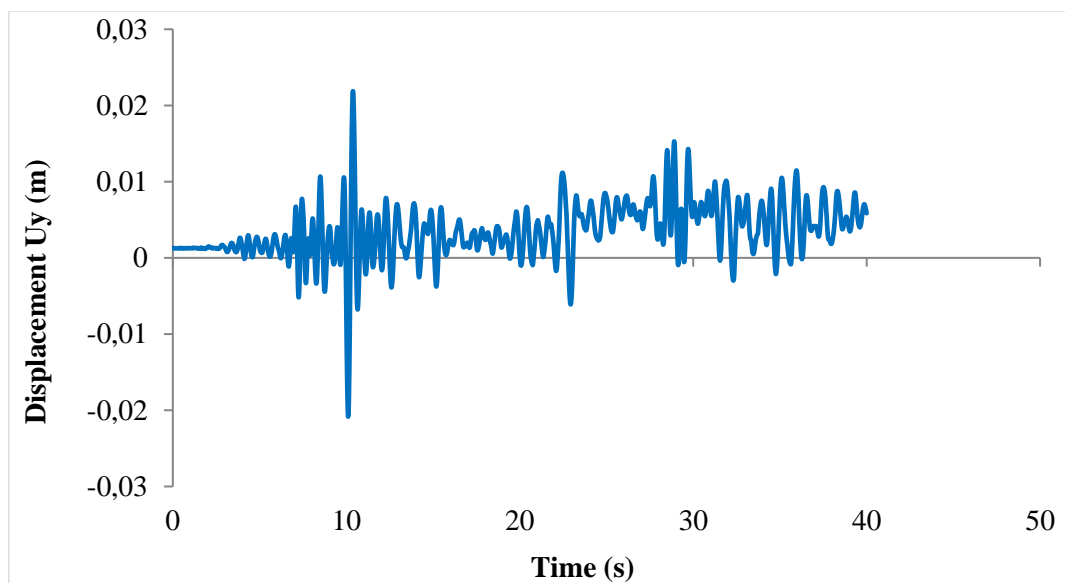
Διάγραμμα 8.114: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Το τοίχωμα και στις δύο διευθύνσεις έχει υποστεί ελαφριές βλάβες. Για τη ροπή M2 παρατηρείται ότι η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.000497$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000244$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.000253$ rad. Για τη ροπή M3 η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.004658$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001495$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.003163$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.04476$ rad και Γ- $\theta_y=0.05692$ rad προκύπτει ότι και στις δύο διευθύνσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

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



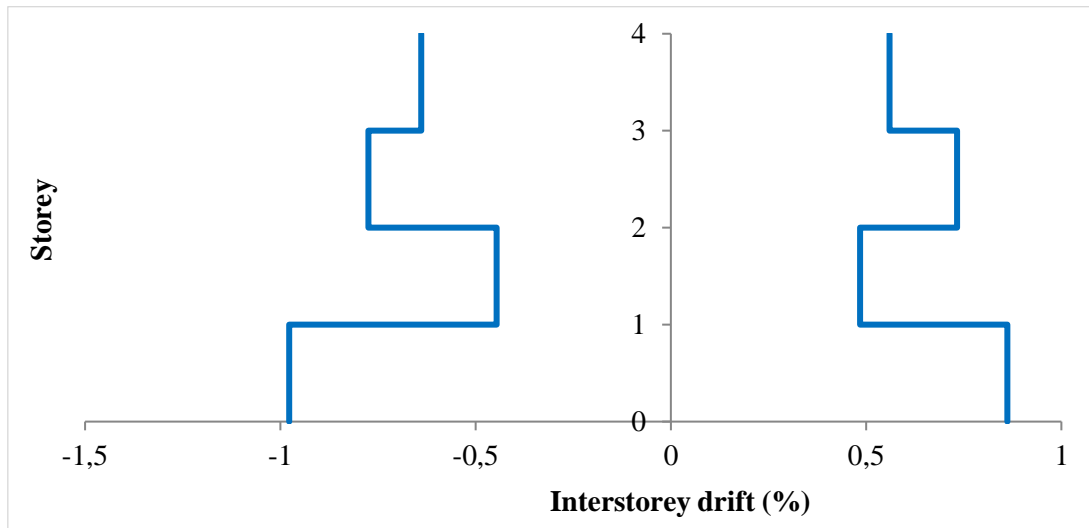
Διάγραμμα 8.115: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



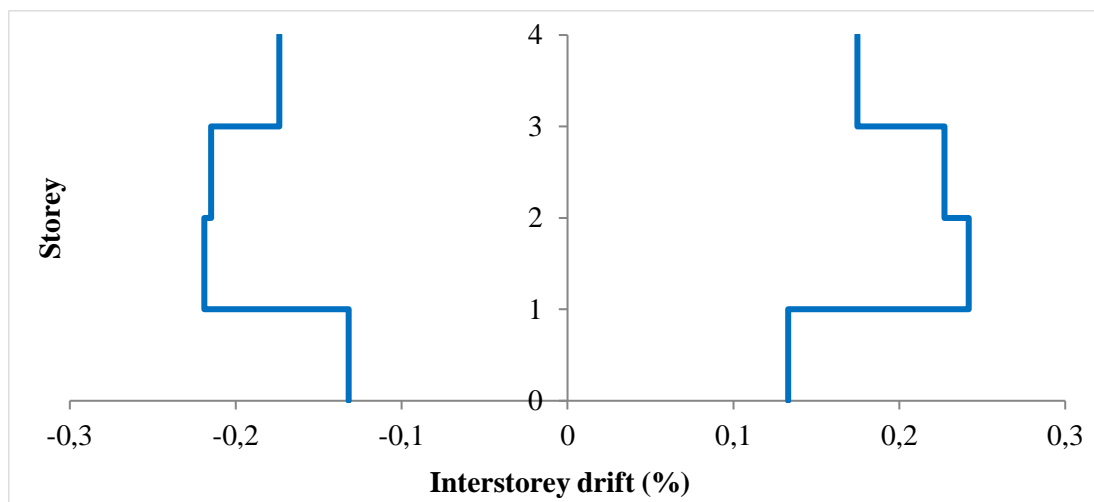
Διάγραμμα 8.116: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 8cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 2cm. Παρατηρείται πολύ μικρή παραμένουσα παραμόρφωση της τάξεως του 0.5mm.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε περίπου στο 0.98% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση x που είναι παράλληλη στο σεισμό και στο 0.24% για την άλλη διεύθυνση.

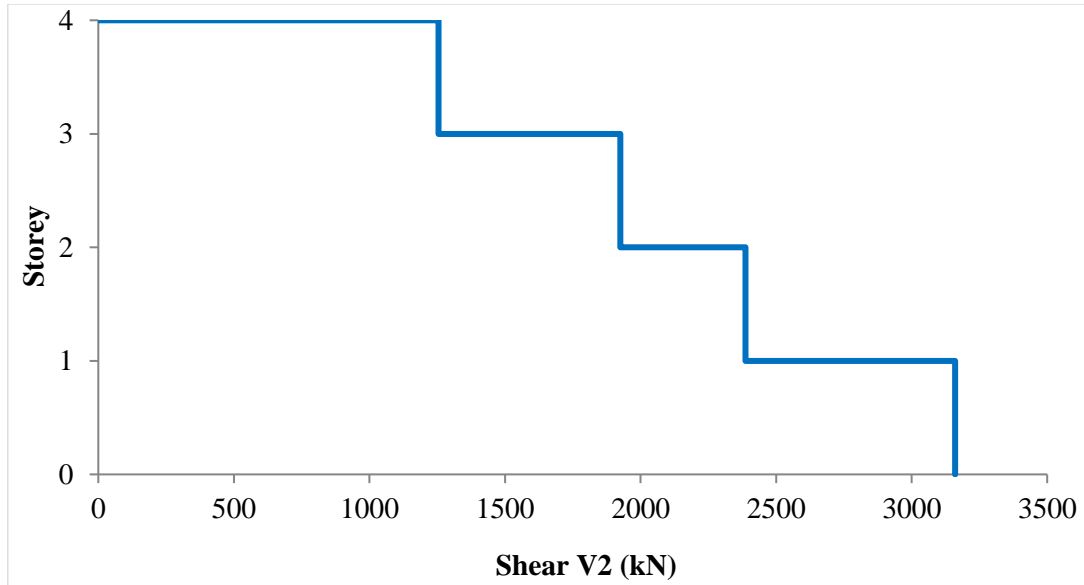


Διάγραμμα 8.117: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

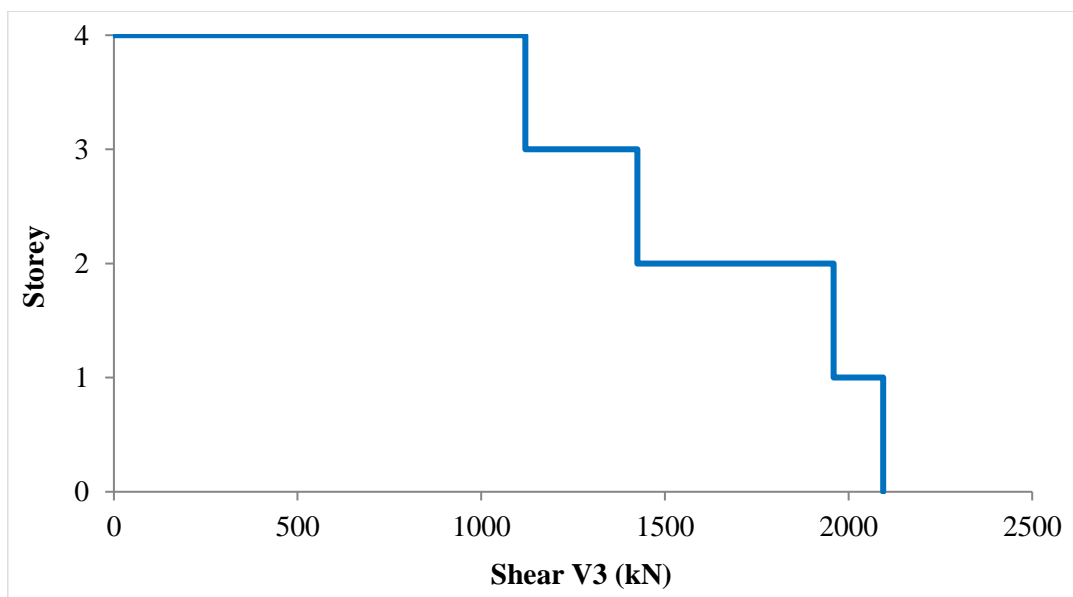


Διάγραμμα 8.117: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας είναι περίπου 3160 kN και εντοπίζεται στη στάθμη της πυλωτής, ενώ στον άξονα 3 είναι περίπου 2094 kN και εντοπίζεται επίσης στη στάθμη της πυλωτής.

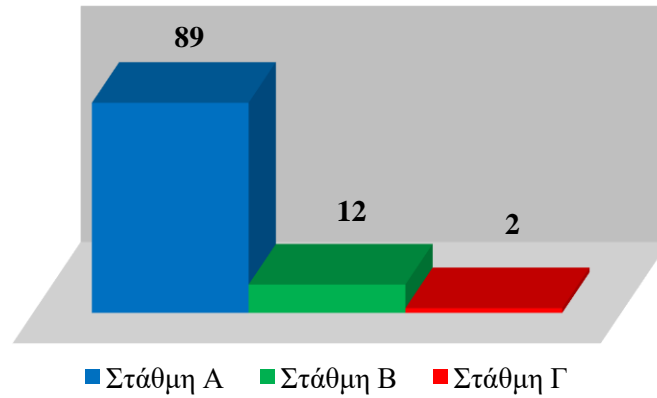


Διάγραμμα 8.118: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

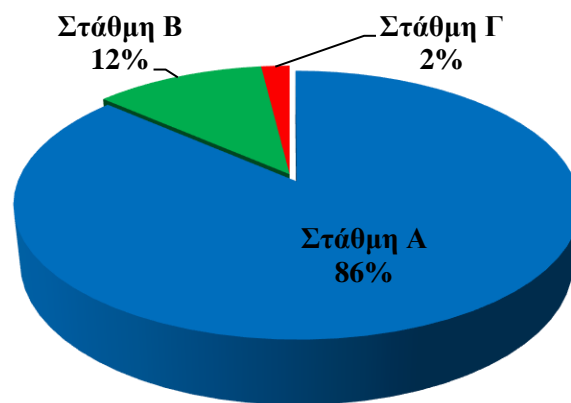


Διάγραμμα 8.119: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

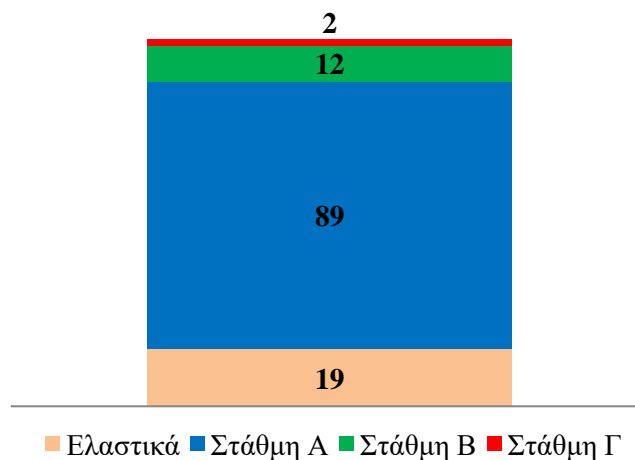
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.69: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



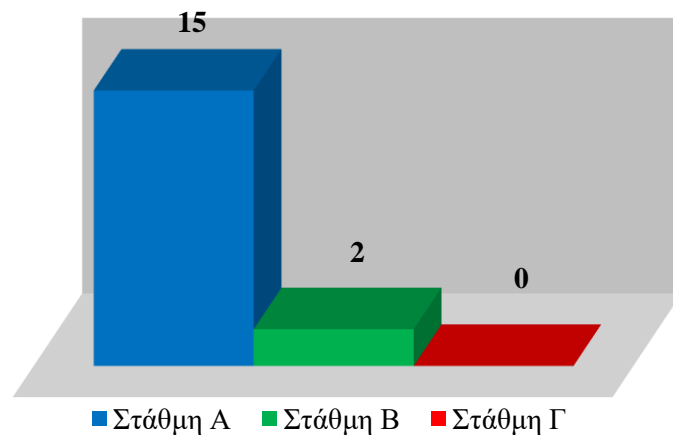
Εικόνα 8.70: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



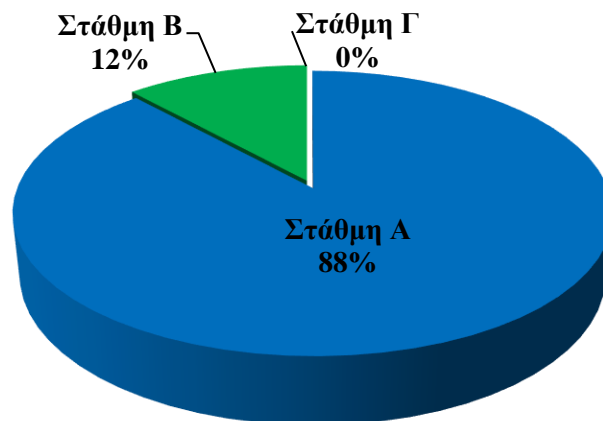
Εικόνα 8.71: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 16% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκαν ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 84% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 86% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 12% στη στάθμη Β και μόλις το 2% στη Γ.

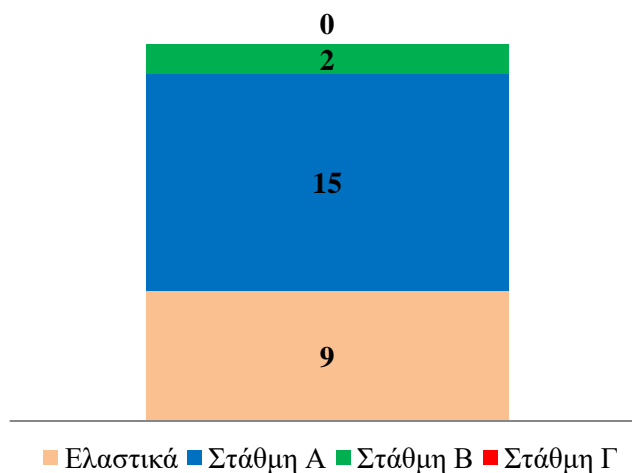
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 6 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.72: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.73 Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

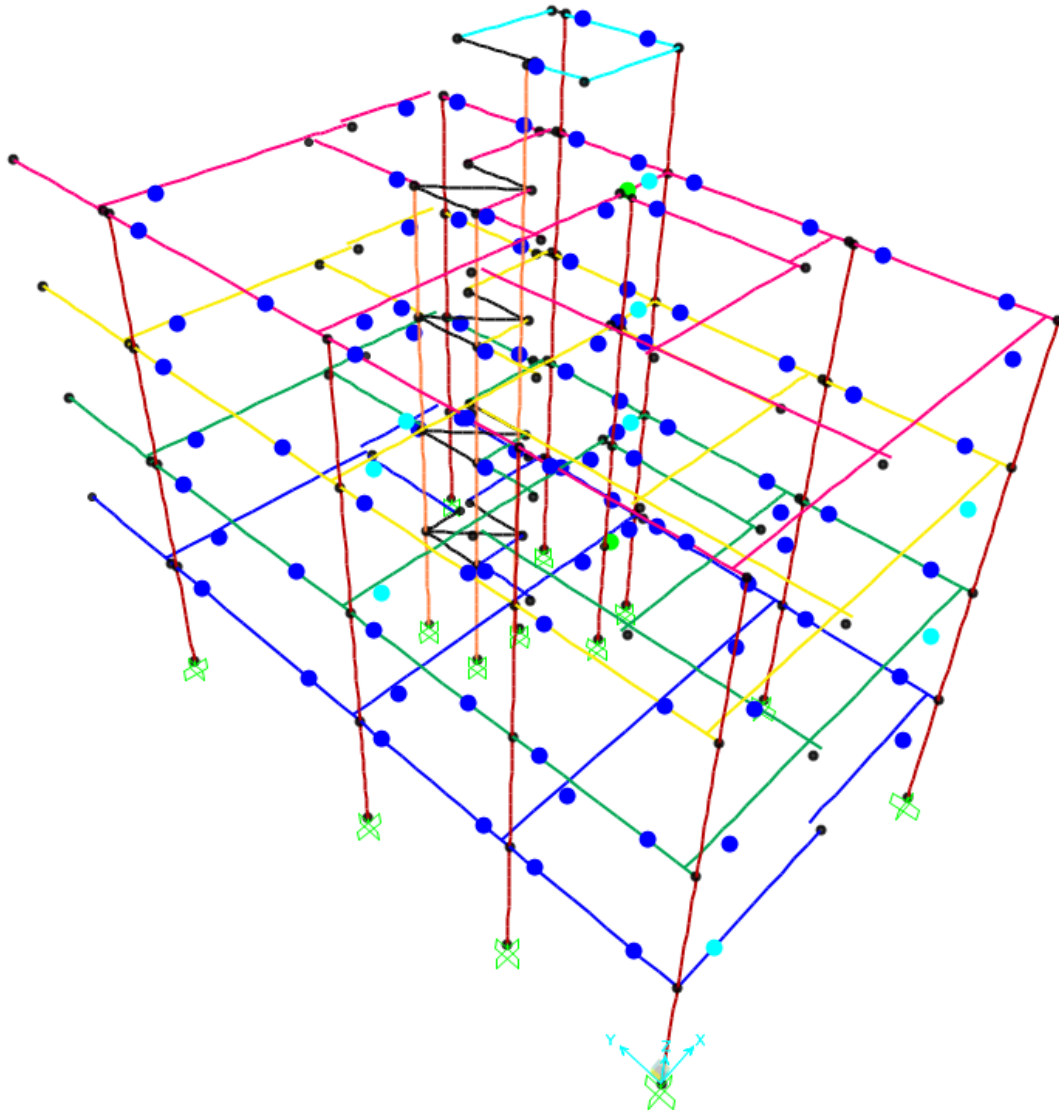


Εικόνα 8.74 Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 35% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 65% πλαστικά. Το 88% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 12% στη στάθμη Β.

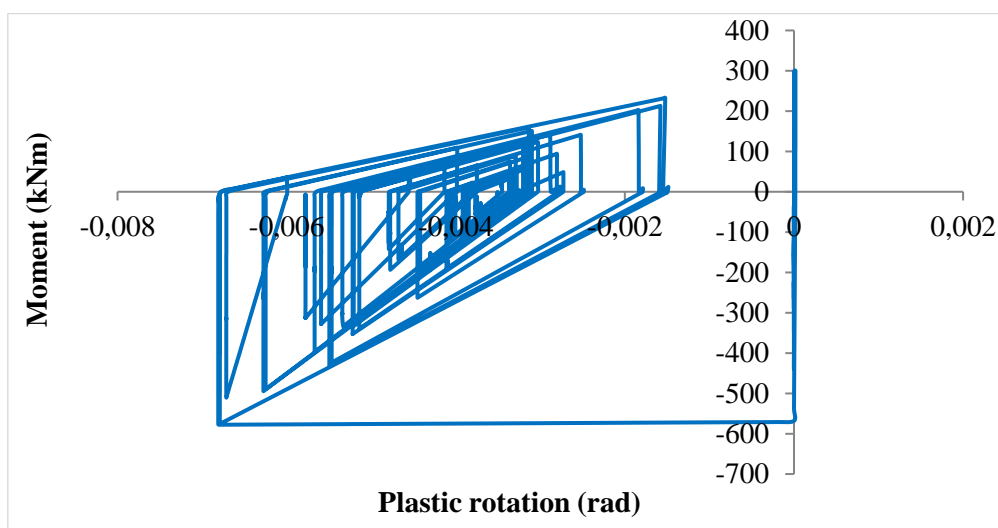
- Φόρτιση $y+0.3x$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Landers. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση x του κτιρίου. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ μόλις 9 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Πλαστικές αρθρώσεις που βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκαν στη δοκό Δ6 της πρώτης στάθμης και Δ9 της τέταρτης.



Εικόνα.8.75: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

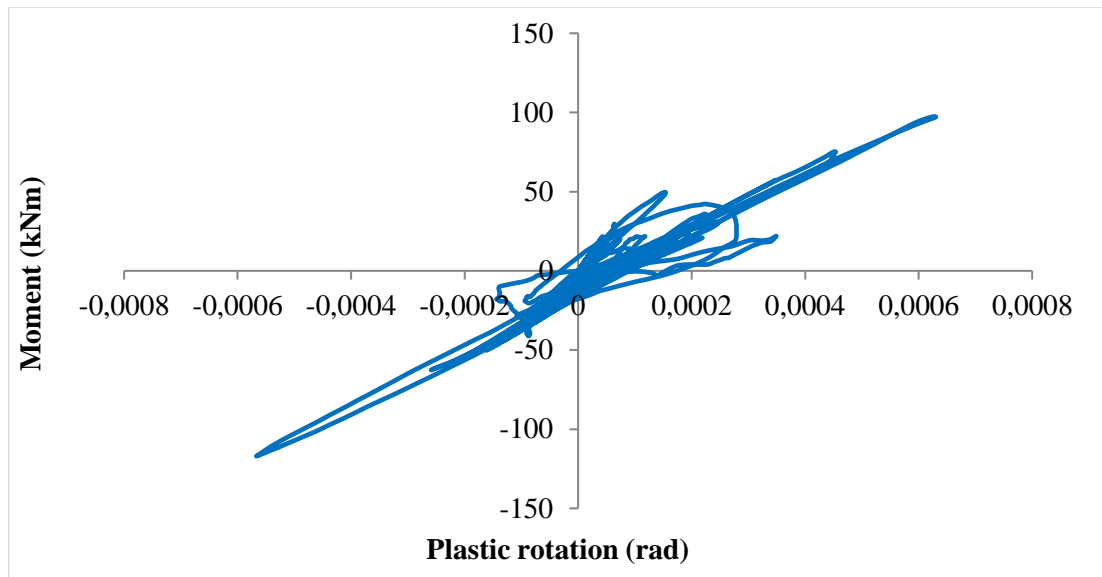
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



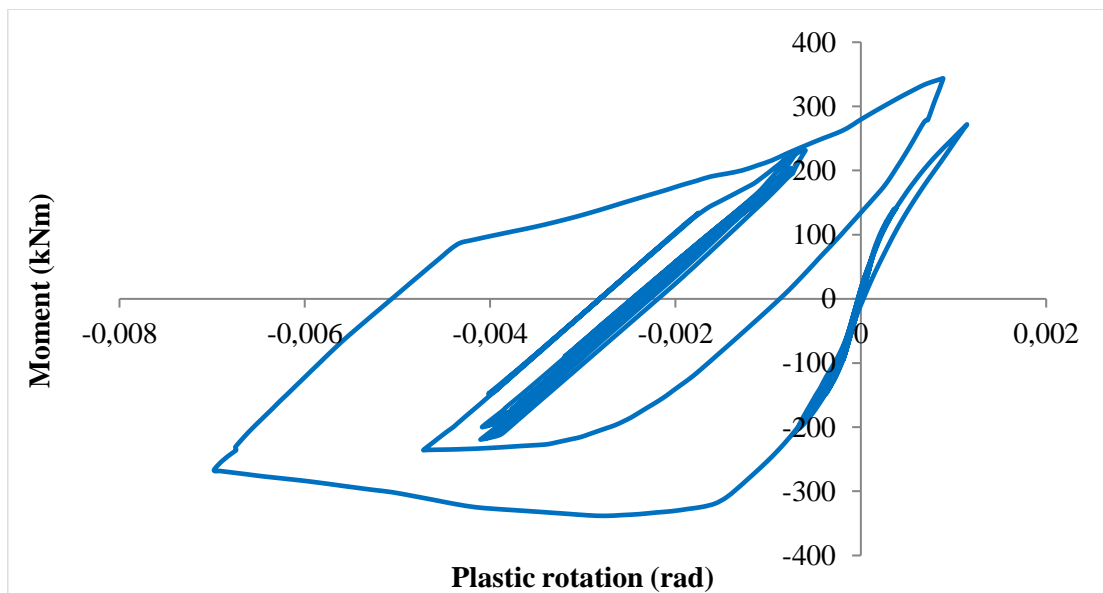
Διάγραμμα 8.120: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στροφή της δοκού Δ1 στη στάθμη της πυλωτής. Στο διάγραμμα φαίνονται οι αρχικοί ελαστικοί κύκλοι απόκρισης του δοκαριού και μετέπειτα η διαρροή του. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.006809$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000209$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.0066$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00592$ rad και Γ- $\theta_y=0.01737$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Συγκεκριμένα, για τη ροπή M2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 2 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Για τη ροπή M3 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 15 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, εκ των οποίων οι 9 ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και οι 6 στη στάθμη Β. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα και τοίχωμα.



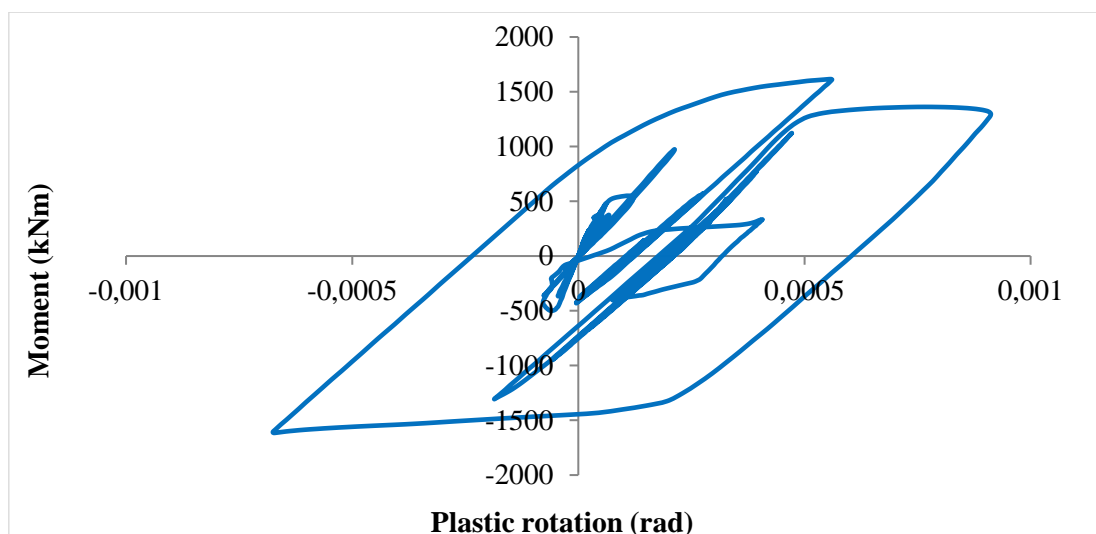
Διάγραμμα 8.121: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2



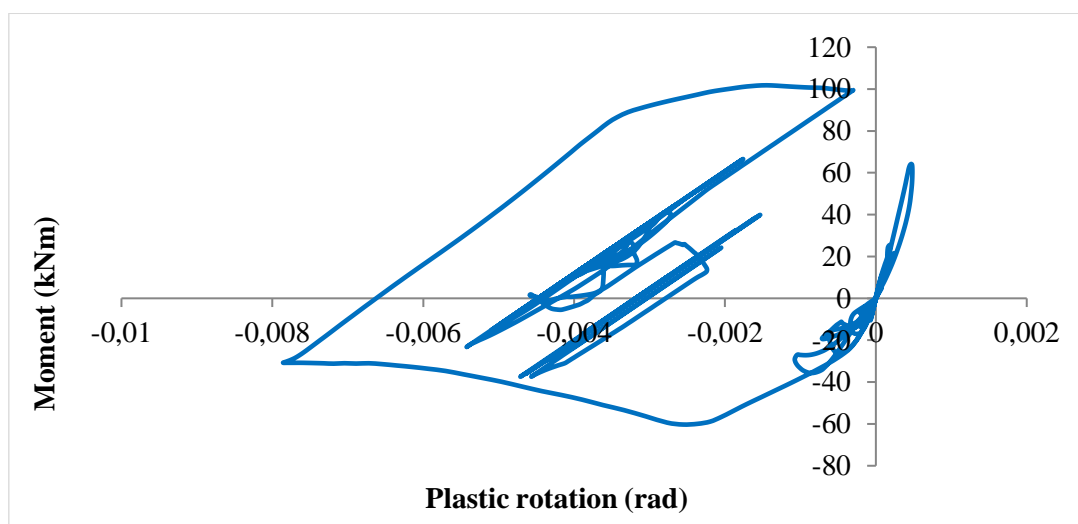
Διάγραμμα 8.122: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

Για το υποστύλωμα K6 στη πυλωτή παρατέθηκαν τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα για τη ροπή M2 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Στην άλλη διεύθυνση το υποστύλωμα έχει υποστεί μικρές βλάβες. Όπως παρατηρείται η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.00698$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.001454$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.005526$ rad. Συγκρίνοντας τη τιμή του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.00442$ rad και Γ- $\theta_y=0.01349$ rad προκύπτει ότι βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Για το τοίχωμα K8 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη.



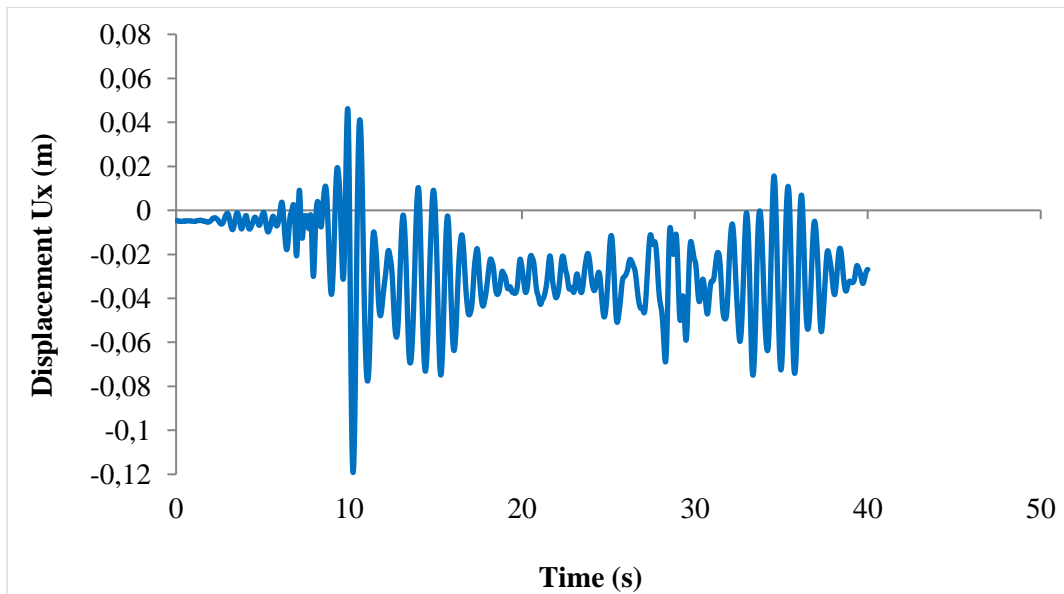
Διάγραμμα 8.123: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M2



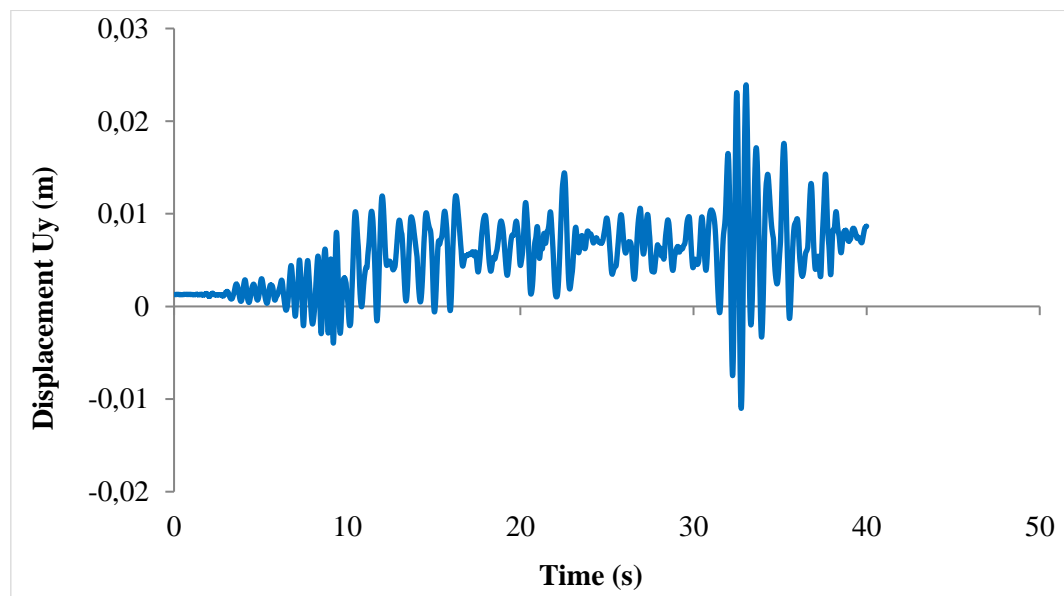
Διάγραμμα 8.124: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης τοιχώματος για ροπή M3

Το τοίχωμα και στις δύο διευθύνσεις έχει υποστεί ελαφριές βλάβες. Για τη ροπή M2 παρατηρείται ότι η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.000912$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.000187$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.000725$ rad. Για τη ροπή M3 η τιμή της στροφής θραύσης είναι $\theta_u=0.007858$ rad, της στροφής διαρροής $\theta_y=0.002052$ rad και συνεπώς η πλαστική στροφή είναι $\theta_{pl}=\theta_u-\theta_y=0.005806$ rad. Συγκρίνοντας τις τιμές του θ_{pl} με τις στάθμες επιτελεσματικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Β- $\theta_y=0.04476$ rad και Γ- $\theta_y=0.05692$ rad προκύπτει ότι και στις δύο διευθύνσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α.

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



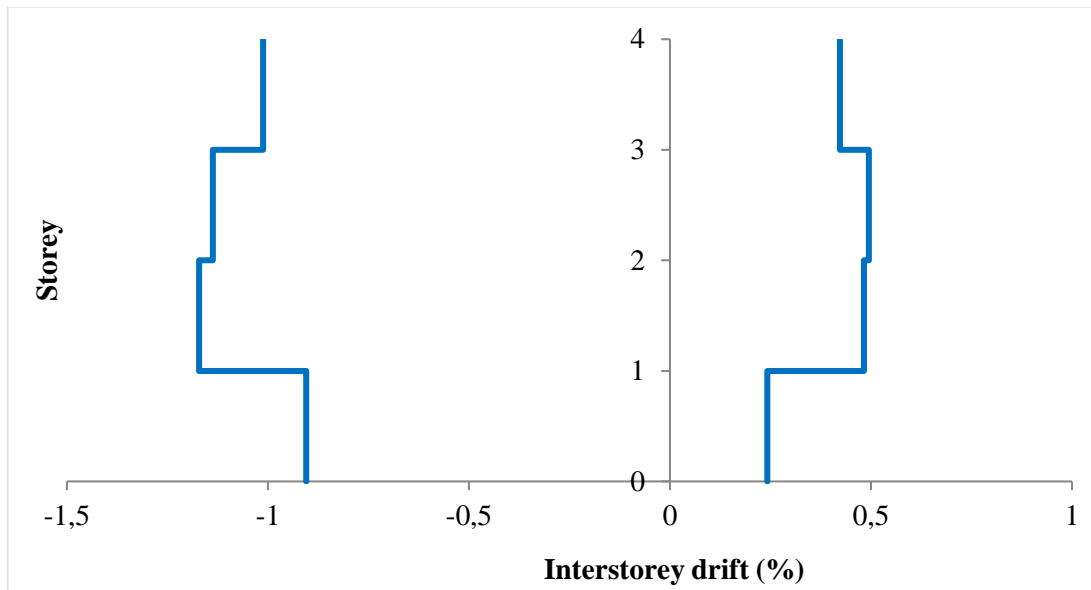
Διάγραμμα 8.125: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



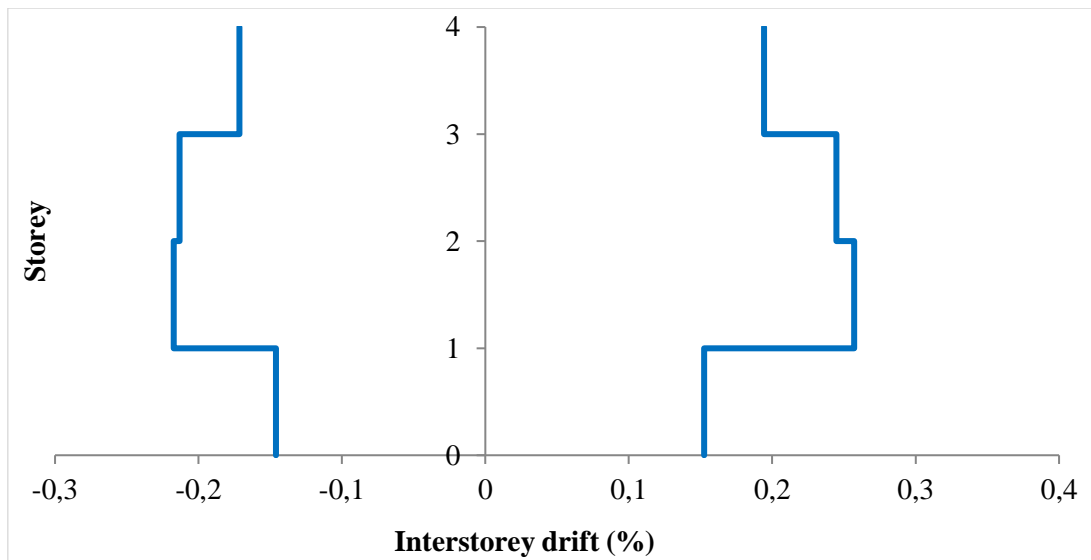
Διάγραμμα 8.126: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Στη διεύθυνση x η μέγιστη κατά απόλυτη τιμή μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 12cm. Παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 3cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 2.4cm. Παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 7mm.

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 1.17% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση x και στο 0.26% για την άλλη διεύθυνση.

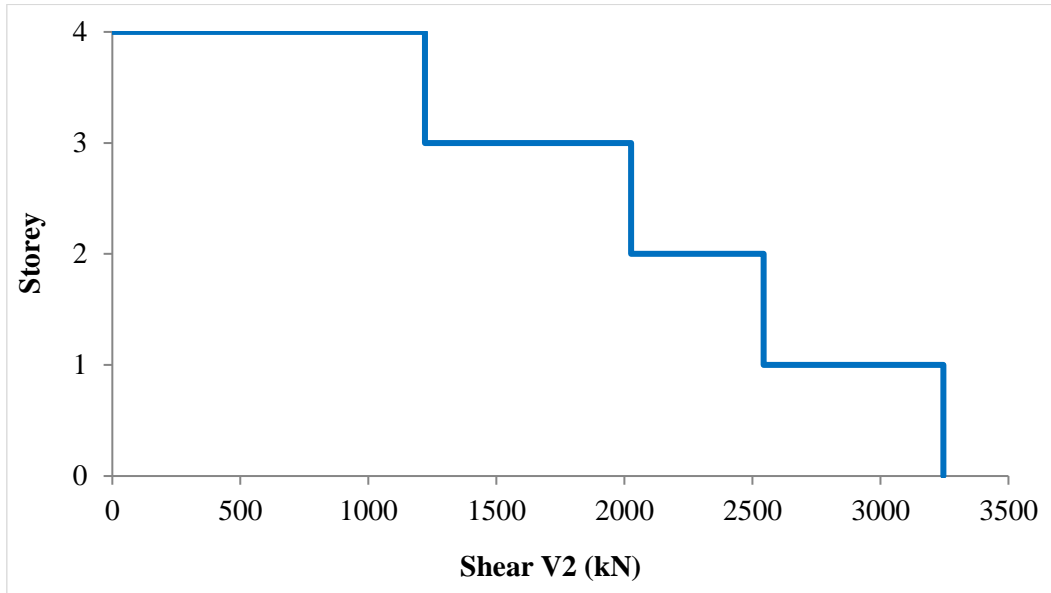


Διάγραμμα 8.127: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

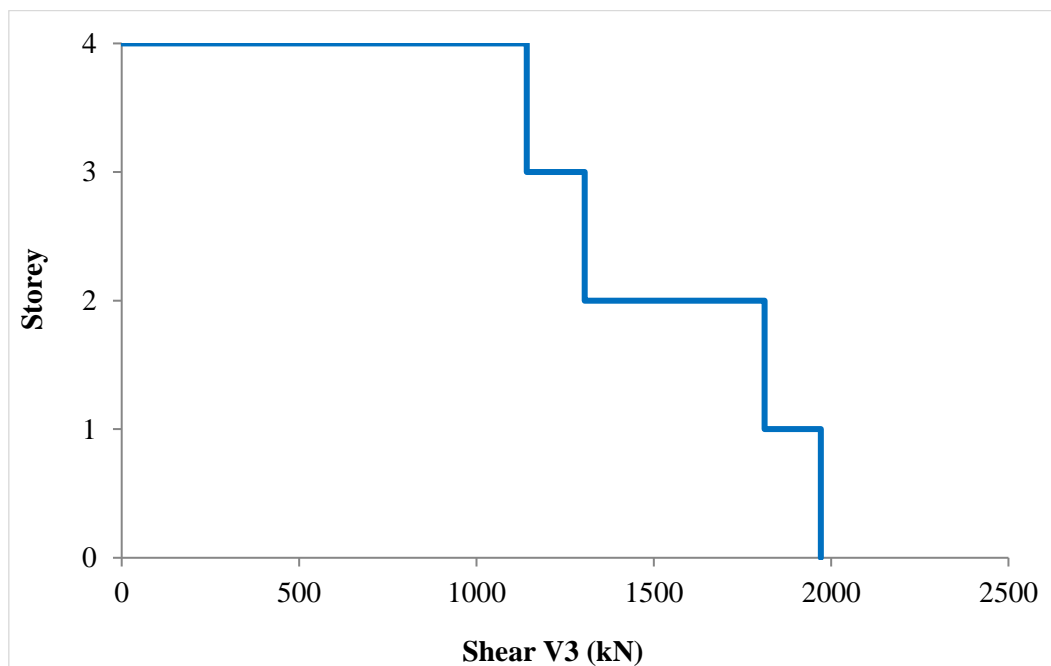


Διάγραμμα 8.128: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας είναι περίπου 3246 kN και εντοπίζεται στη στάθμη της πυλωτής, ενώ στον άξονα 3 είναι περίπου 1971 kN και εντοπίζεται επίσης στη στάθμη της πυλωτής.

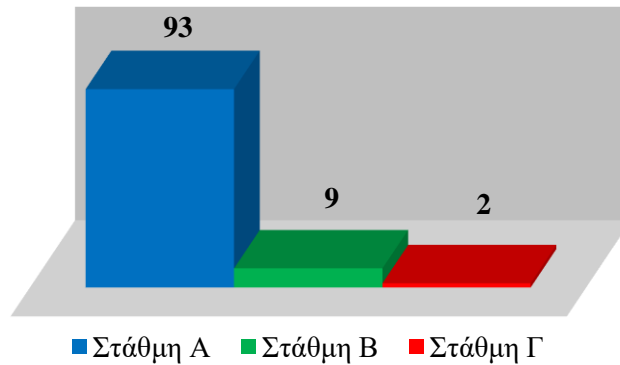


Διάγραμμα 8.129 : Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο

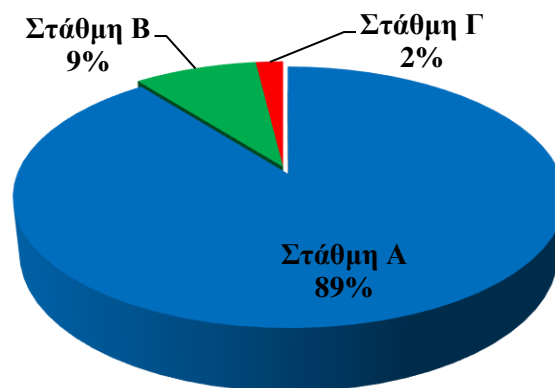


Διάγραμμα 8.130 : Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

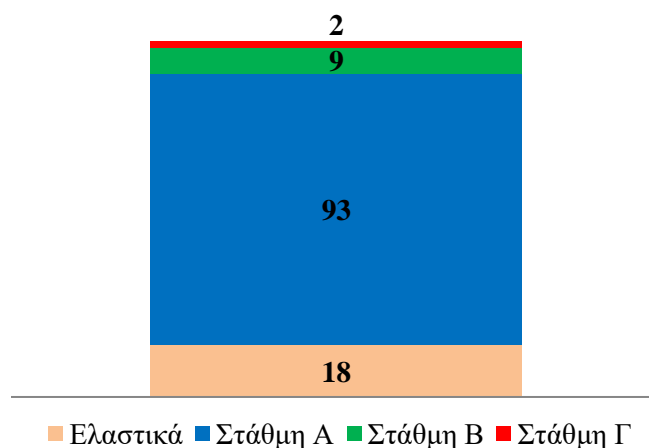
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.76: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



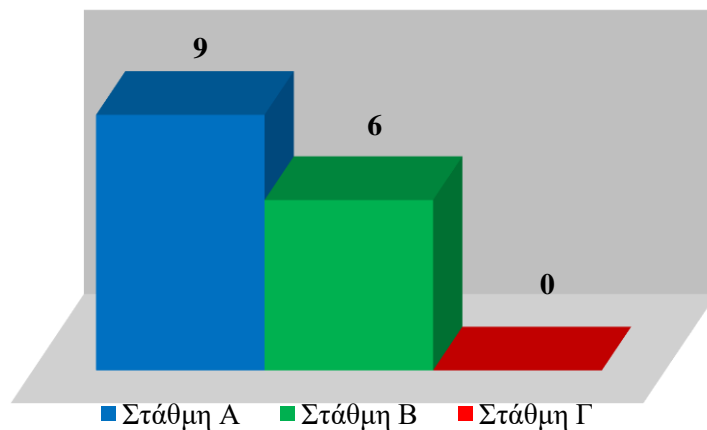
Εικόνα 8.77: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



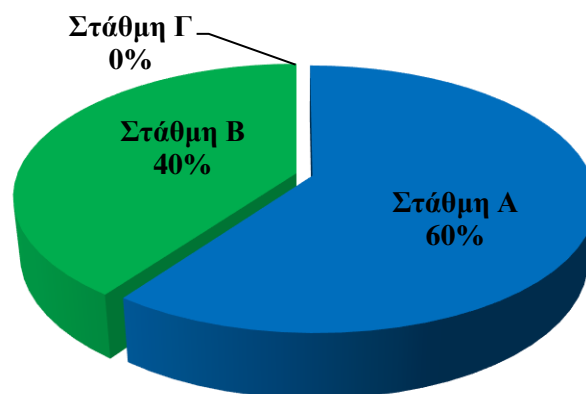
Εικόνα 8.78: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 85% πλαστικά. Το 89% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 9% στη στάθμη Β και μόλις το 2% στη Γ.

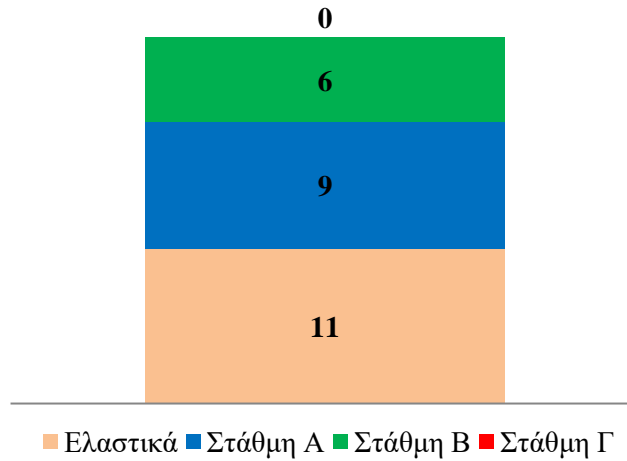
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 2 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.79: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



Εικόνα 8.80: Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



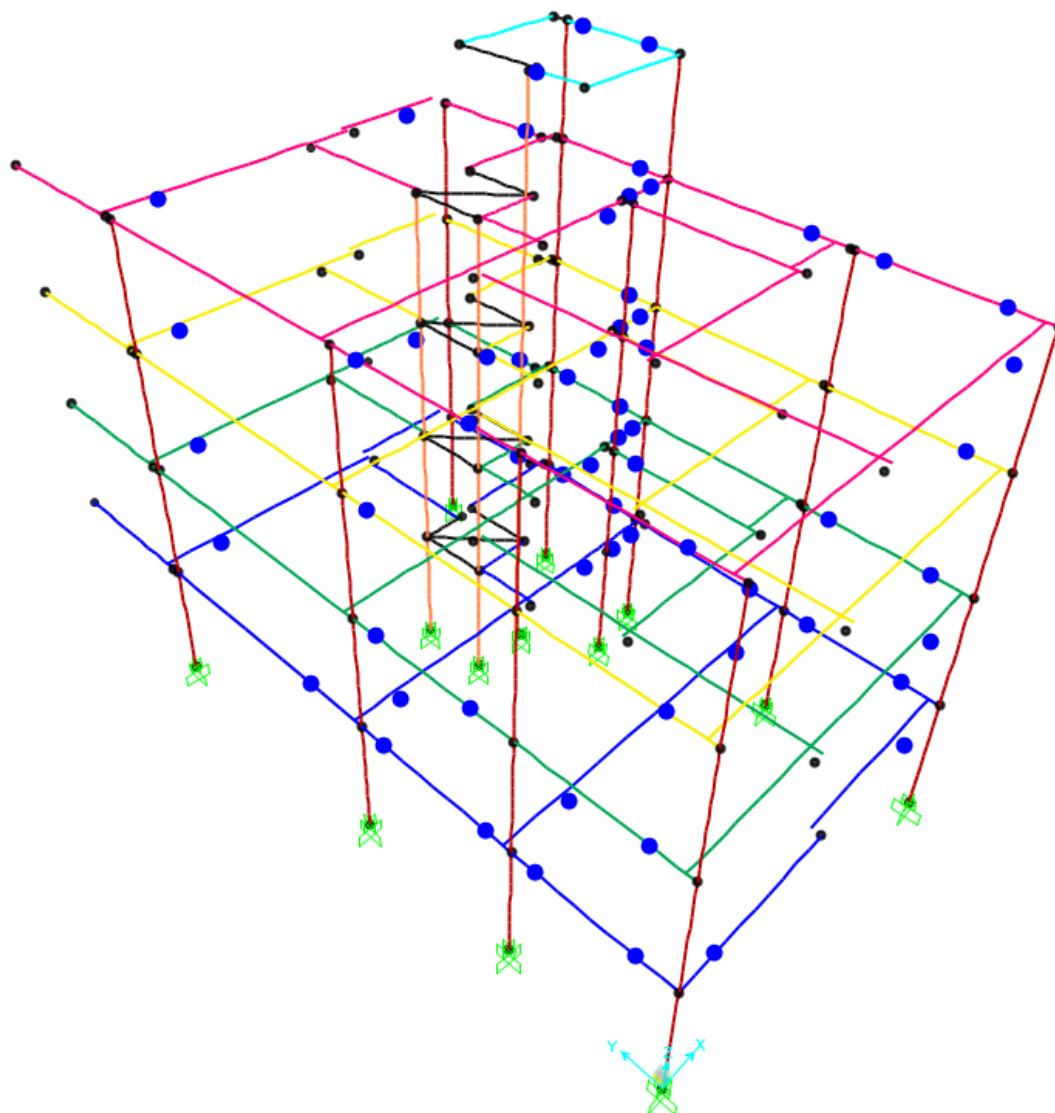
Εικόνα 8.81: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 42% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 58% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 60% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 40% στη στάθμη Β.

Μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.

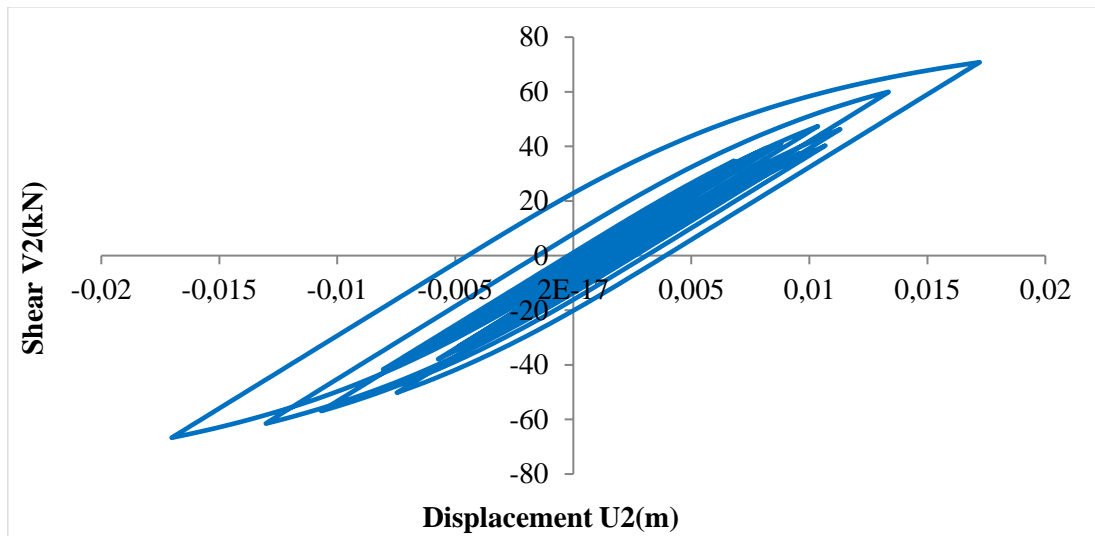
- **Φόρτιση $x+0.3y$**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Landers. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.

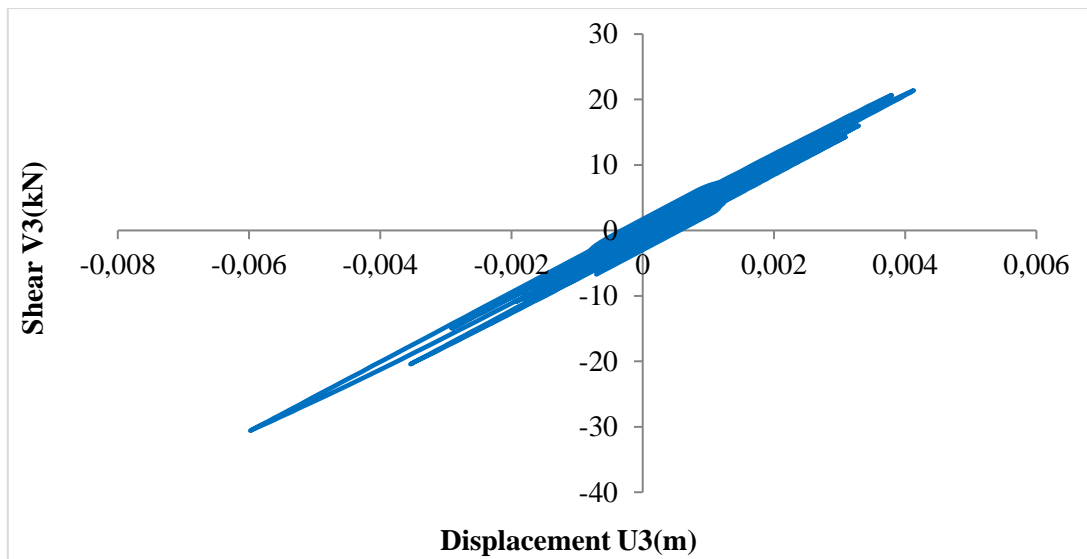


Εικόνα 8.82 : Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκού

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα στη διεύθυνση 3 είναι ελαστική.

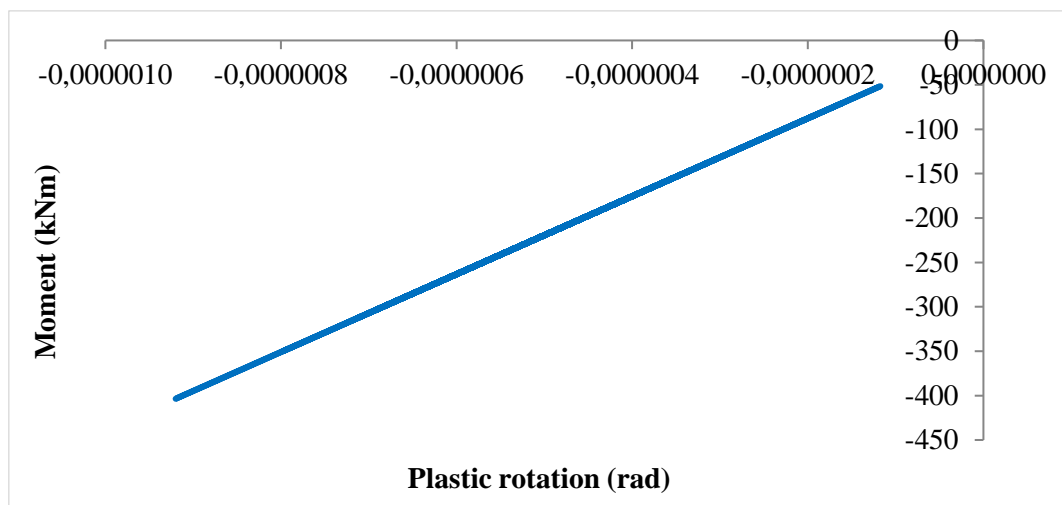


Διάγραμμα 8.131: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U2



Διάγραμμα 8.132: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U3

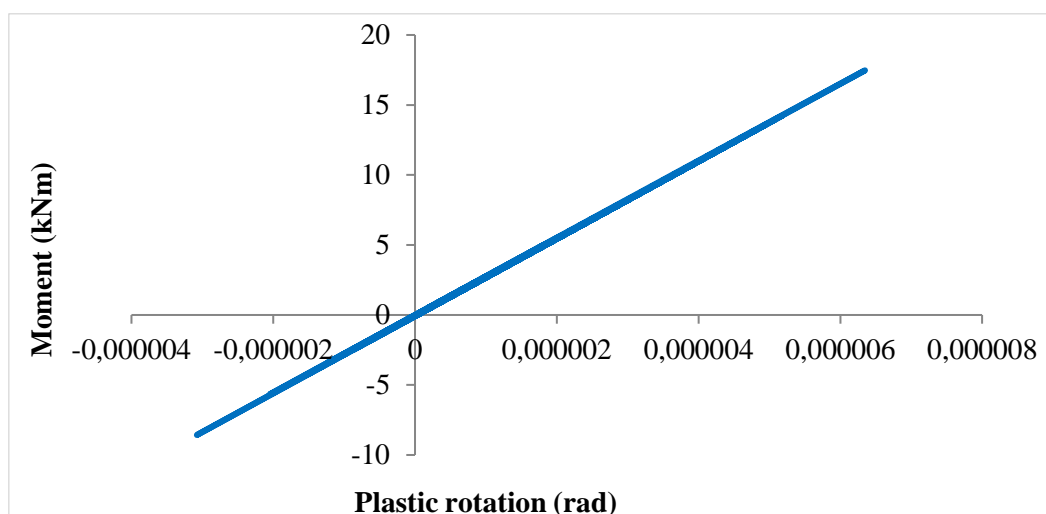
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



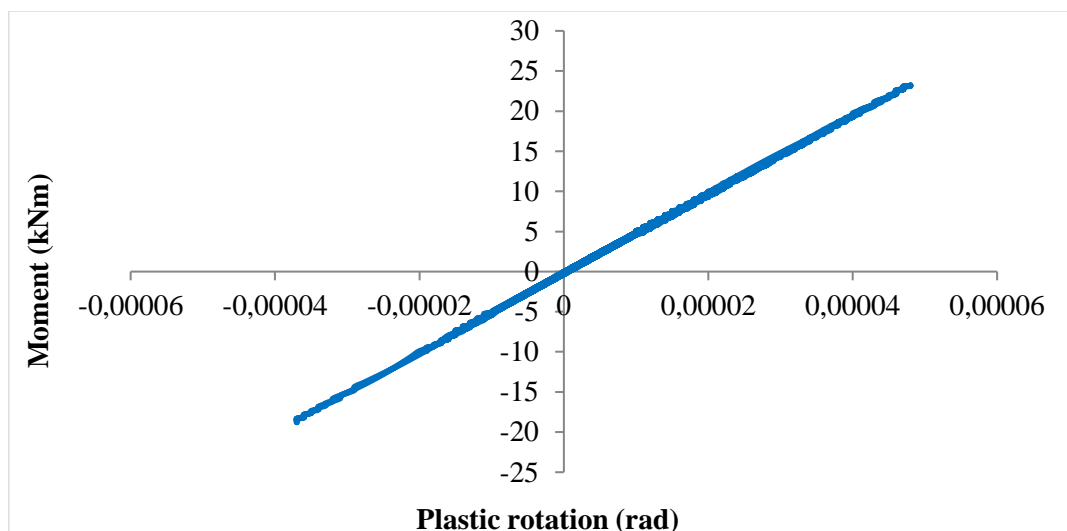
Διάγραμμα 8.133: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στρόφι της δοκού Δ1 στη στάθμη 3. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή Μ2 όσο και για τη ροπή Μ3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρονται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα.



Διάγραμμα 8.134: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή Μ2

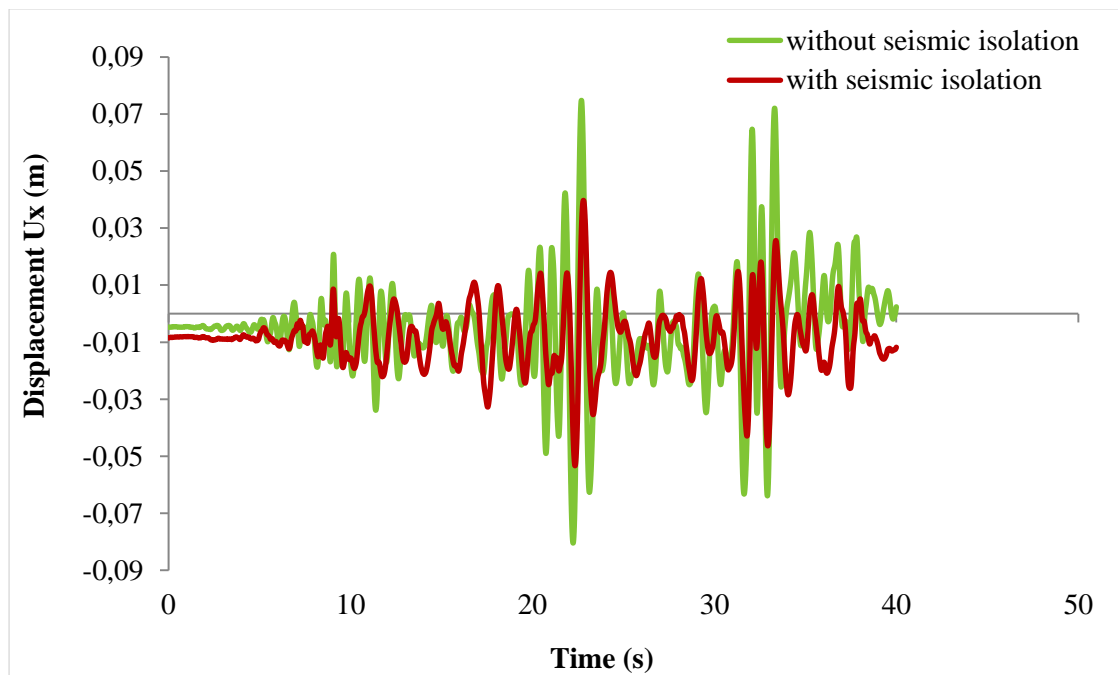


Διάγραμμα 8.135: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστύλωματος για ροπή M3

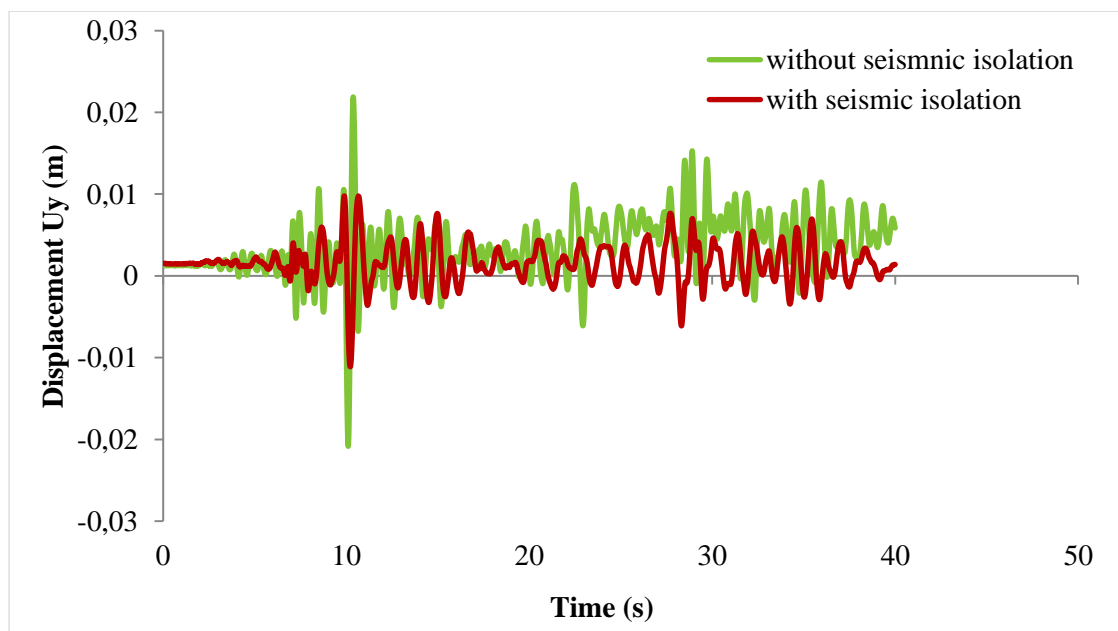
Για το υποστύλωμα K5 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στον άξονα 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B.

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση και στις δύο διευθύνσεις βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνησης κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



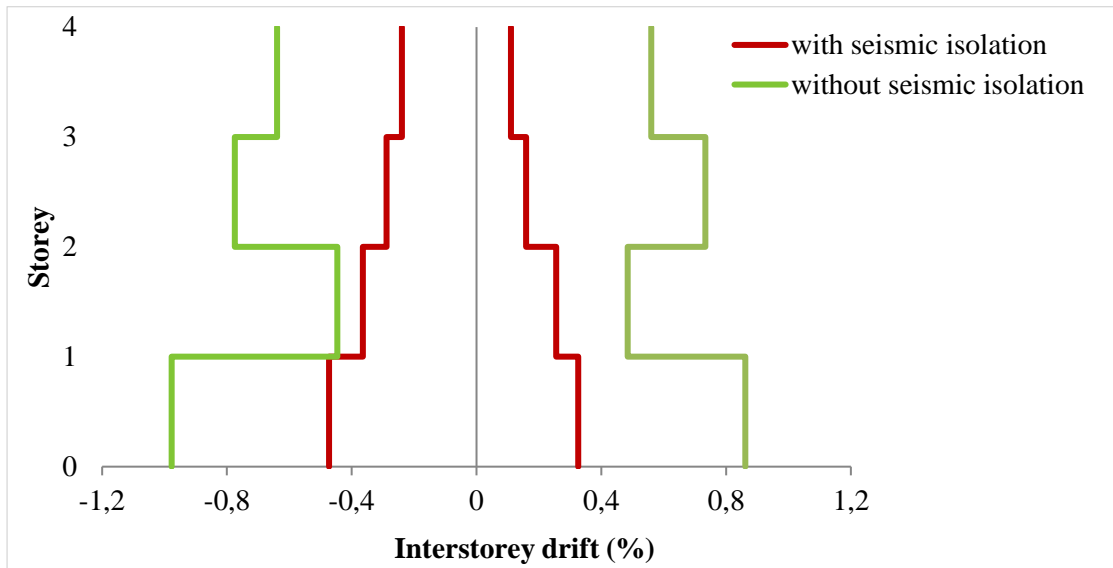
Διάγραμμα 8.136: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



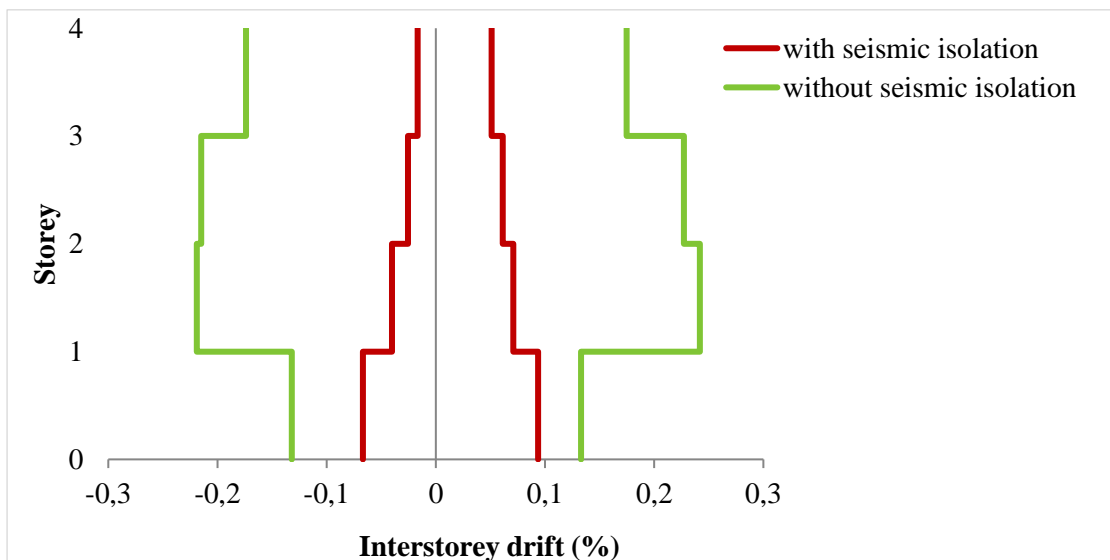
Διάγραμμα 8.137: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και τις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο διάγραμμα είναι μικρής τάξεως, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη.

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

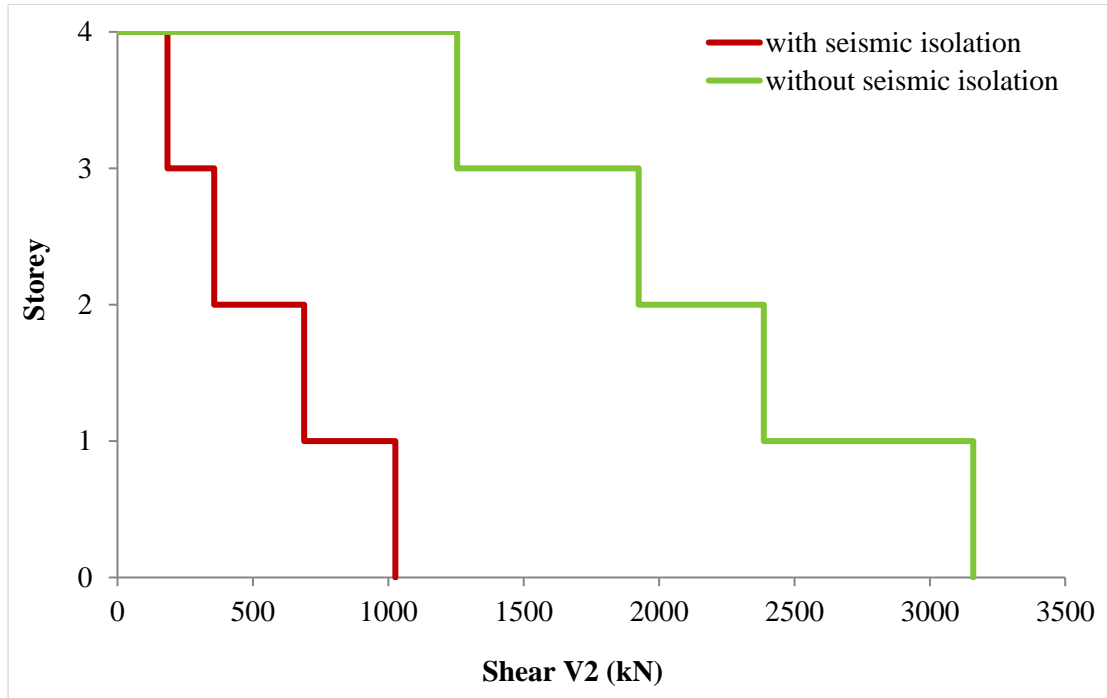


Διάγραμμα 8.138: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

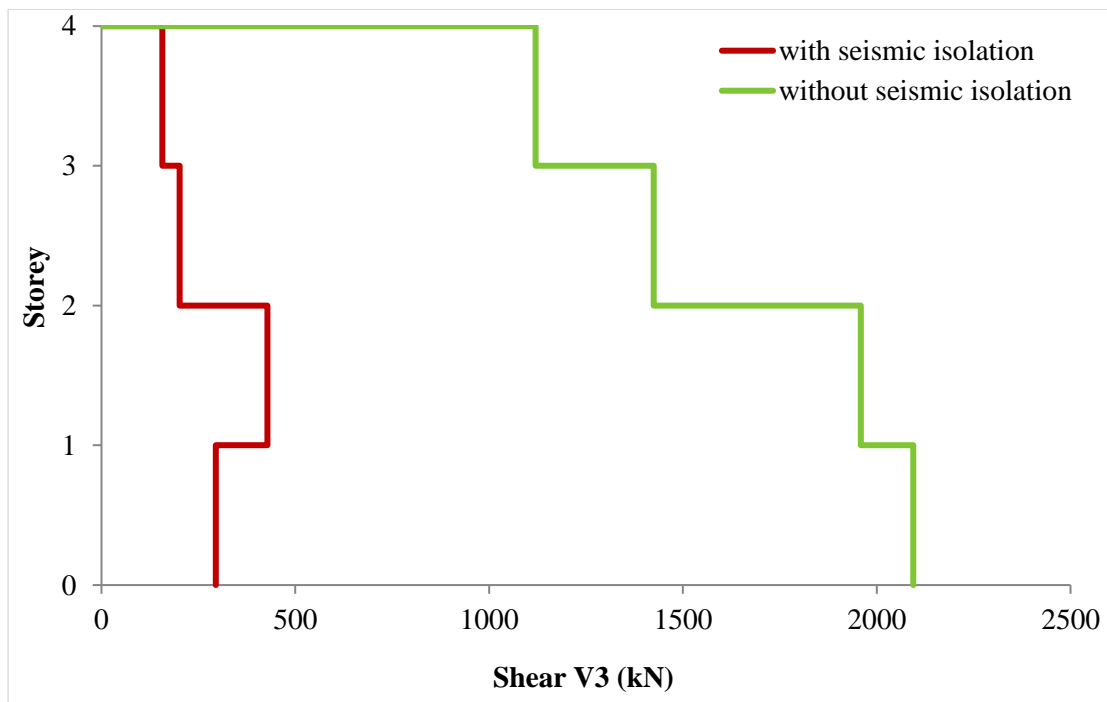


Διάγραμμα 8.139: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 68%, ενώ στον άξονα 3 κατά 80% περίπου.



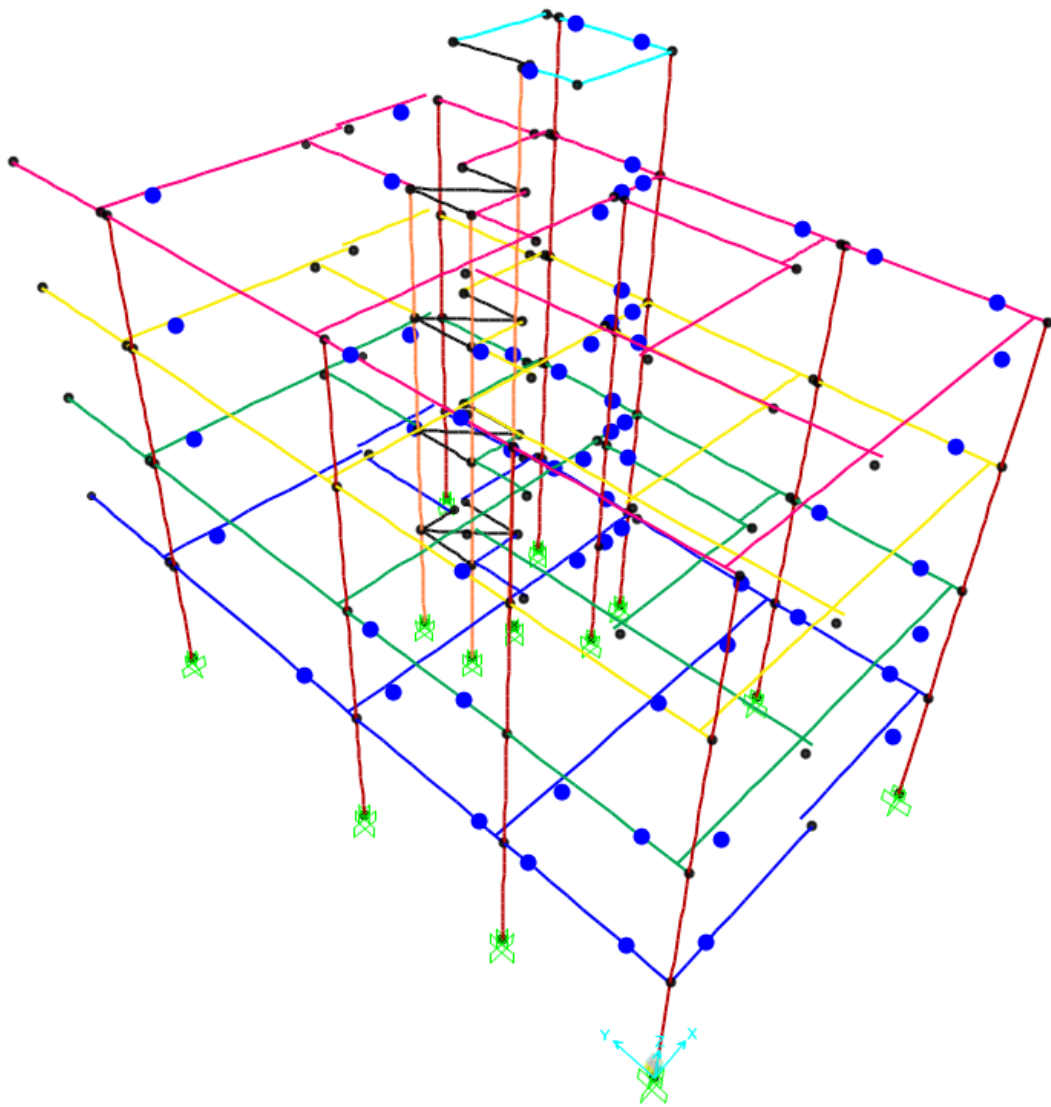
Διάγραμμα 8.140: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο



Διάγραμμα 8.141: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

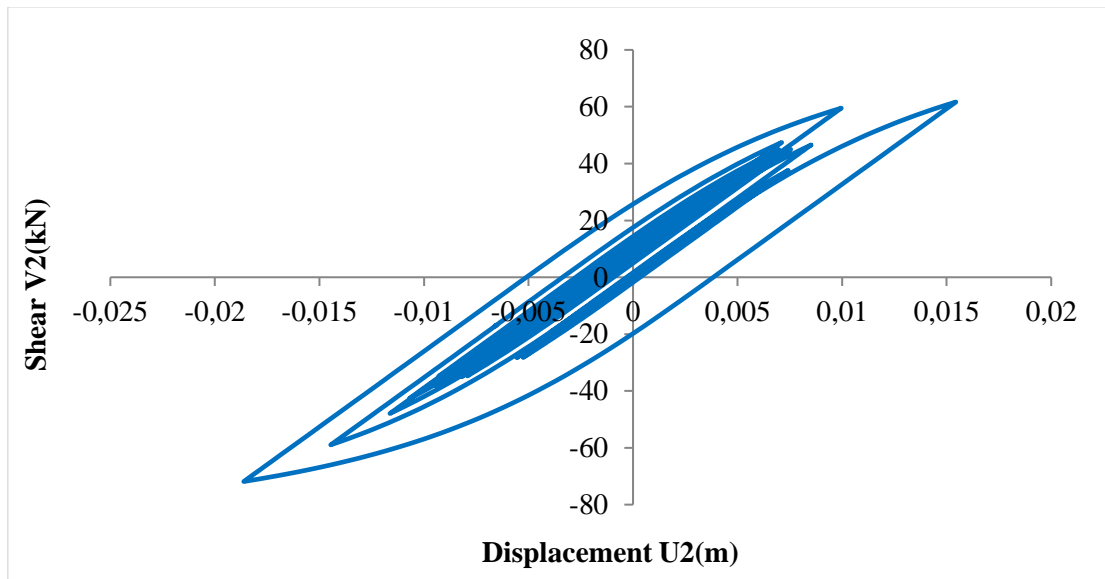
- **Φόρτιση $y+0.3x$**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Landers. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.

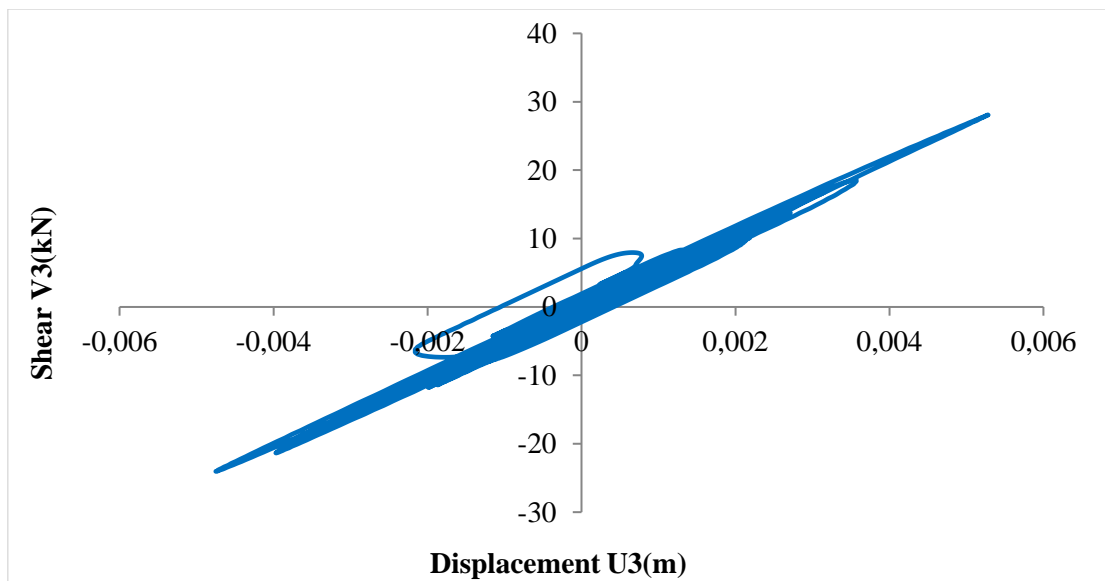


Εικόνα.8.83: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η υστερητική απόκριση ενός μονωτήρα και στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η απόκριση του μονωτήρα στη διεύθυνση 3 είναι ελαστική.

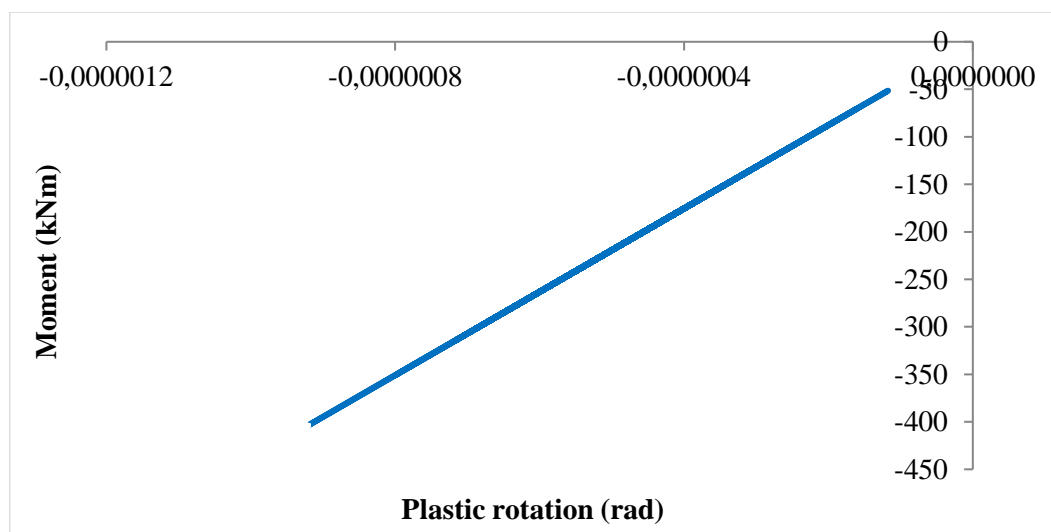


Διάγραμμα 8.142: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U2



Διάγραμμα 8.143: Διάγραμμα υστέρησης μονωτήρα για απόσβεση U3

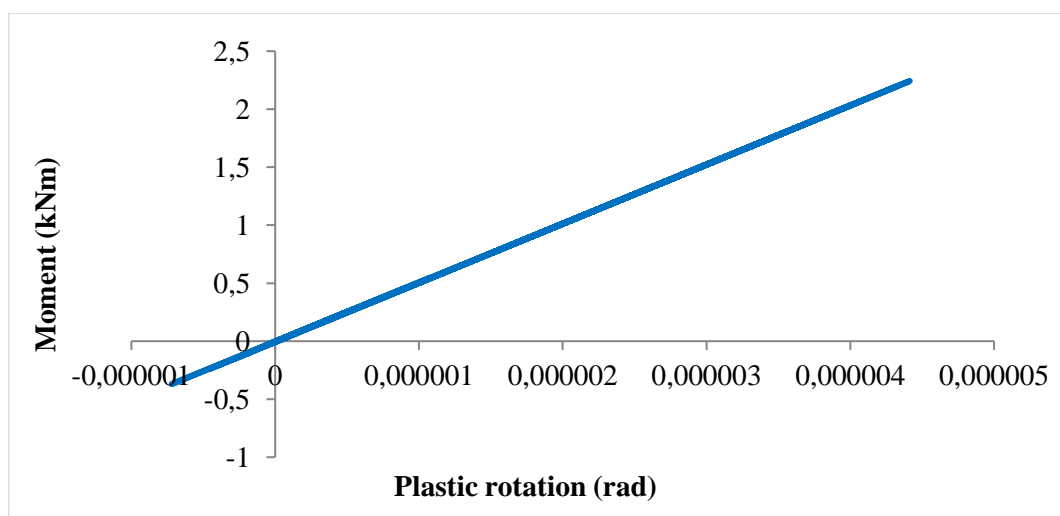
Μετά την ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:



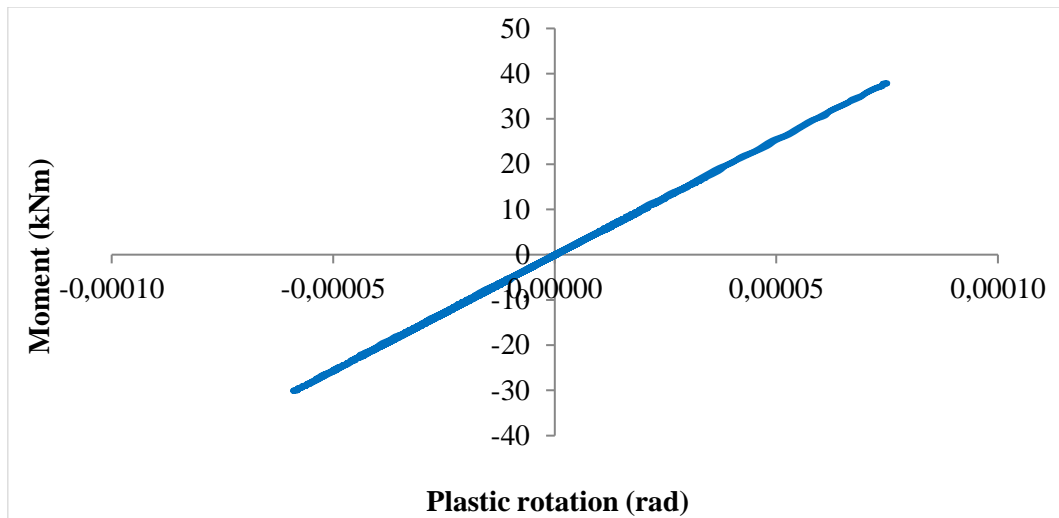
Διάγραμμα 8.144: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης δοκού

Πρόκειται για το διάγραμμα ροπής στη διεύθυνση 3 με την αντίστοιχη στρόφη της δοκού Δ1 στη στάθμη της πυλωτής. Η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι σχεδόν γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, δηλαδή είχε υποστεί σημαντικές βλάβες.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρονται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής - στροφής για τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε ένα υποστύλωμα.



Διάγραμμα 8.145: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M2

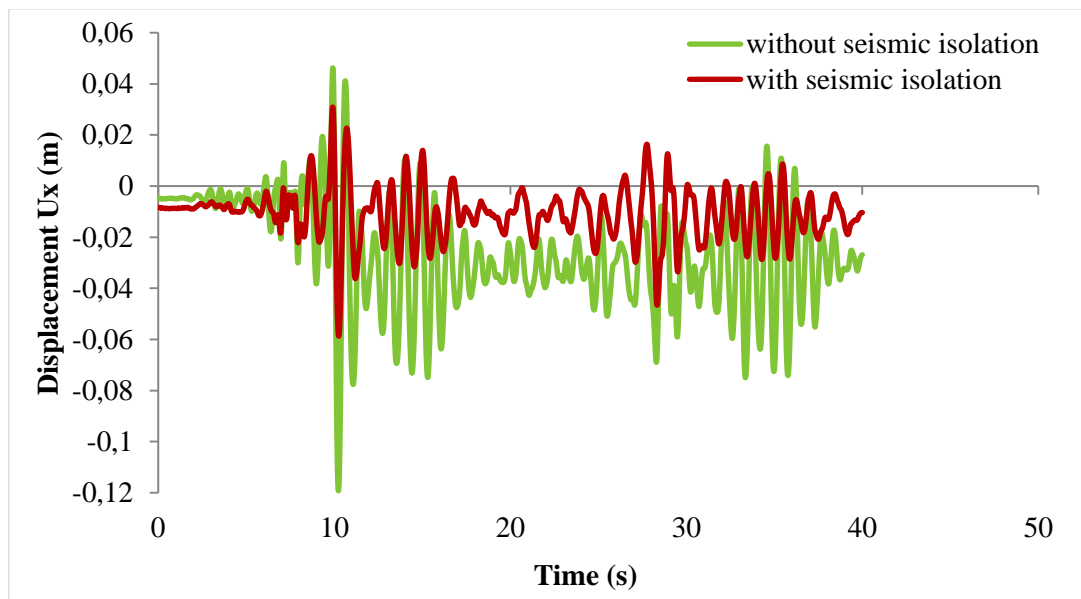


Διάγραμμα 8.146: Διάγραμμα ροπής - στροφής άρθρωσης υποστυλώματος για ροπή M3

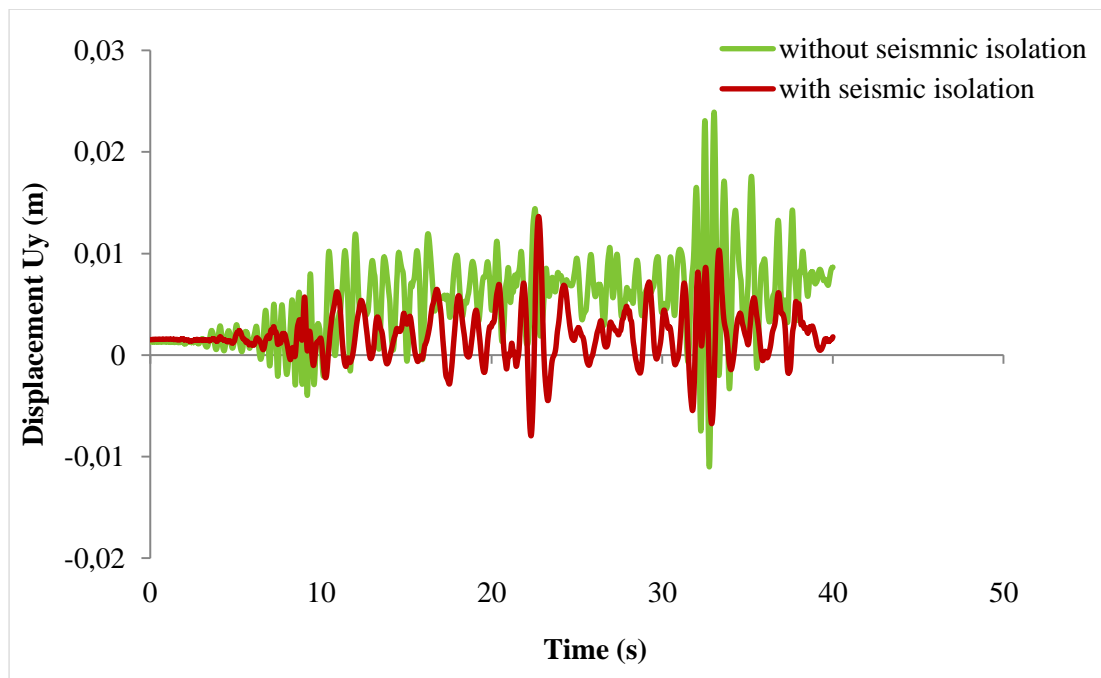
Για το υποστύλωμα K6 στη πυλωτή παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τους άξονες 2 και 3, καθώς αυτό υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Το υποστύλωμα τόσο για τη ροπή M2, όσο και τη ροπή M3 συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση στον άξονα 3 άνηκε στη στάθμη επιτελεστικότητας B.

Ομοίως και το τοίχωμα K8 στη πυλωτή εμφανίζει ελαστική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις. Τα διαγράμματα ροπής – στροφής προκύπτουν πλήρως γραμμικά. Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είχε παρατηρηθεί ότι η εξεταζόμενη πλαστική άρθρωση και στις δύο διευθύνσεις βρισκόταν στη στάθμη επιτελεστικότητας A.

Παρακάτω παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα της μετακίνηση κορυφής του κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του.



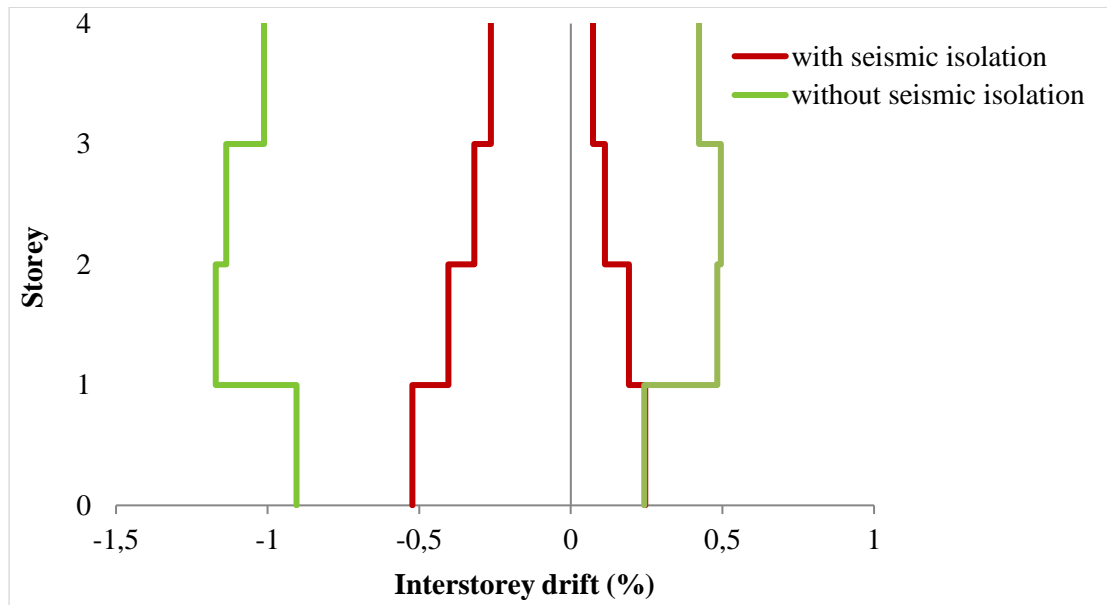
Διάγραμμα 8.147: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση x



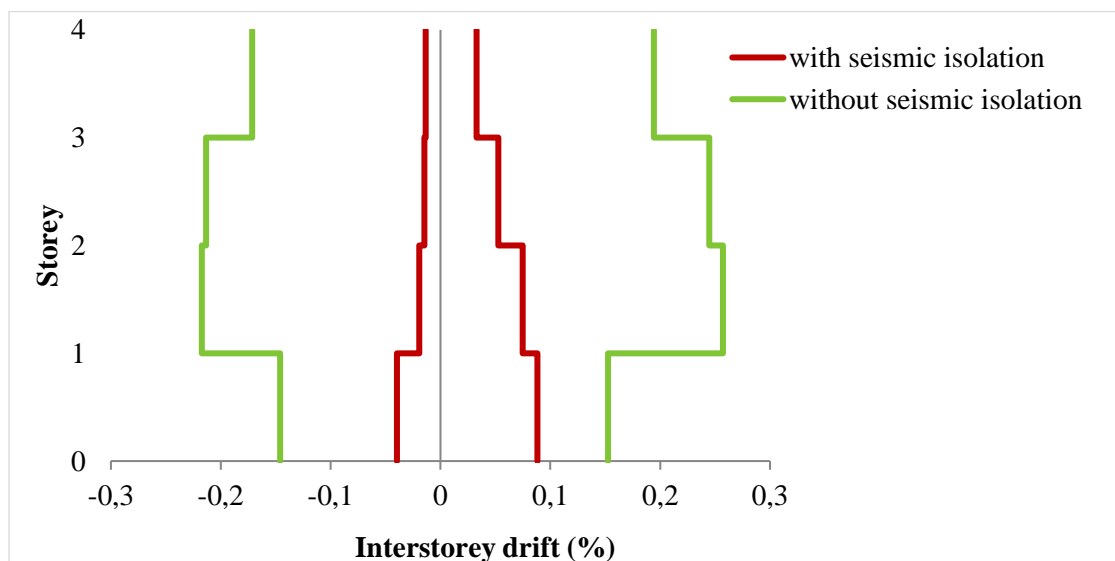
Διάγραμμα 8.148: Μετακίνηση κορυφής στη διεύθυνση y

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι φανερό ότι λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και στις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση που φαίνεται στο διάγραμμα είναι μικρής τάξεως, σαφώς μειωμένη σε σχέση με το μη μονωμένο κτίριο, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη.

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

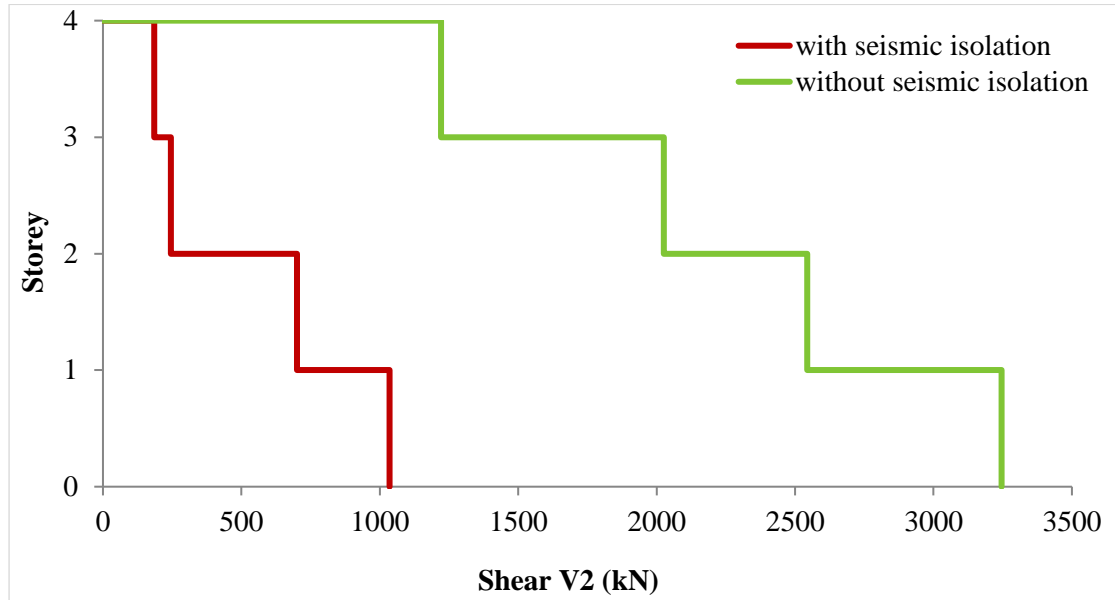


Διάγραμμα 8.149: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση x

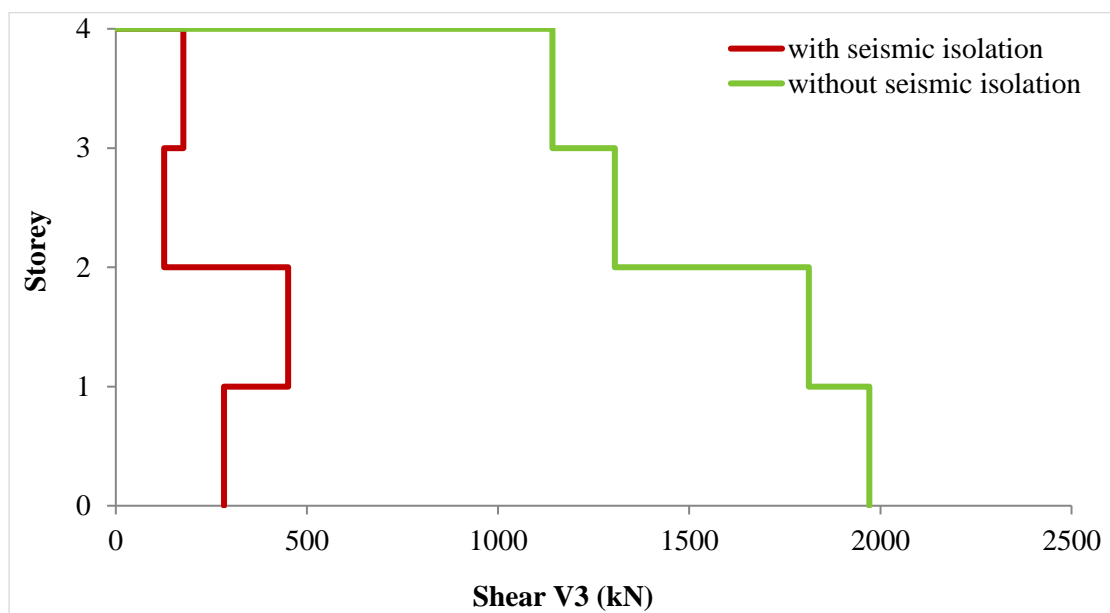


Διάγραμμα 8.150: Σχετική μετακίνηση ορόφου στη διεύθυνση y

Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα κατά απόλυτη τιμή αθροίσματα των τεμνουσών δυνάμεων για τους άξονες 2 και 3 σε κάθε στάθμη του υπό μελέτη κτιρίου πριν και μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Παρατηρείται ότι στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 68%, ενώ στον άξονα 3 κατά 77% περίπου.



Διάγραμμα 8.151: Συνολική τέμνουσα V2 σε κάθε όροφο



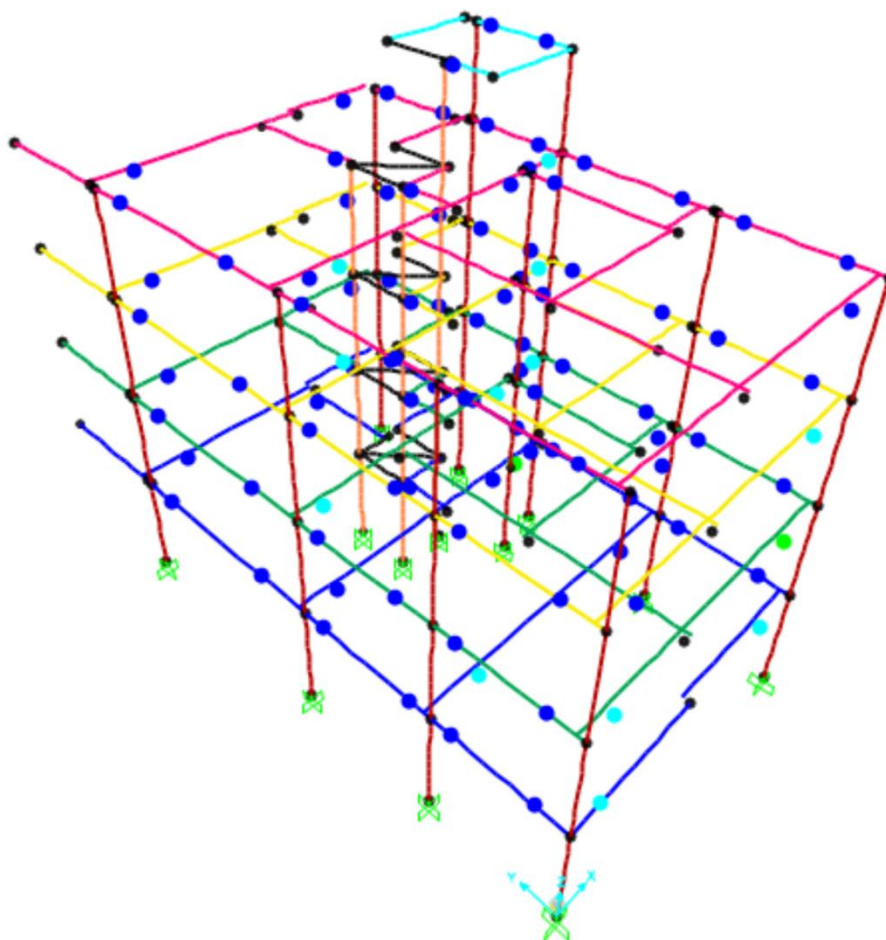
Διάγραμμα 8.152: Συνολική τέμνουσα V3 σε κάθε όροφο

8.6 Συνοπτικά αποτελέσματα λοιπών σεισμών

8.6.1 Σεισμός Northridge

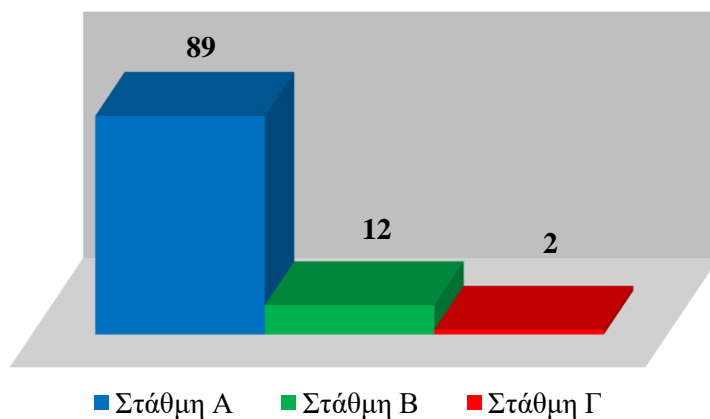
- ❖ Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης
- Φόρτιση $x+0.3y$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Northridge. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, 12 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Πλαστική άρθρωση που βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκε στη δοκό Δ6 της πρώτης στάθμης και στη δοκό Δ1 της δεύτερης στάθμης.

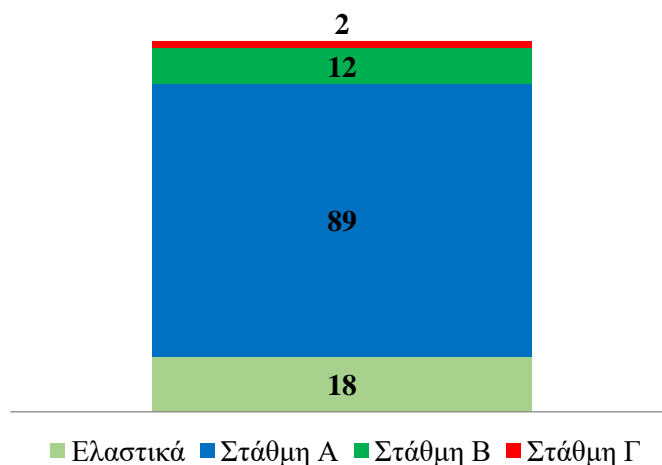


Εικόνα 8.84: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.85: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

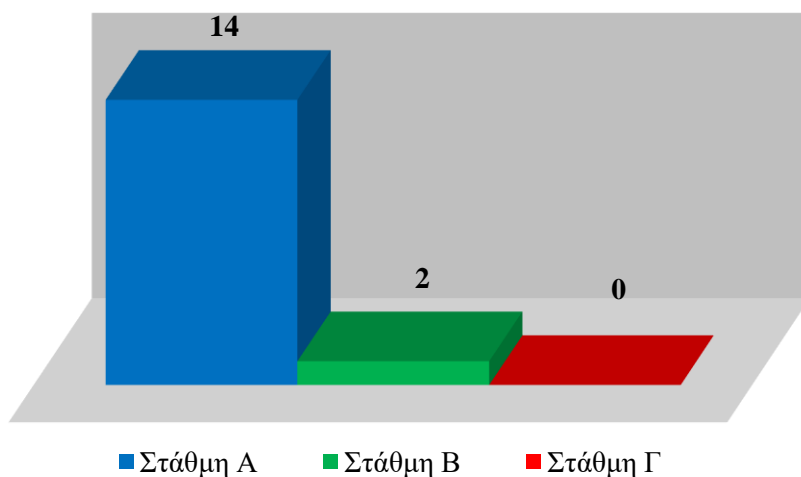


Εικόνα 8.86: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

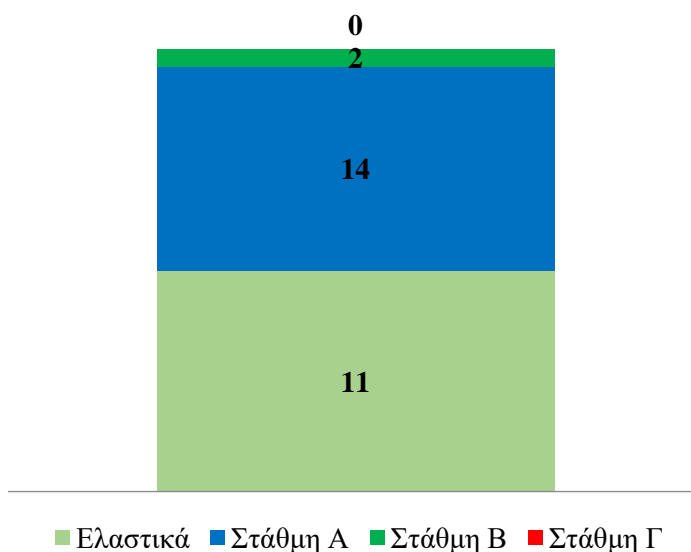
Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 85% πλαστικά. Το 87% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 12% στη στάθμη Β και μόλις το 2% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26.

➤ **Ροπή M2**

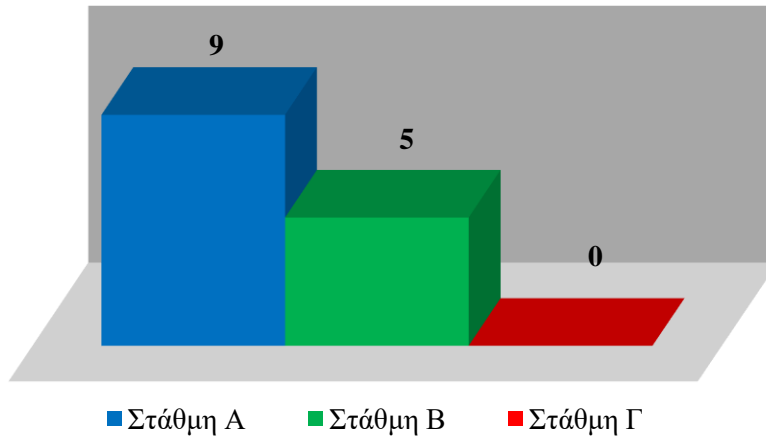


Εικόνα 8.87: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

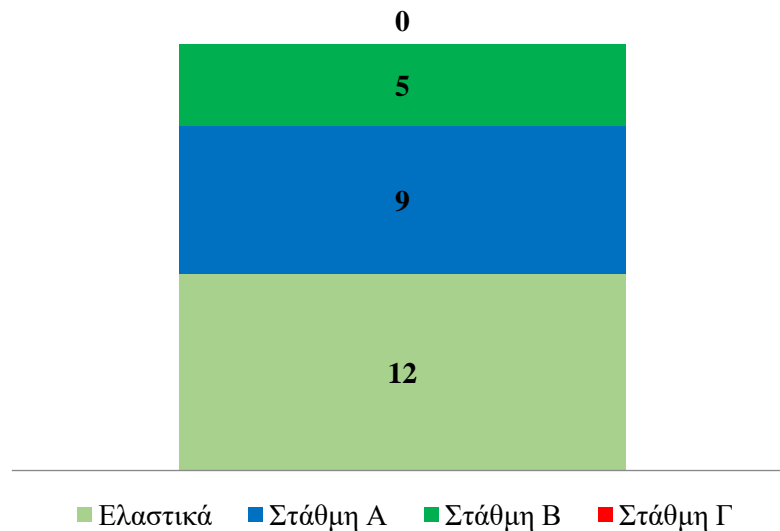


Εικόνα 8.88: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

➤ Ροπή M3



Εικόνα 8.89: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

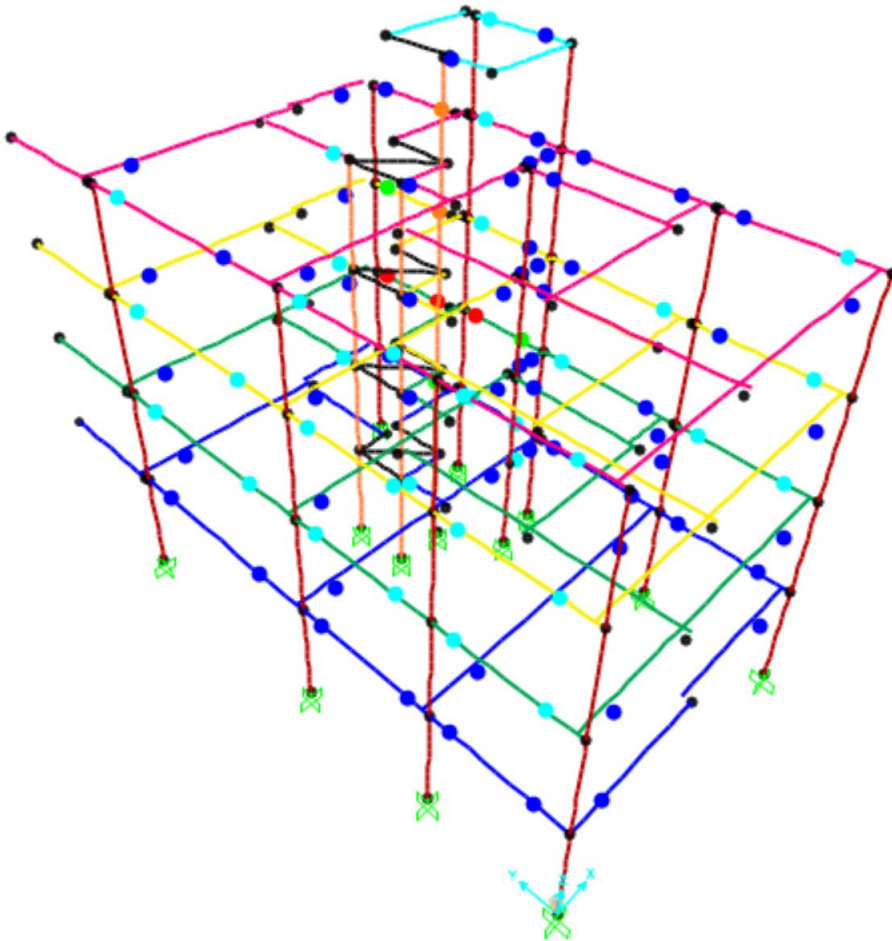


Εικόνα 8.90: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M2 το 38% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 62% μπόηκε στη πλαστική περιοχή. Το 88% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 12% στη στάθμη Β. Για τη ροπή M3 το 46% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 54% πλαστικά. Το 64% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 36% στη στάθμη Β.

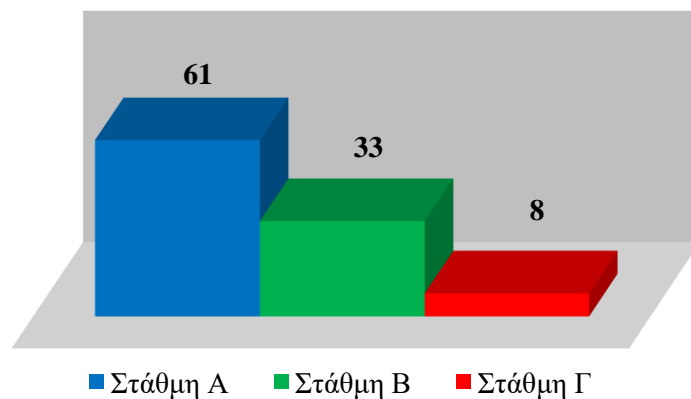
- Φόρτιση $y+0.3x$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Northridge. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης.

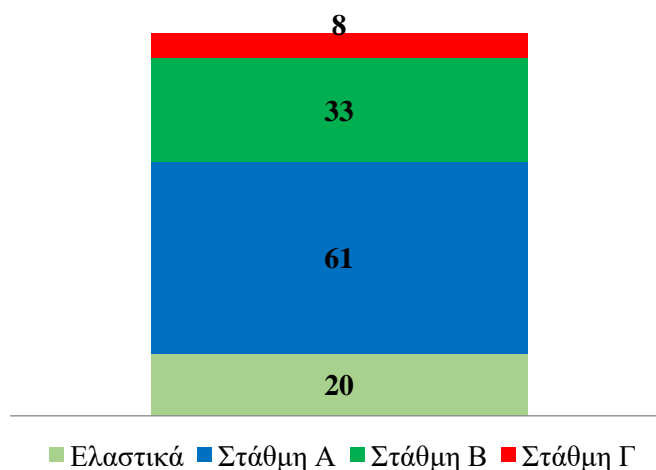


Εικόνα 8.91: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.92: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

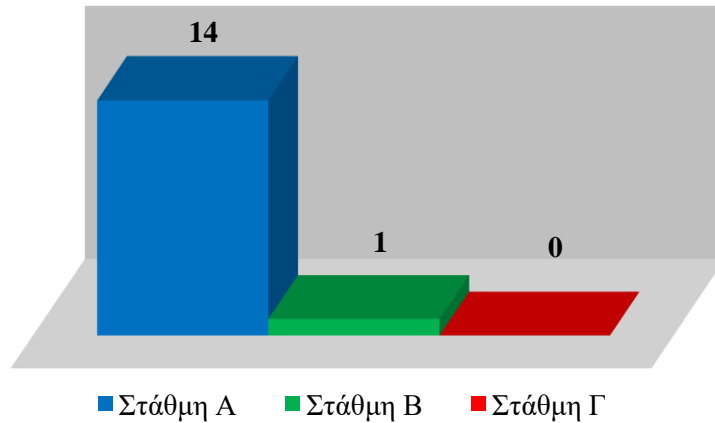


Εικόνα 8.93: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

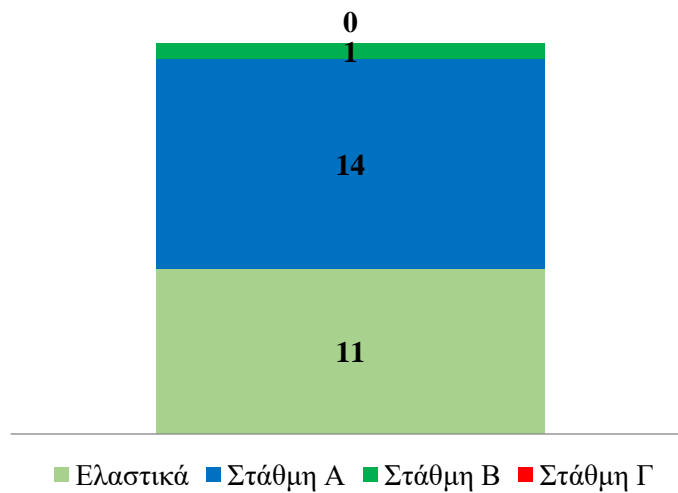
Όσον αφορά τα δοκάρια το 16% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 84% πλαστικά. Το 60% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 32% στη στάθμη Β και το 8% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26.

➤ **Ροπή M2**

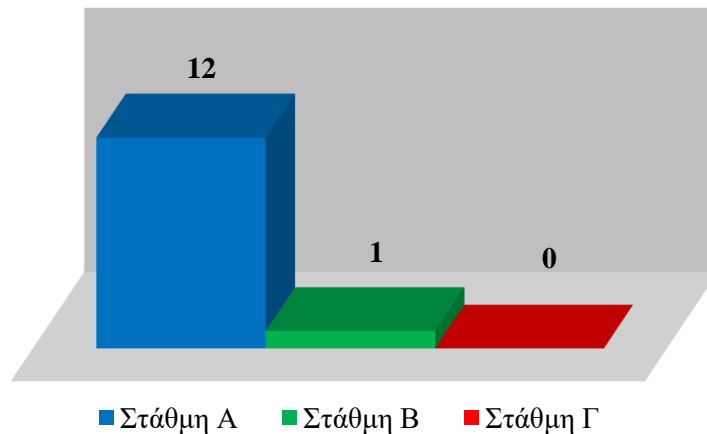


Εικόνα 8.94: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

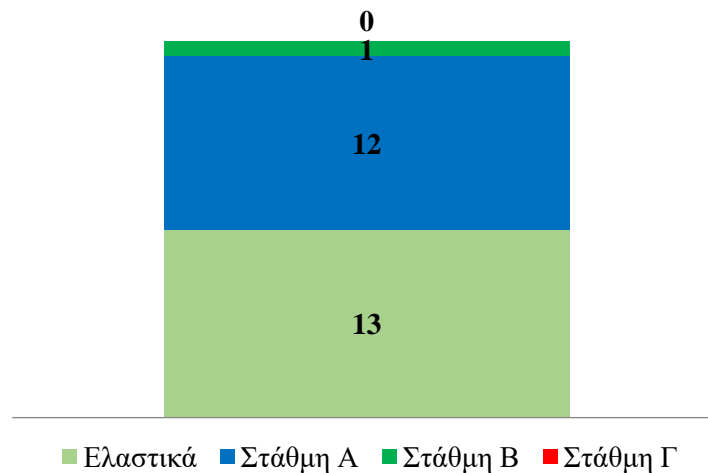


Εικόνα 8.95: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

➤ **Ροπή M3**



Εικόνα 8.96: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



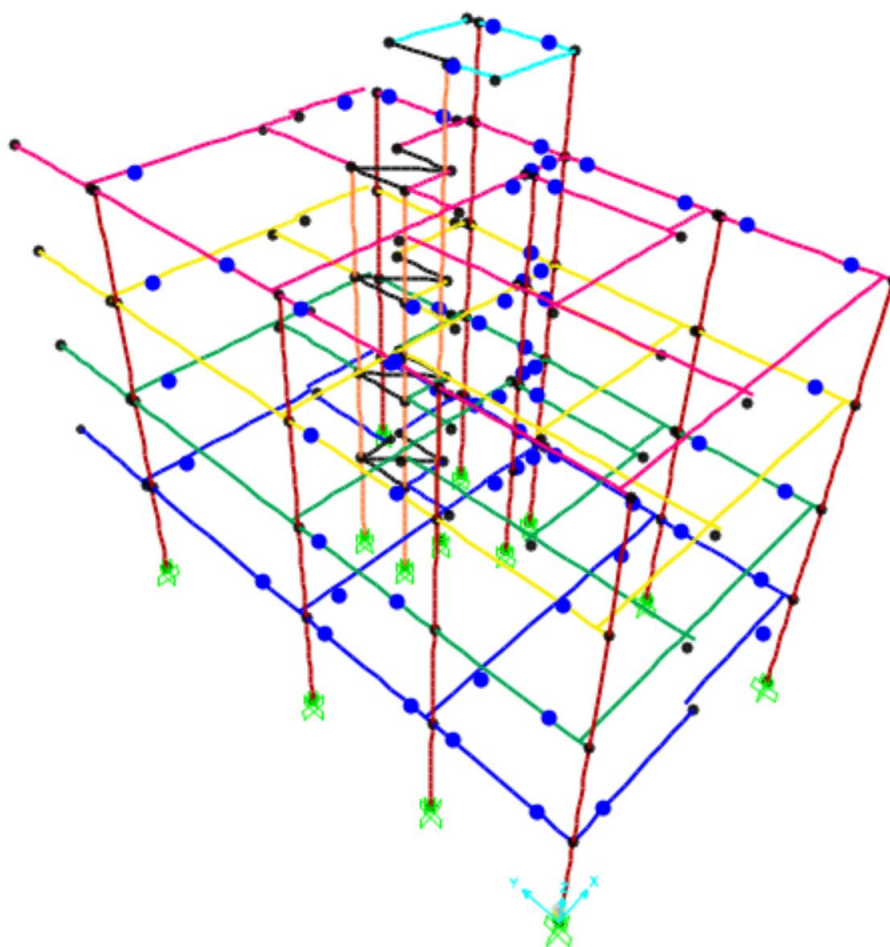
Εικόνα 8.97: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M2 το 42% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 58% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 93% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A και το 7% στη στάθμη B. Για τη ροπή M3 το 50% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 50% πλαστικά. Το 92% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A και το 8% στη στάθμη B.

❖ **Μετά την εφαρμογή της μόνωσης.**

• **Φόρτιση $x+0.3y$**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Northridge. Παρατηρείται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ανήκουν σε κάποια στάθμη επιτελεστικότητας έχουν σαφώς μειωθεί σημαντικά και όλες ανήκουν στην στάθμη Α. Η συμπεριφορά τους είναι σχεδόν ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στρώσης.

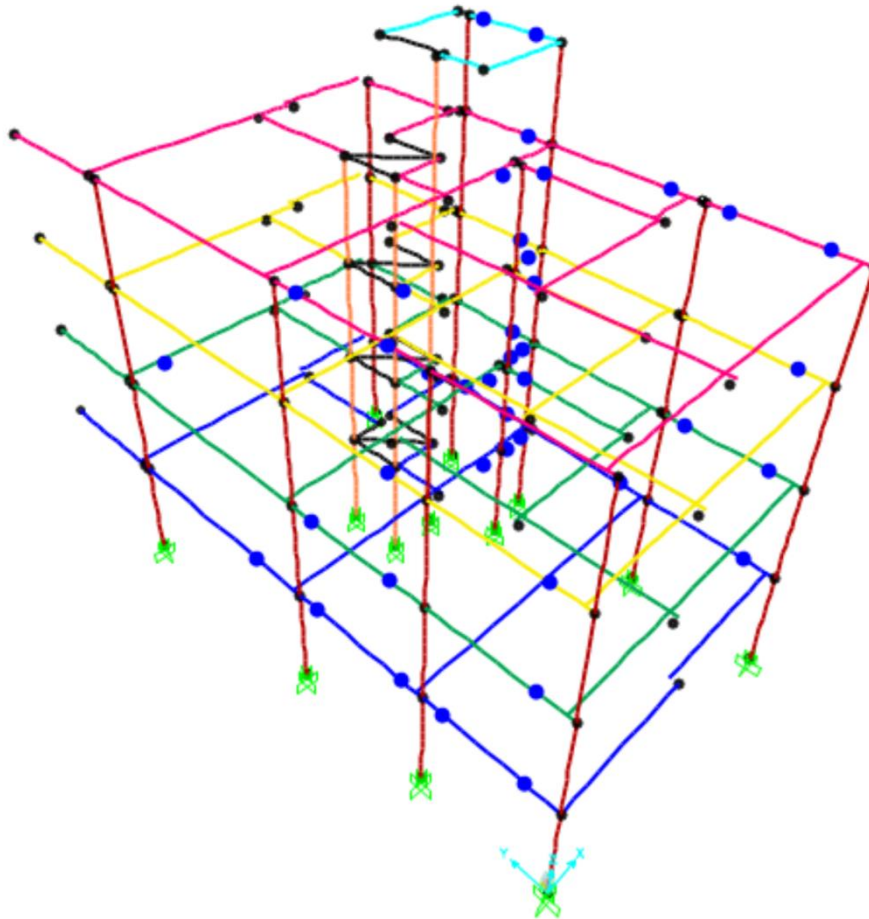


Εικόνα 8.98: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στρώσης είναι απολύτως γραμμική.

- Φόρτιση $y+0.3x$

Ομοίως και για την φόρτιση αυτή με βάση την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς που παρουσιάζεται σχηματικά παρακάτω παρατηρούμε ότι αφενός οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν μειωθεί ικανοποιητικά αφετέρου ανήκουν όλες στην στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.



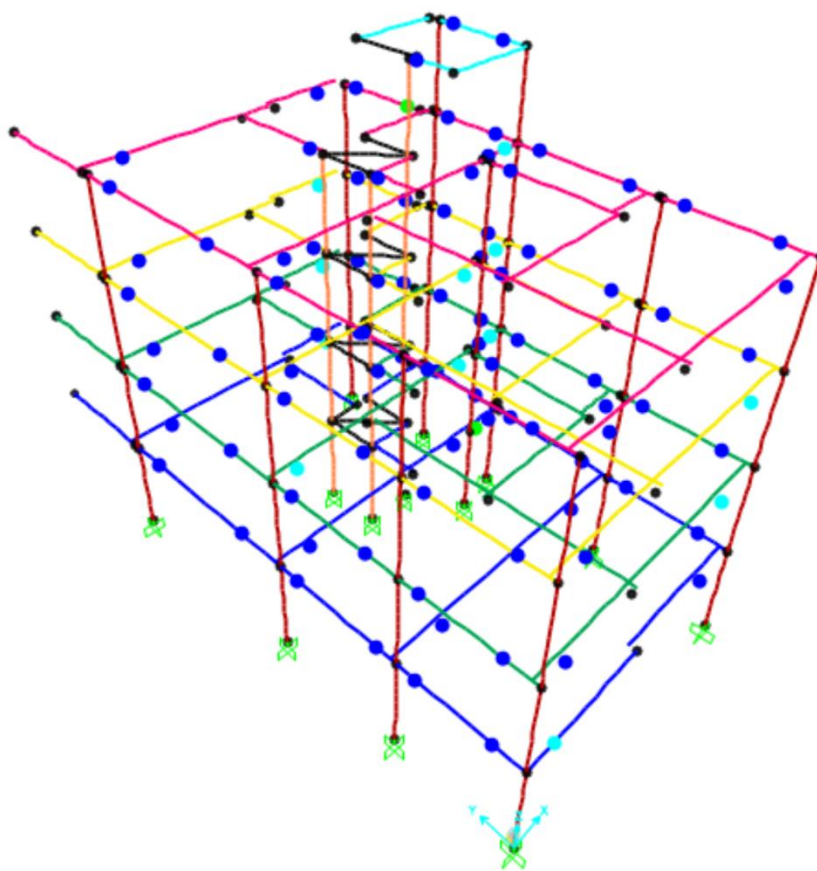
Εικόνα 8.99: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική.

8.6.2 Σεισμός Chuetsu

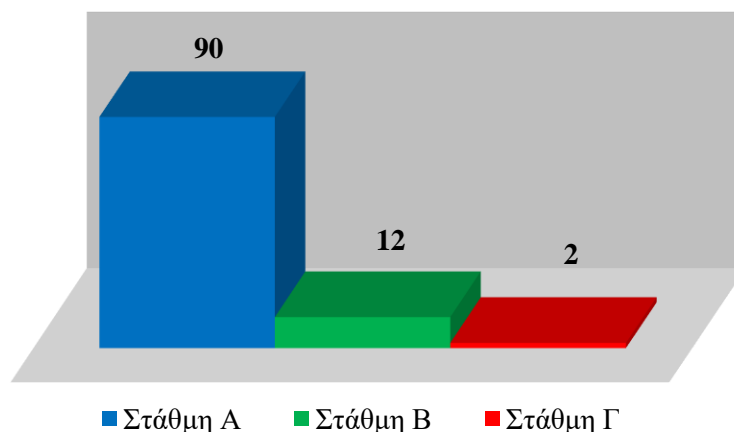
- ❖ Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης
 - Φόρτιση $x+0.3y$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Chuetsu. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, 12 βρίσκονται στη στάθμη Β. Πλαστική άρθρωση που βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκε στη δοκό Δ6 της πρώτης στάθμης και στη δοκό Δ25 της τέταρτης στάθμης.

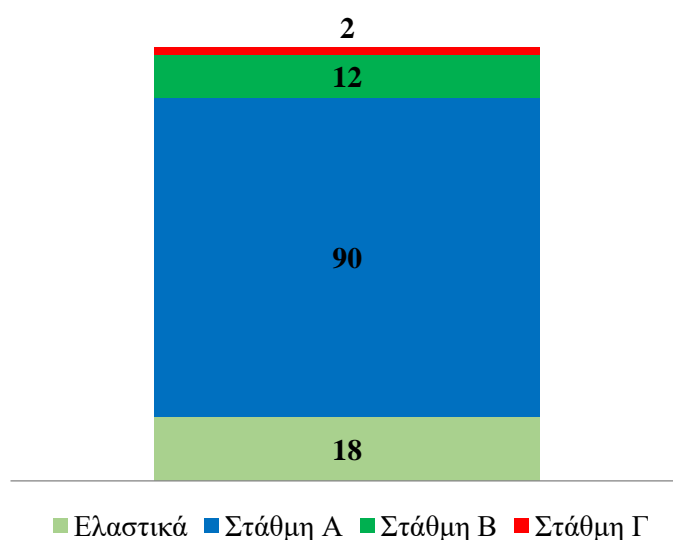


Εικόνα 8.100: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.101: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

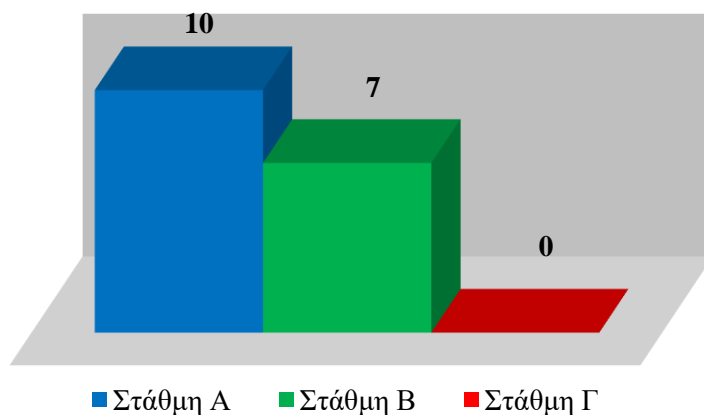


Εικόνα 8.102: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

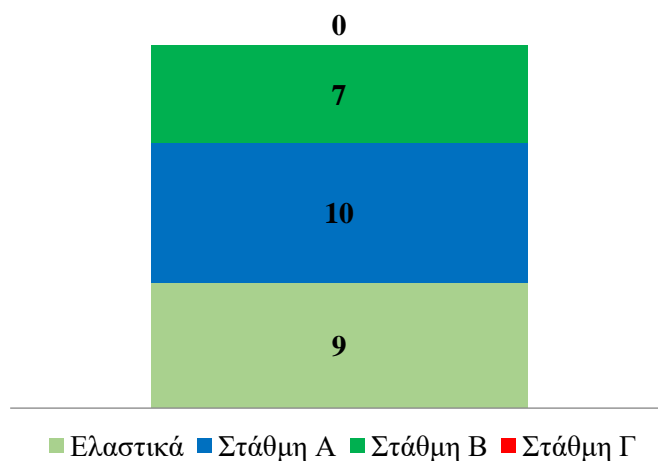
Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 85% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 86% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 12% στη στάθμη Β και μόλις το 2% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 6 από τις πιθανές

θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.103: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεσματικότητας

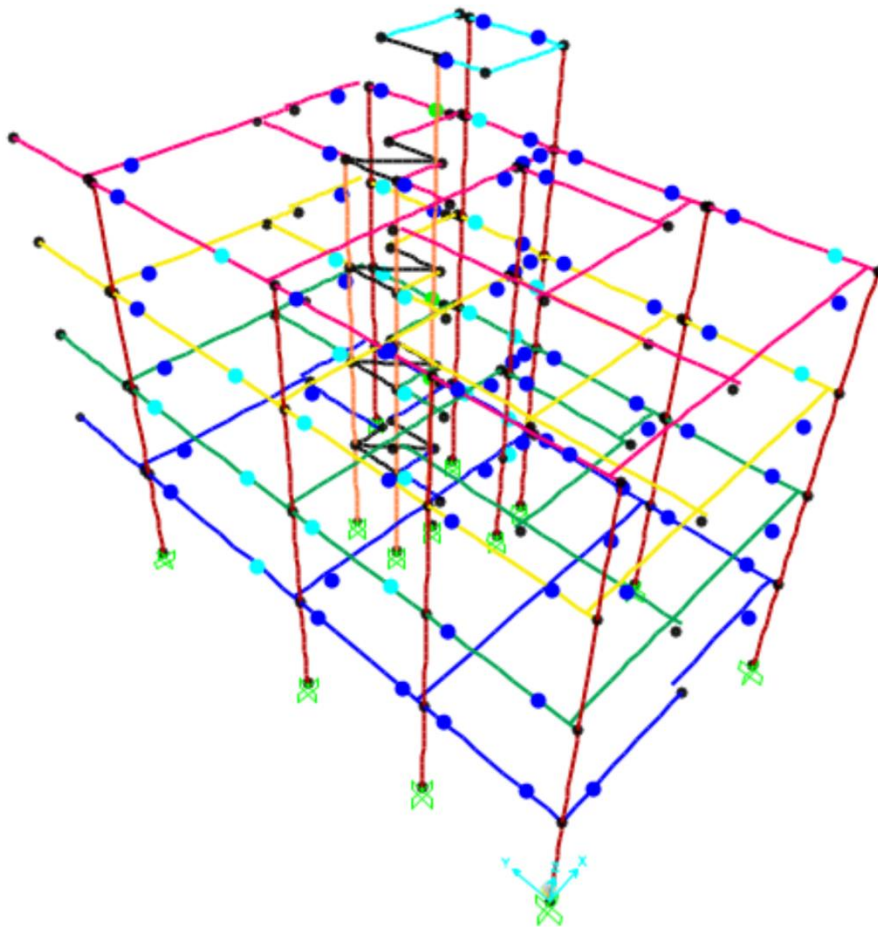


Εικόνα 8.104: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεσματικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή Μ3 το 34% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 66% πλαστικά. Το 59% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεσματικότητας Α και το 41% στη στάθμη Β.

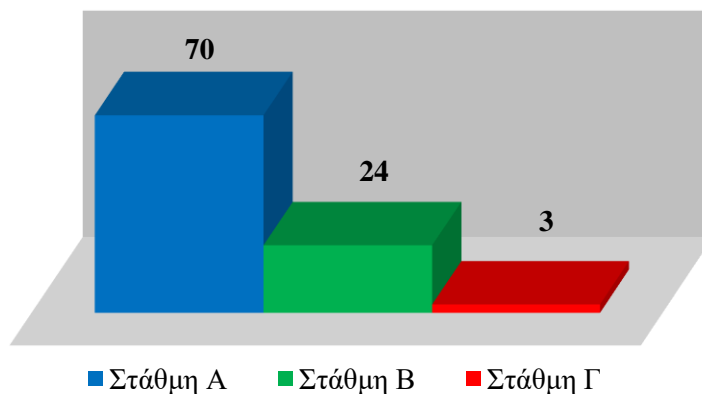
- Φόρτιση $y+0.3x$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Chuetsu. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, 24 βρίσκονται στη στάθμη Β. Πλαστική άρθρωση που βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκε στη δοκό Δ25 της δεύτερης, τρίτης και τέταρτης στάθμης.

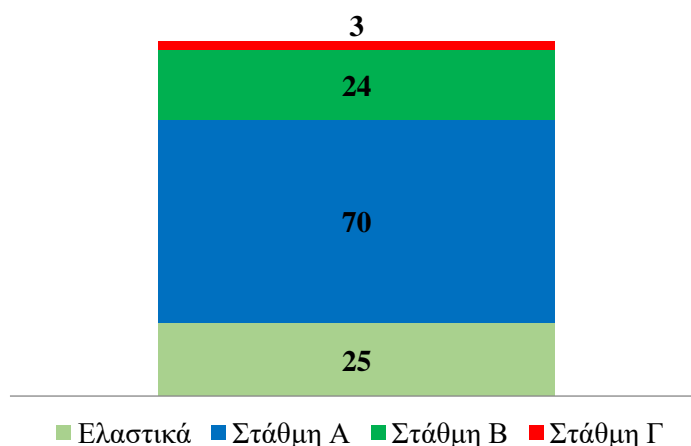


Εικόνα 8.104: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.105: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

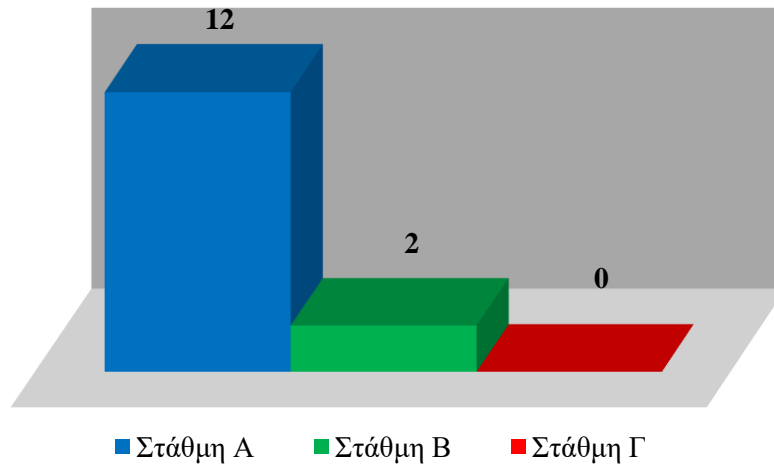


Εικόνα 8.106: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

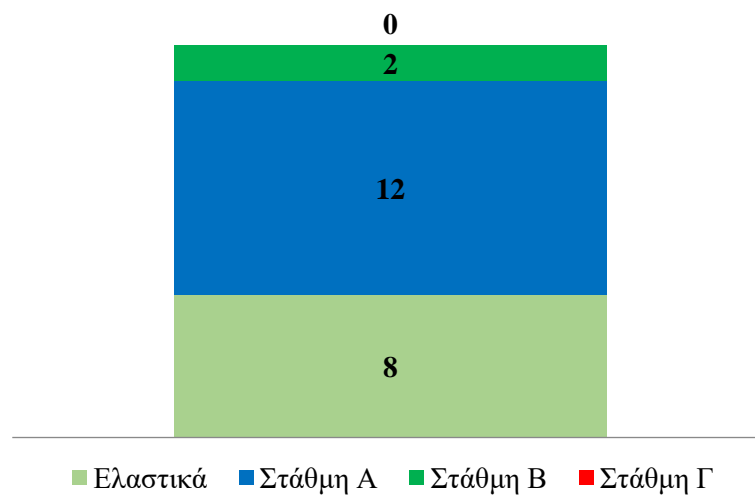
Όσον αφορά τα δοκάρια το 20% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 80% πλαστικά. Το 72% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 25% στη στάθμη Β και μόλις το 3% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26.

➤ **Ροπή M2**

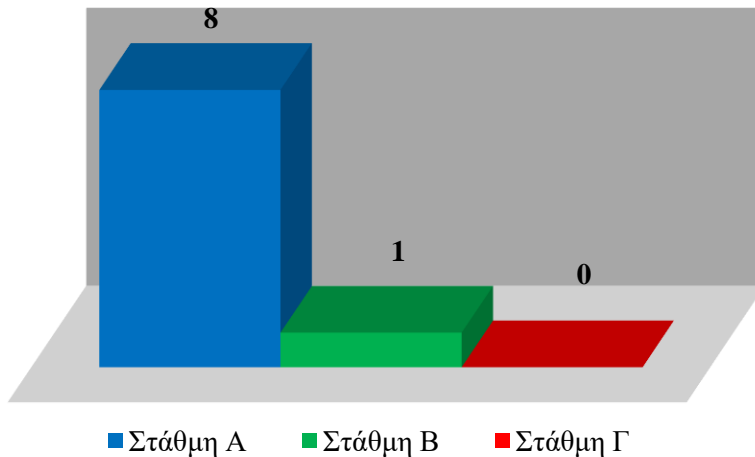


Εικόνα 8.107: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

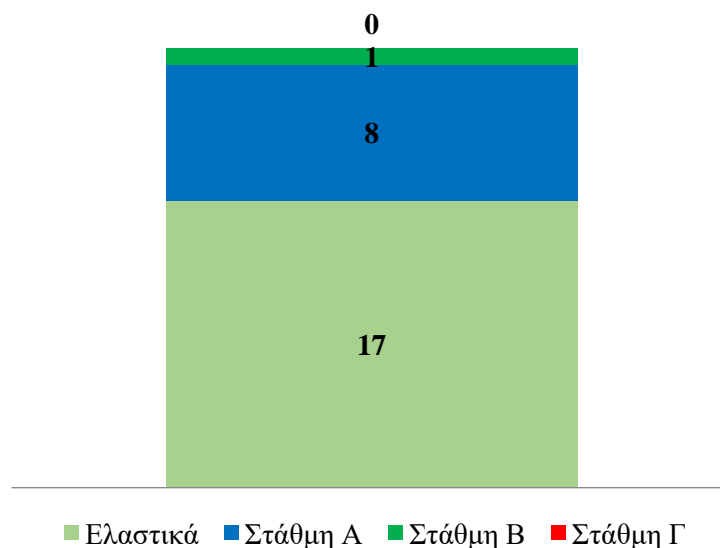


Εικόνα 8.108: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

➤ **Ροπή M3**



Εικόνα 8.109: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



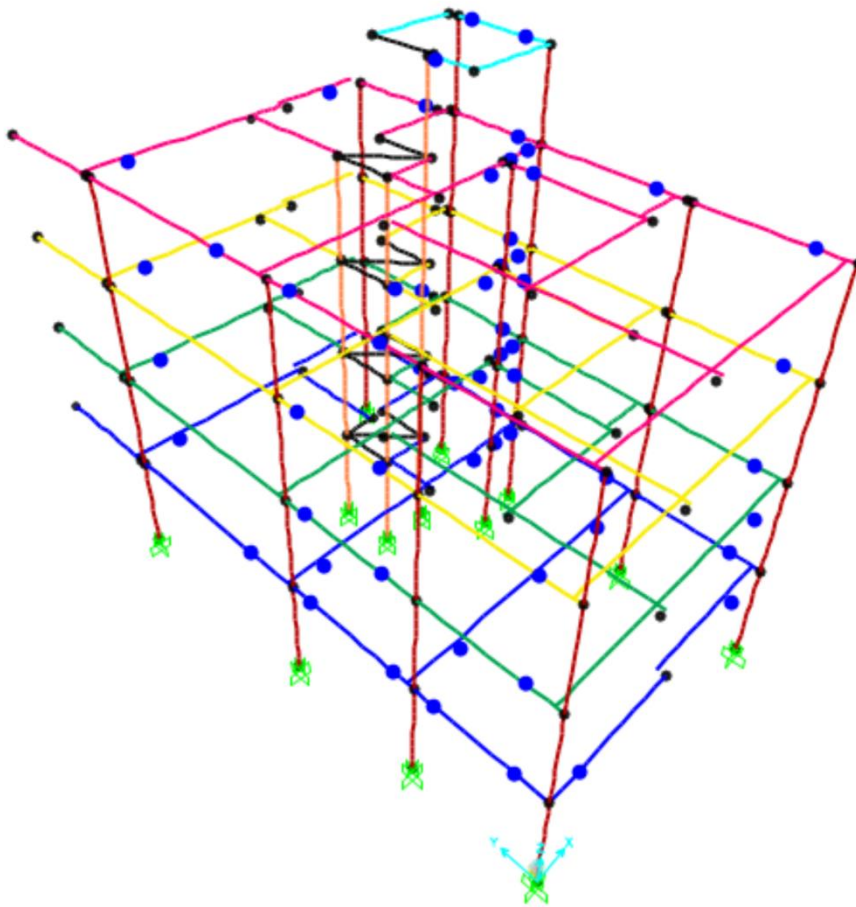
Εικόνα 8.110: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M2 το 30% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 70% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 86% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 14% στη στάθμη Β. Για τη ροπή M3 το 65% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 35% πλαστικά. Το 89% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 11% στη στάθμη Β.

❖ **Μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.**

• **Φόρτιση $x+0.3y$**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Chuetsu. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.

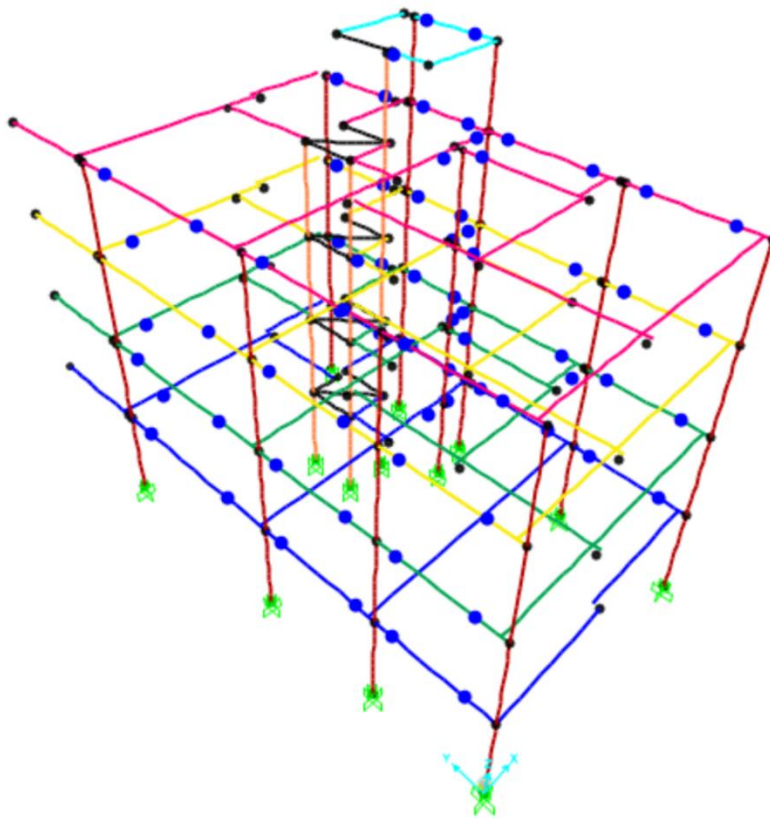


Εικόνα 8.111: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική.

- Φόρτιση $y+0.3x$

Ομοίως και για την φόρτιση αυτή με βάση την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς που παρουσιάζεται σχηματικά παρακάτω παρατηρούμε ότι αφενός οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν μειωθεί ικανοποιητικά, αφετέρου ανήκουν όλες στην στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.



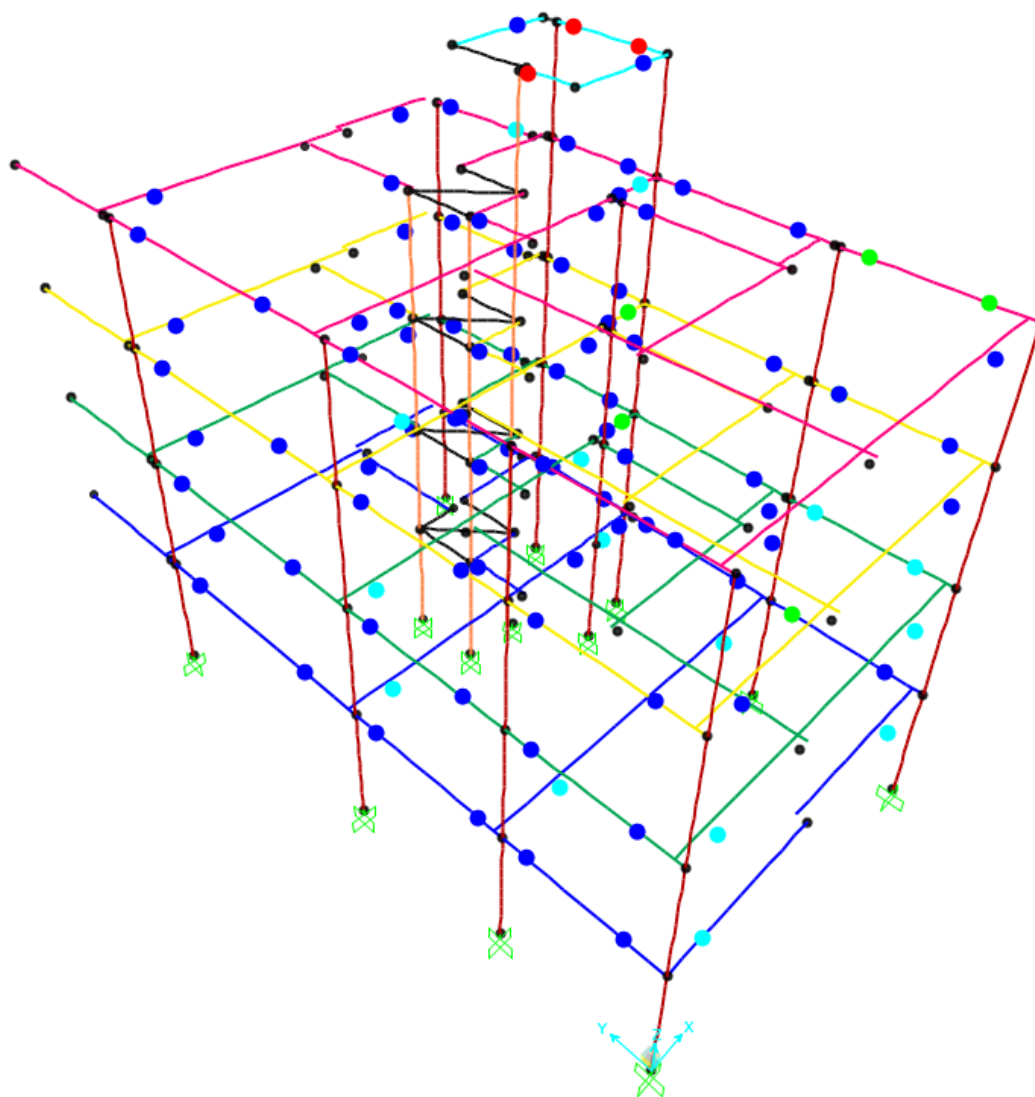
Εικόνα 8.112: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική.

8.6.3 Σεισμός Iwate

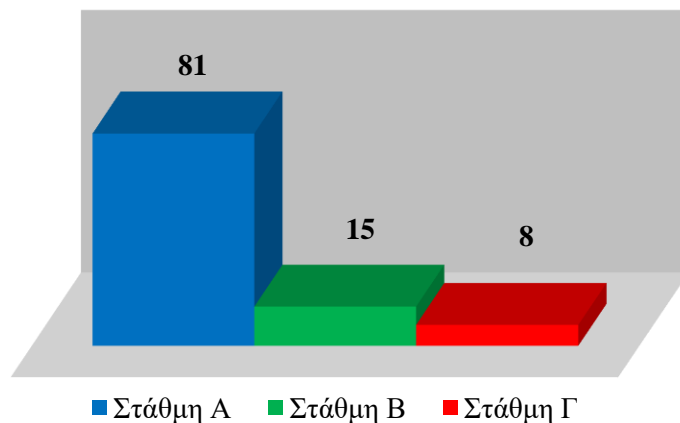
- ❖ Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης
 - Φόρτιση $x+0.3y$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Iwate. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας A, ενώ μόλις 15 βρίσκονται στη στάθμη B και 8 στη Γ.

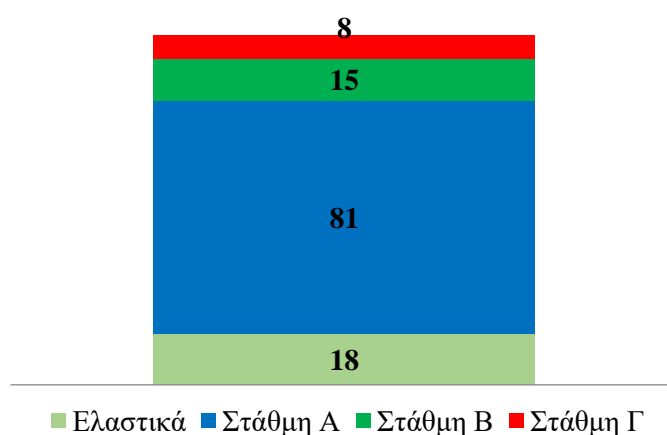


Εικόνα 8.113: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



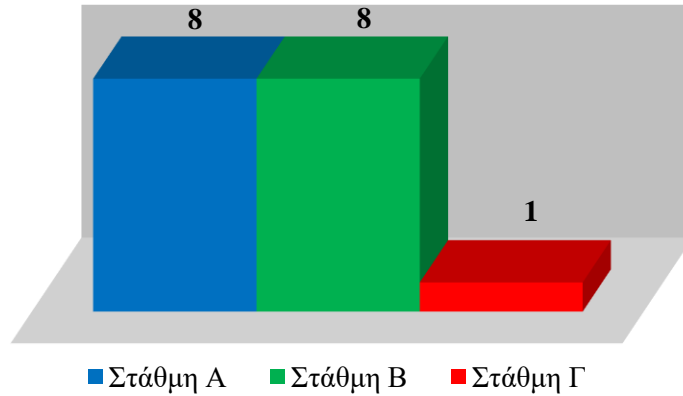
Εικόνα 8.114: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



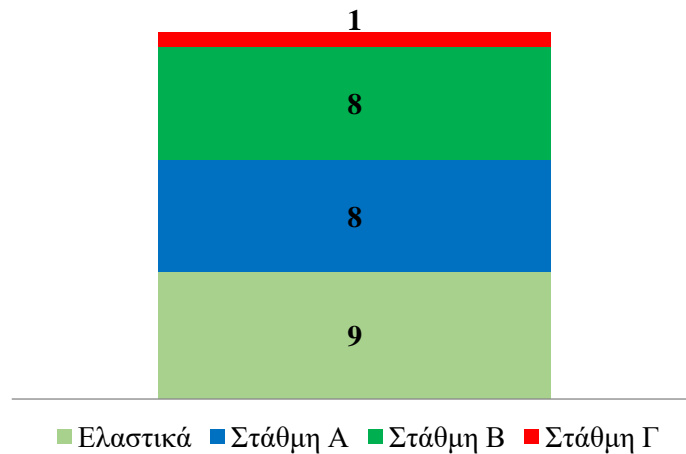
Εικόνα 8.115: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 85% πλαστικά. Το 78% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 14% στη στάθμη Β και μόλις το 8% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή M2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 17 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή M3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.116: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

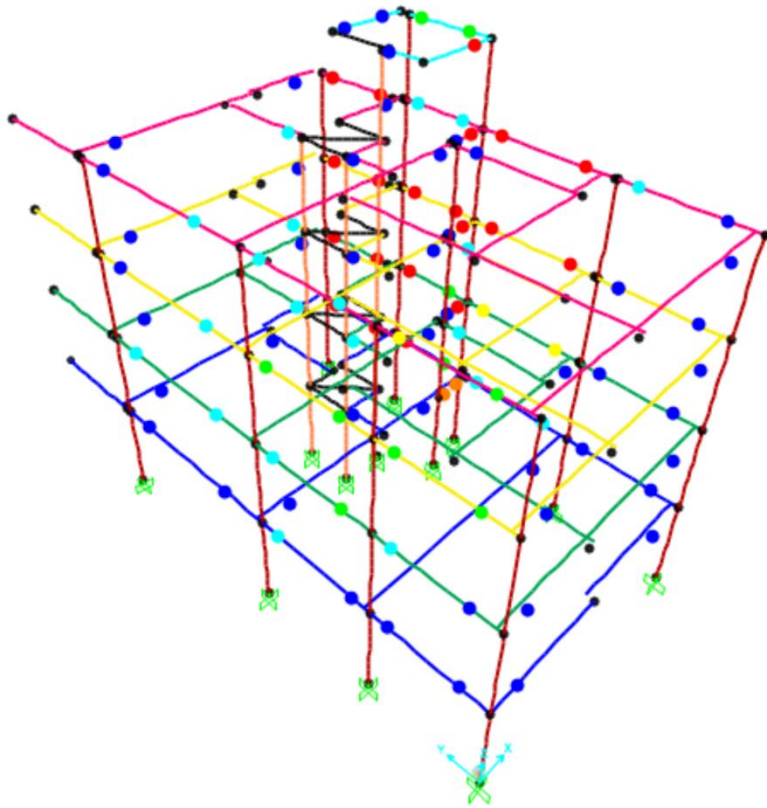


Εικόνα 8.117: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πλωτής κατά τη ροπή M3 το 35% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 65% πλαστικά. Το 47% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 47% στη στάθμη Β και μόλις το 6% στη Γ.

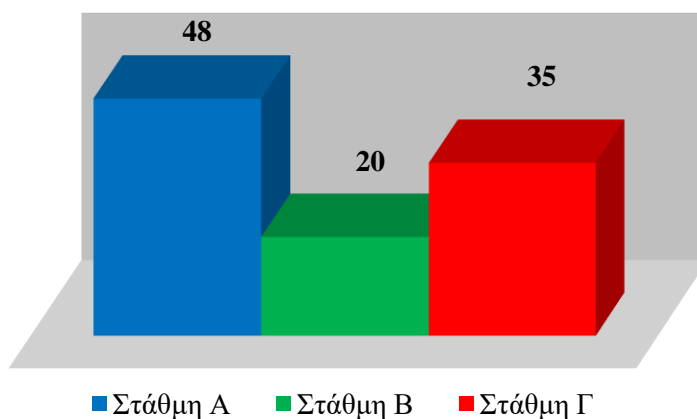
- Φόρτιση $y+0.3x$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Iwate. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης.

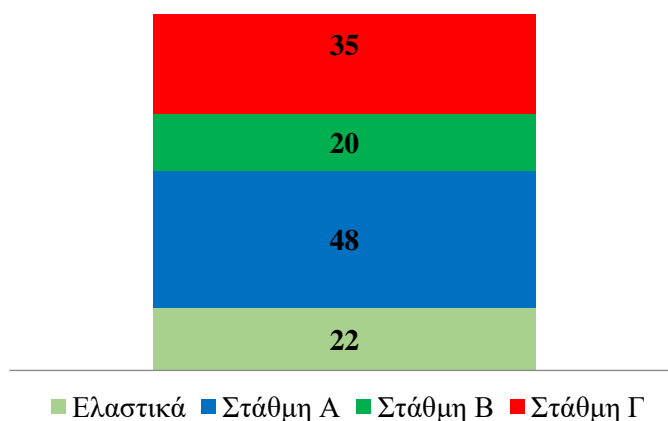


Εικόνα 8.118: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



Εικόνα 8.119: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

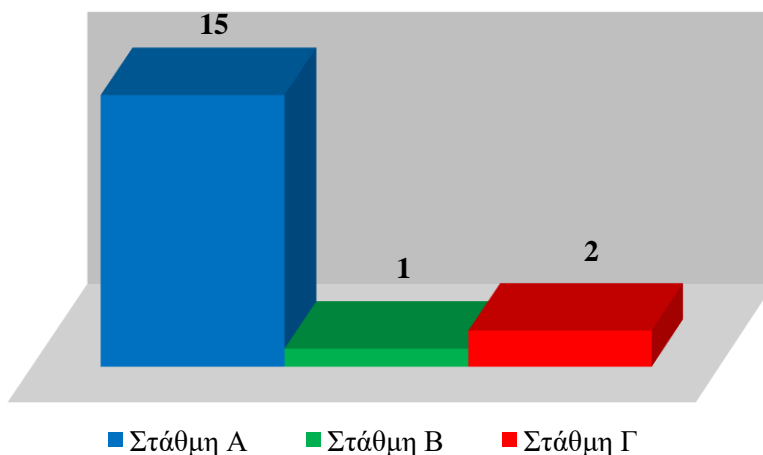


Εικόνα 8.120: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

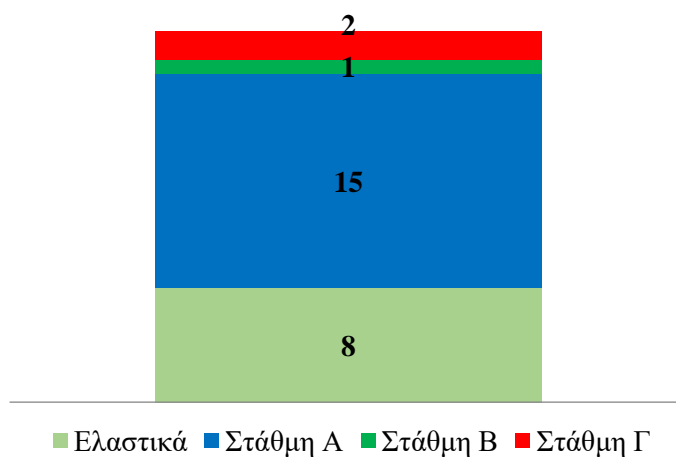
Όσον αφορά τα δοκάρια το 18% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 82% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 47% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 19% στη στάθμη Β και μόλις το 34% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26.

➤ **Ροπή M2**

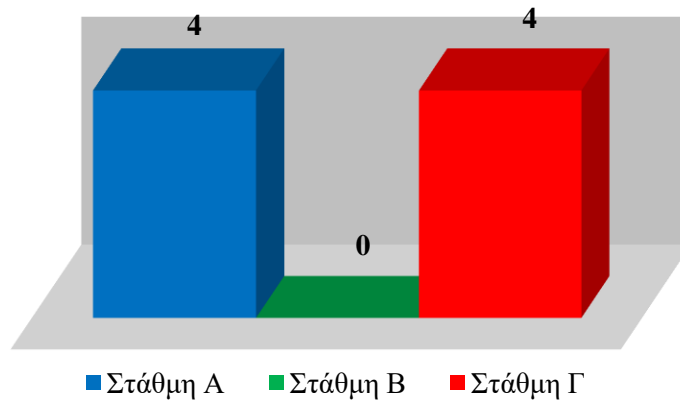


Εικόνα 8.121: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

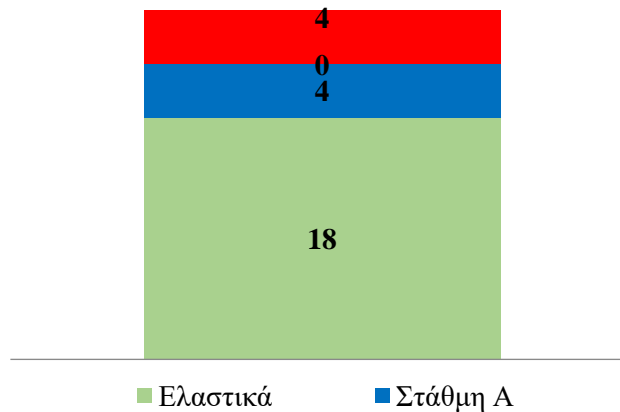


Εικόνα 8.122: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M2 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

➤ **Ροπή M3**



Εικόνα 8.123: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



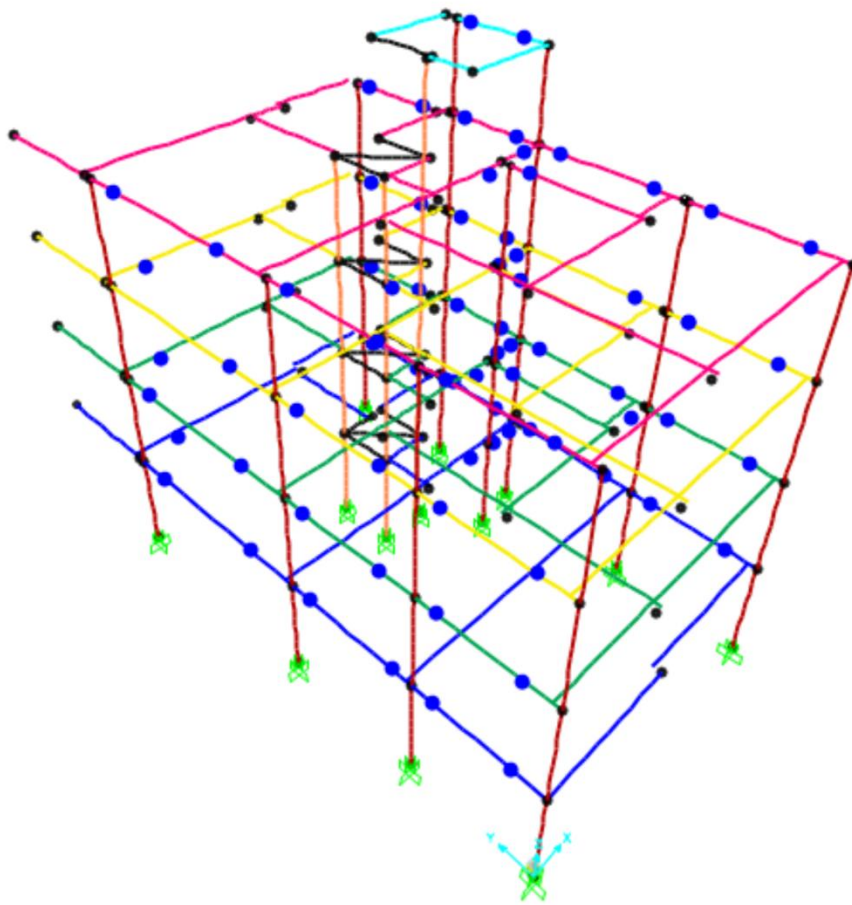
Εικόνα 8.124: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων για την M3 στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M2 το 30% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 70% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 83% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 6% στη στάθμη Β και το 11% Γ. Για τη ροπή M3 το 69% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 31% πλαστικά. Το 50% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 50% στη στάθμη Γ.

❖ **Μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.**

• **Φόρτιση $x+0.3y$**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση Iwate. Παρατηρείται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ανήκουν σε κάποια στάθμη επιτελεσματικότητας έχουν σαφώς μειωθεί σημαντικά και όλες ανήκουν στην στάθμη Α. Η συμπεριφορά τους είναι σχεδόν ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.

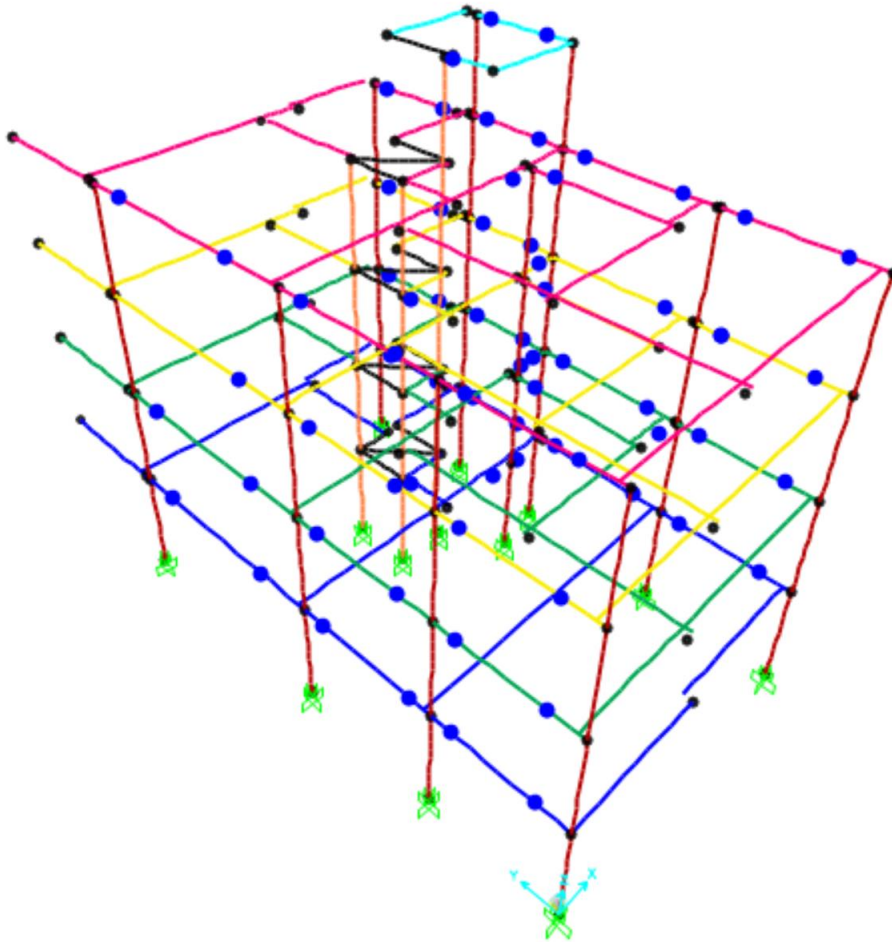


Εικόνα 8.125: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική.

- Φόρτιση $y+0.3x$

Ομοίως και για την φόρτιση αυτή με βάση την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς που παρουσιάζεται σχηματικά παρακάτω παρατηρούμε ότι αφενός οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν μειωθεί ικανοποιητικά αφετέρου ανήκουν όλες στην στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.



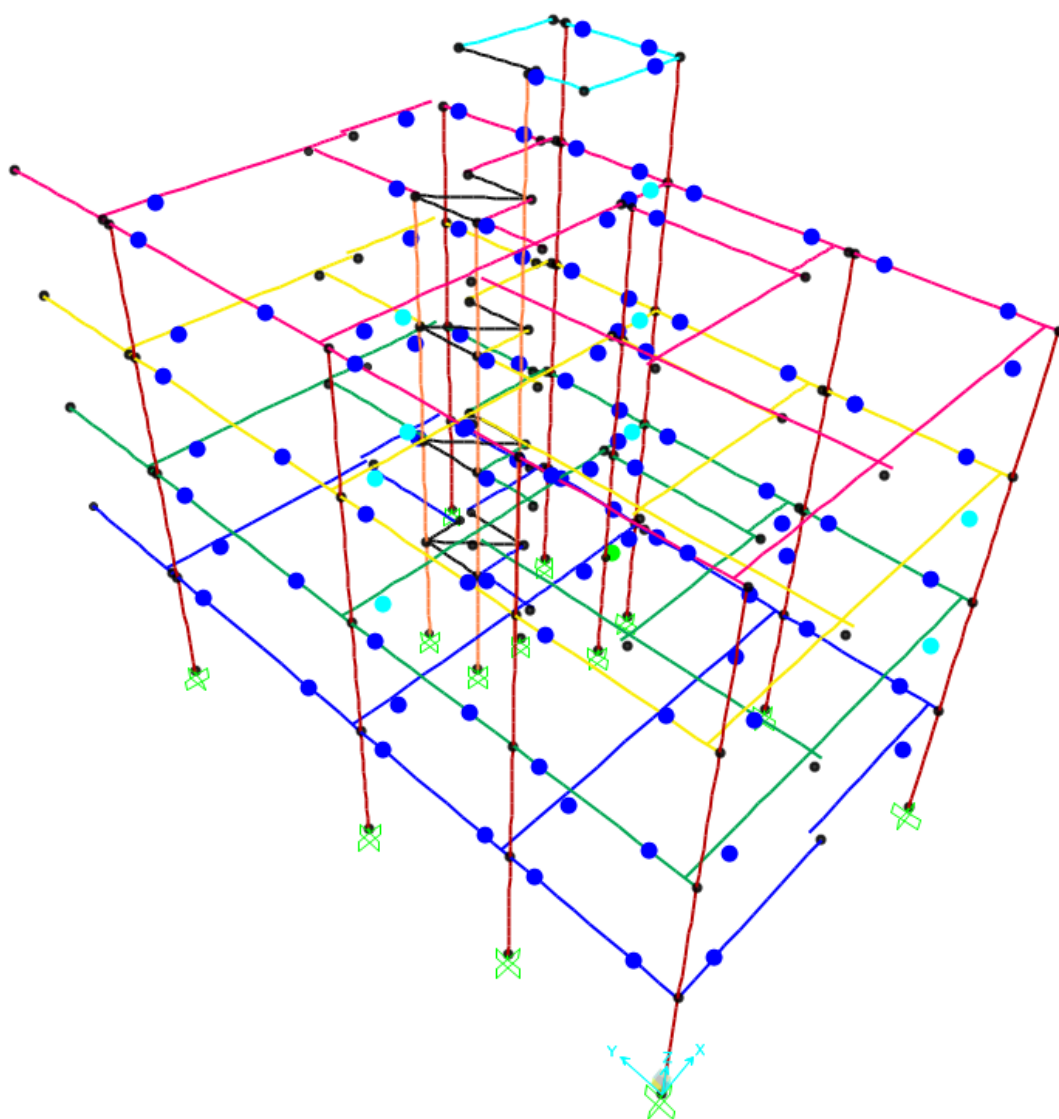
Εικόνα 8.126: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική.

8.6.4 Σεισμός Καλαμάτας

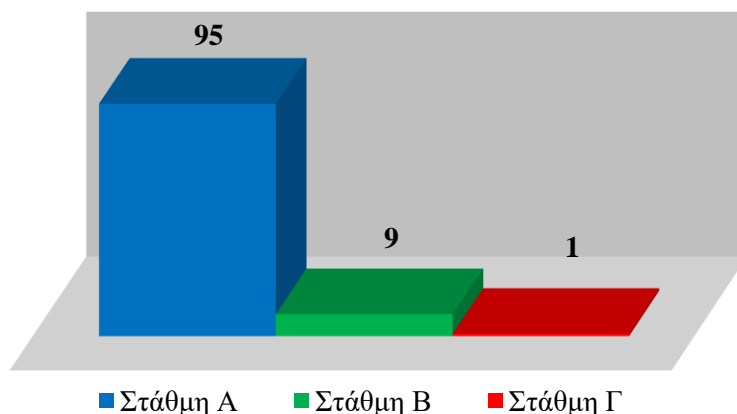
- ❖ Πριν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης
- Φόρτιση $x+0.3y$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας A, ενώ μόλις 9 βρίσκονται στη στάθμη B. Πλαστική άρθρωση που βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκε στη δοκό Δ6 της πρώτης στάθμης.

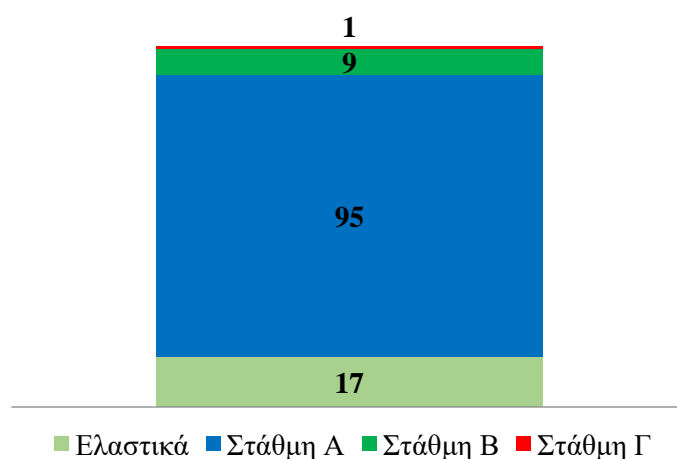


Εικόνα 8.127: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



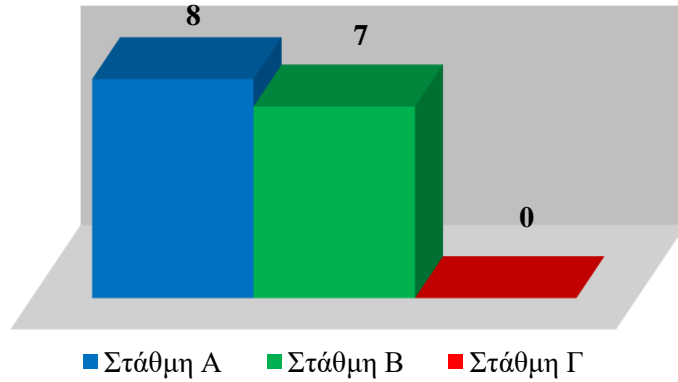
Εικόνα 8.128: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



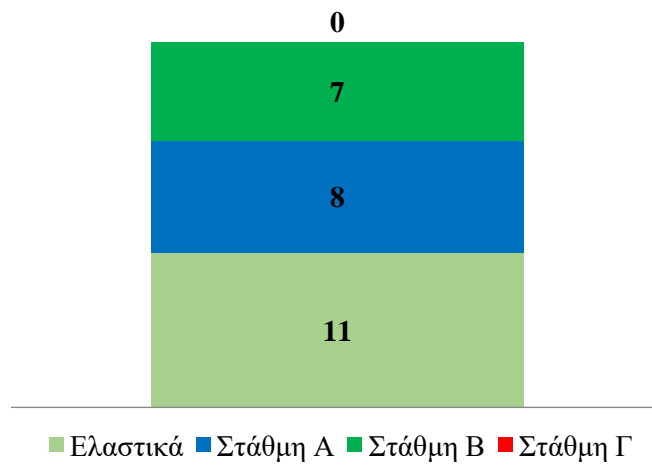
Εικόνα 8.129: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 14% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 86% πλαστικά. Το 90% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 9% στη στάθμη Β και μόλις το 1% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 16 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.130: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

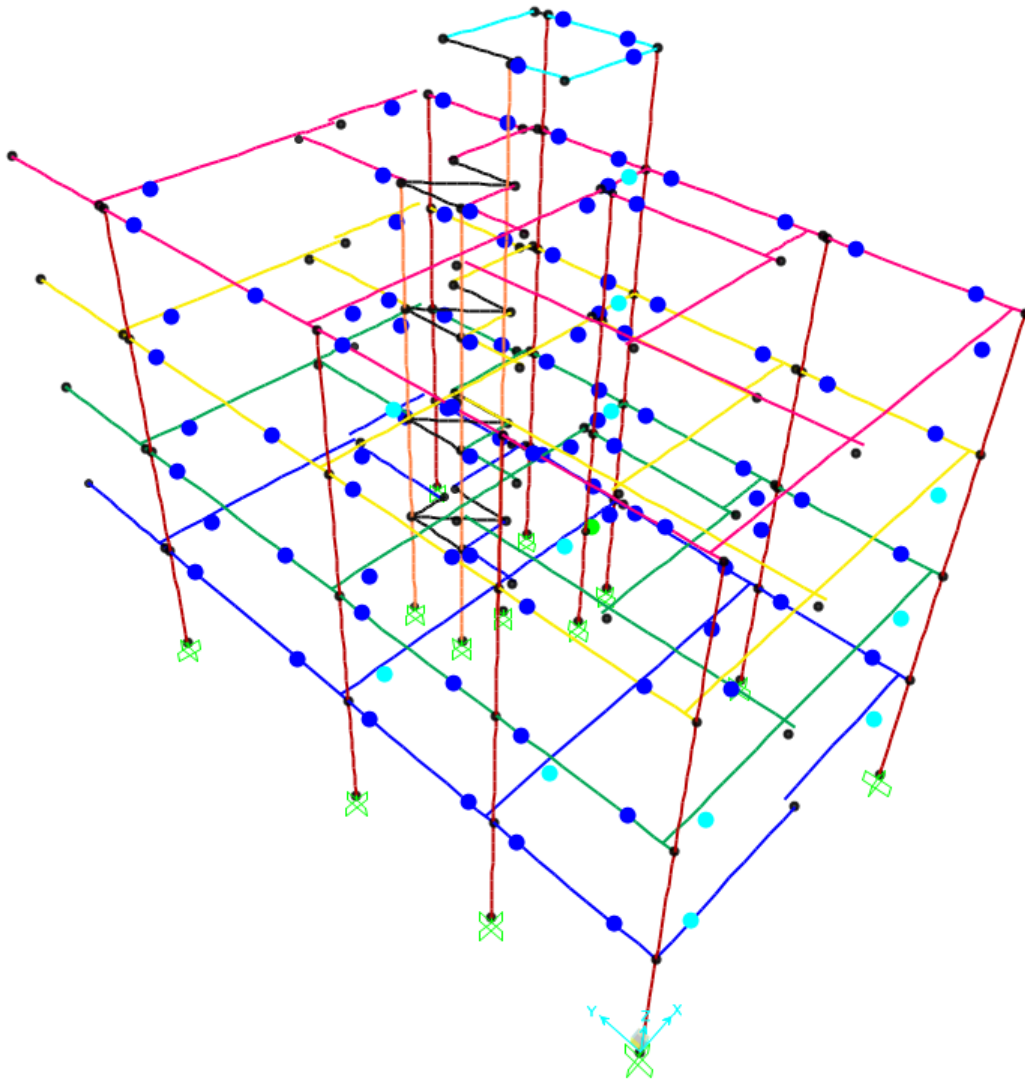


Εικόνα 9.131: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 42% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 58% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 53% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 47% στη στάθμη Β.

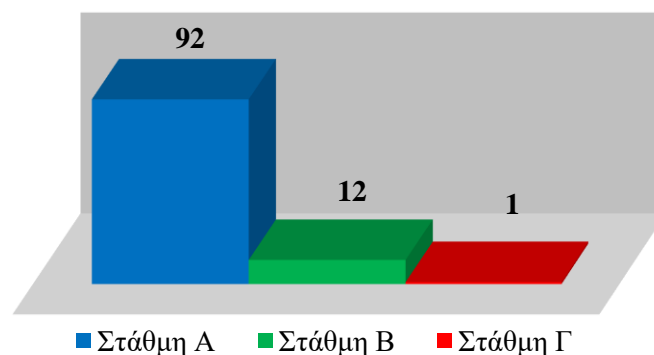
- Φόρτιση $y+0.3x$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής όπως προέκυψαν ύστερα από την εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ μόλις 12 βρίσκονται στη στάθμη Β. Πλαστική άρθρωση που βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δημιουργήθηκε στη δοκό Δ6 της πρώτης στάθμης.

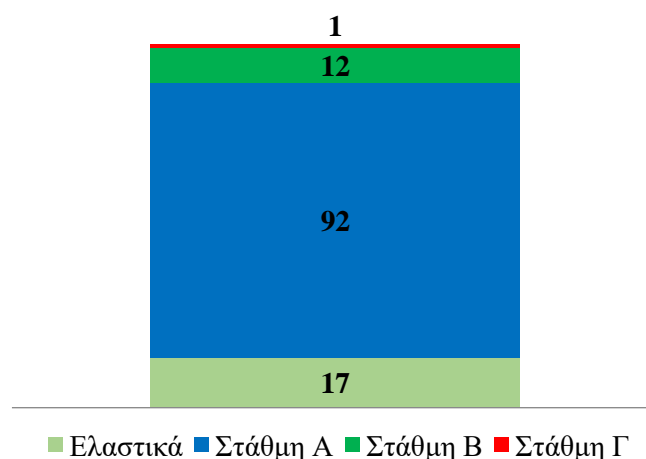


Εικόνα 8.132: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122.



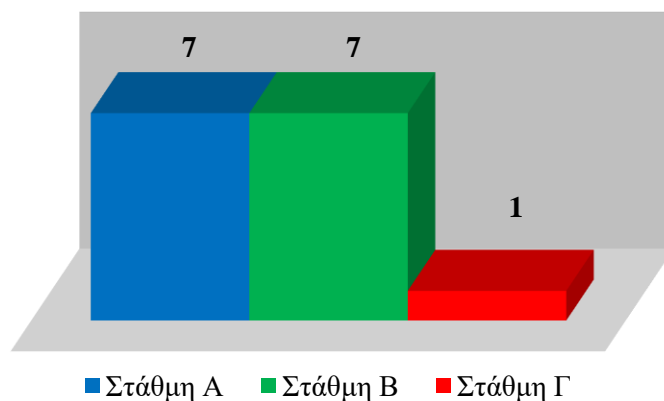
Εικόνα 8.133: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών του κτιρίου ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας



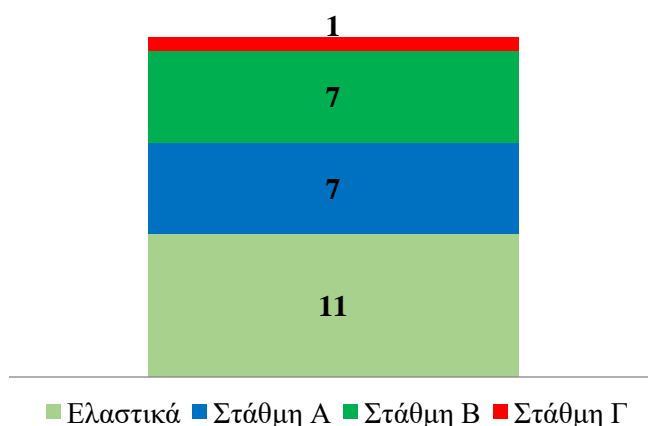
Εικόνα 8.134: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα δοκάρια το 14% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 86% πλαστικά. Το 88% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη Α, το 11% στη στάθμη Β και μόλις το 1% στη Γ.

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία βρέθηκαν. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Για τη ροπή Μ2 δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις 14 από τις πιθανές θέσεις εμφάνισής τους, οι οποίες στο σύνολό τους ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α. Όσον αφορά τη ροπή Μ3 παρατίθενται τα εξής διαγράμματα:



Εικόνα 8.135: Αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

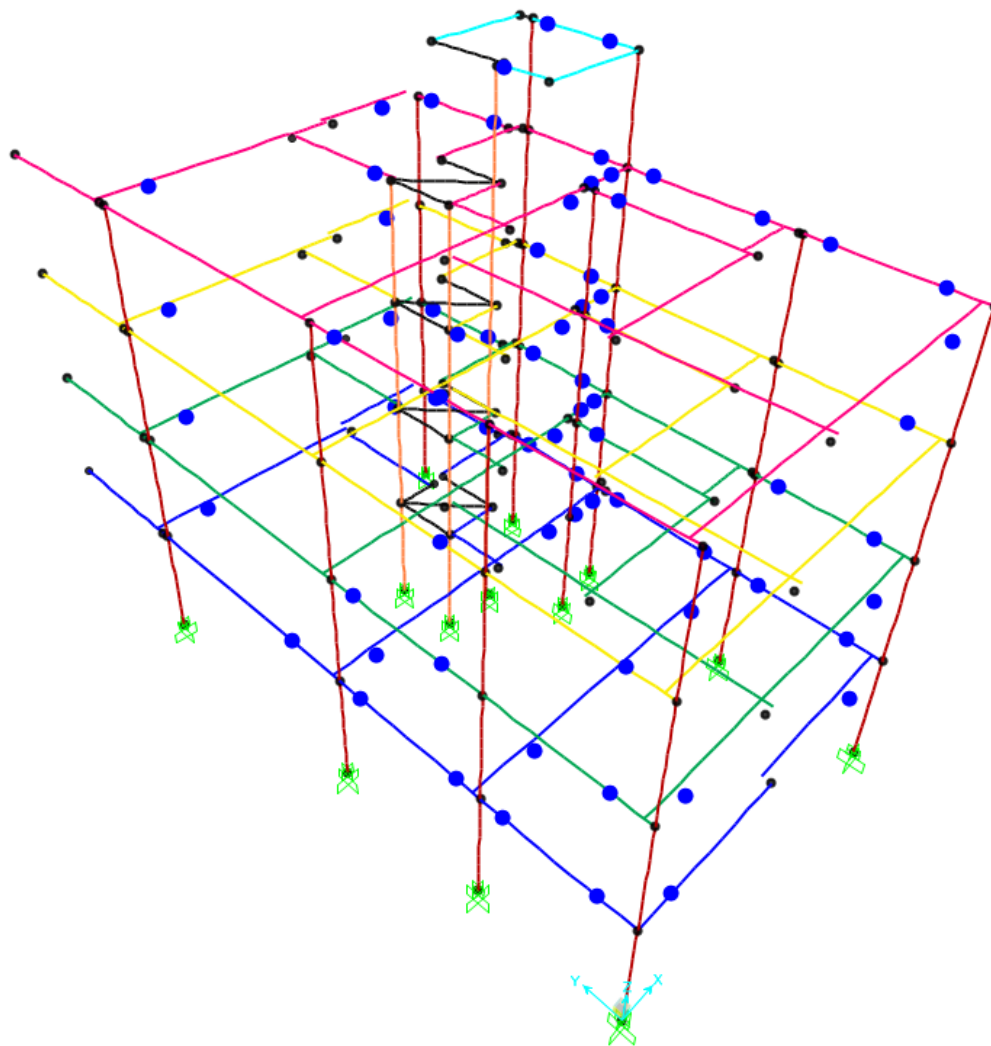


Εικόνα 8.136: Αριθμός κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων στη στάθμη της πυλωτής ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας

Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή M3 το 42% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 58% μπήκε στη πλαστική περιοχή. Το 47% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 47% στη στάθμη Β και μόλις το 6% στη Γ.

- ❖ **Μετά την εφαρμογή της μόνωσης.**
- **Φόρτιση $x+0.3y$**

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας A και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στρώσης.

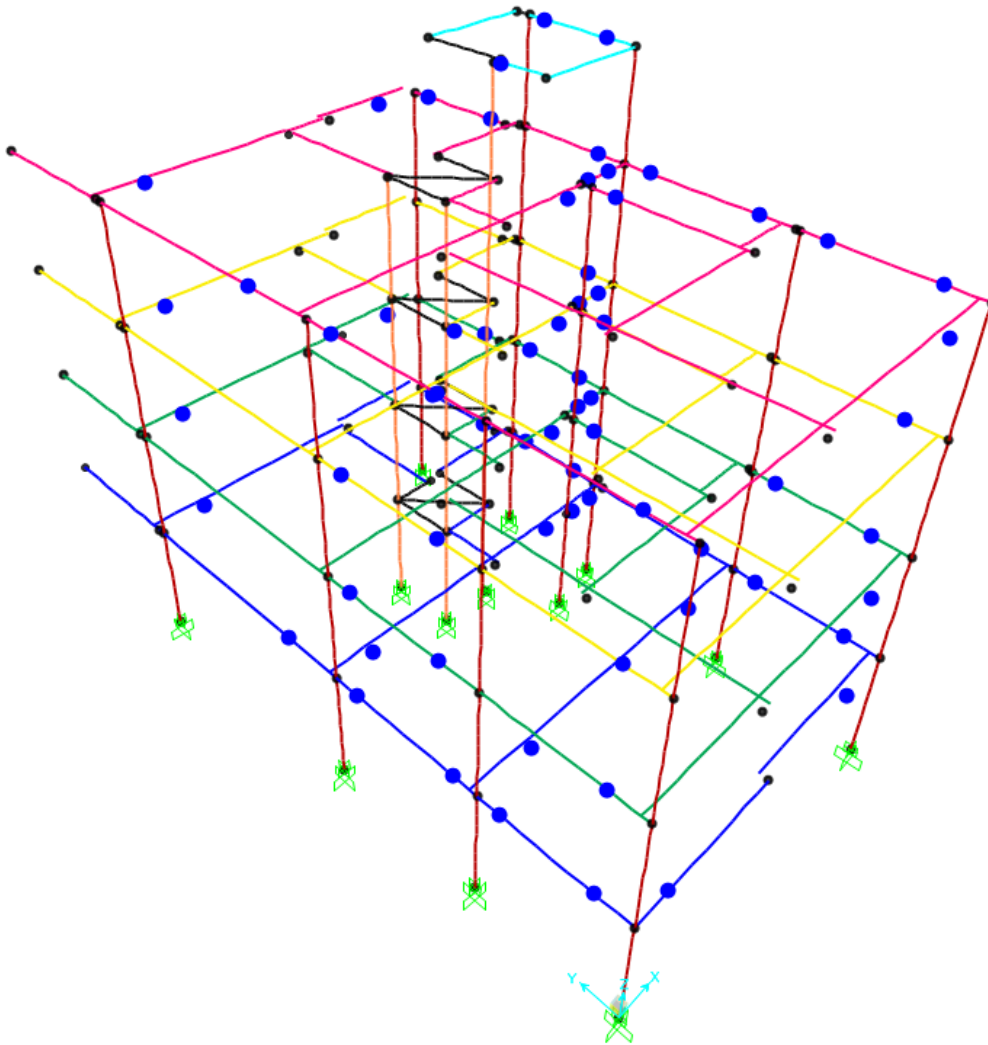


Εικόνα 8.137: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στρώσης είναι απολύτως γραμμική.

- Φόρτιση $y+0.3x$

Παρουσιάζεται σχηματικά η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής ύστερα από την τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση της και εφαρμογή της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης για τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας. Παρατηρείται ότι όλες οι πλαστικές αρθρώσεις ανήκουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και η συμπεριφορά τους είναι ελαστική καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής.



Εικόνα 8.138: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα διερευνήθηκαν μόνο στη στάθμη της πυλωτής καθότι στις ανώτερες στάθμες συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά ή παρουσιάζουν μικρής σημασίας βλάβες. Οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι συνολικά 26 και βρίσκονται στον άνω και κάτω κόμβο εκάστοτε στοιχείου. Τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 όλα τα υποστυλώματα συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου τετραώροφου δομήματος οπλισμένου σκυροδέματος με τμήμα Pilotis, υπόγειο και δώμα, το οποίο βρίσκεται στο Δήμο Αθηναίων και συγκεκριμένα στην περιοχή του Γαλασίου και έπειτα η εφαρμογή σεισμικής μόνωσης μέσω της τοποθέτησης εφεδράνων υψηλής απόσβεσης με πυρήνα μολύβδου. Για τον σκοπό αυτό εφαρμόστηκε αρχικά ανελαστική στατική ανάλυση καθώς επίσης και ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας επιλέγοντας επιταχυνσιογραφήματα από καταγραφές οχτώ ισχυρών σεισμών ανά τον κόσμο. Κατά την αποτίμηση και ανελαστική ανάλυση του φορέα εφαρμόστηκαν οι διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012). Παρακάτω παρουσιάζονται τα συμπεράσματα τα οποία προέκυψαν από τις επιμέρους αναλύσεις.

- **Ανελαστική στατική ανάλυση**

Κατά την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης στη διεύθυνση x και όσον αφορά τις δοκούς της κατασκευής παρατηρείται ότι η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας A, ενώ μόλις 3 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας B. Συγκεκριμένα το 55% των κρίσιμων διατομών των δοκών αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 45% πέρασε στην πλαστική περιοχή. Το 94% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A και το 6% των πλαστικών αρθρώσεων στη στάθμη επιτελεστικότητας B. Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής το 46% των κρίσιμων περιοχών αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 54% εμφάνισε πλαστική συμπεριφορά. Το 71% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A και το 29% στη στάθμη επιτελεστικότητας B. Από την καμπύλη αντίστασης εντοπίστηκε η στοχευόμενη μετατόπιση η οποία είναι ίση με 6.2 cm, ενώ η τέμνουσα βάσης είναι $V_b = 2261.574 \text{ kN}$. Τέλος, η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 0.91% του ύψους του ορόφου στη διεύθυνση που είναι παράλληλη με τη φόρτιση και 0.058% στην άλλη διεύθυνση και παρατηρείται στη στάθμη του πρώτου ορόφου.

Κατά την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης στη διεύθυνση y η πλαστικοποίηση στις περισσότερες διατομές των δοκών είναι αρκετά πιο έντονη σε σχέση με τη διεύθυνση x. Χαρακτηριστικά, το 37% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 63% πέρασε στη πλαστική περιοχή. Το 26% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A, το 62% στη στάθμη επιτελεστικότητας B και το 12% στη στάθμη Γ. Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής το 46% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 54% πλαστικά. Το 27% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A, το 53% στη στάθμη επιτελεστικότητας B και το 20% στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ. Η στοχευόμενη μετατόπιση ισούται με 5.4 cm, ενώ η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης είναι 2997.08 kN. Τέλος, η σχετική μετακίνηση των ορόφων φτάνει σε ποσοστό 0.14% του ύψους του ορόφου στη διεύθυνση x και εντοπίζεται στο τρίτο όροφο και 1.41% στη y και εντοπίζεται στο πρώτο όροφο.

- **Ανελαστική δυναμική ανάλυση**

Στο υπό μελέτη δόμημα εφαρμόστηκε η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας και για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται σειсмоγραφήματα από καταγραφές οχτώ ισχυρών σεισμών ανά τον κόσμο και συγκεκριμένα τους σεισμούς Duzce, Chuetsu, Landers, Loma Prieta, Καλαμάτας, Kobe, Iwate, Northridge. Αξιολογώντας τα εξαγόμενα αποτελέσματα των αναλύσεων και από τις οχτώ εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις διαπιστώθηκε ότι δυσμενέστερα ήταν εκείνα κατά το σεισμό Loma Prieta, τα οποία παρουσιάζονται ακολούθως:

Για την περίπτωση φόρτισης $x+0.3y$, δηλαδή κατά τη φόρτιση παράλληλα με τη μικρή πλευρά του κτιρίου, όσον αφορά τις δοκούς της κατασκευής παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση x του κτιρίου. Η πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, οι 11 βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Β, ενώ μόλις 1 ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ. Ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο των δοκών είναι 122. Το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 85% πέρασε στη πλαστική περιοχή. Το 87% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 11% στη στάθμη Β και μόλις το 1% στη στάθμη Γ. Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής ο αριθμός πιθανών πλαστικών αρθρώσεων είναι 26. Κατά τη ροπή Μ2 το 50% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 50% πλαστικά. Το 92% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α και το 8% στη στάθμη Β. Για τη ροπή Μ3 το 46% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 54% πέρασε στην πλαστική περιοχή. Το 43% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 50% στη στάθμη Β και το 7% στη στάθμη Γ. Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 4cm. Μετά τα 12s παρατηρείται μικρή παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 1.5cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι 2.5cm. Παρατηρείται πολύ μικρή παραμένουσα παραμόρφωση της τάξεως των 5mm. Επίσης, η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 1.2% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση x που είναι παράλληλη στο σεισμό και εντοπίζεται στον πρώτο όροφο και στο 0.25% για την άλλη διεύθυνση, στην οποία εντοπίζεται στο δεύτερο όροφο. Τέλος παρατηρείται ότι το άθροισμα των τεμνουσών δυνάμεων V2 φτάνει μέγιστη τιμή τα 3100 kN, ενώ η V3 φτάνει μέγιστη τιμή τα 1860 kN και οι τιμές αυτές εντοπίζονται στη στάθμη της πυλωτής.

Για την περίπτωση φόρτισης $y+0.3x$, δηλαδή κατά τη φόρτιση παράλληλα με τη μεγάλη πλευρά του κτιρίου, όσον αφορά τις δοκούς της κατασκευής παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες βλάβες συνέβησαν στα δοκάρια που είναι παράλληλα με τη διεύθυνση y του κτιρίου. Παρατηρείται ότι το 15% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το υπόλοιπο 85% πέρασε στη πλαστική περιοχή. Το 53% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 25% στη στάθμη Β και το 22% στη στάθμη Γ. Όσον αφορά τα υποστυλώματα της πυλωτής κατά τη ροπή Μ2 το 38% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά ενώ το υπόλοιπο 62% πλαστικά. Το 62% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας Α, το 19% στη στάθμη Β και το 19% στη Γ. Για τη ροπή Μ3 το 42% των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων αποκρίθηκε ελαστικά, ενώ το

υπόλοιπο 58% πέρασε στη πλαστική περιοχή. Το 73% των πλαστικών αρθρώσεων ανήκει στη στάθμη επιτελεστικότητας A, το 7% στη στάθμη B και το 20% στη Γ. Στη διεύθυνση x η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 4.5cm κατά απόλυτη τιμή. Μετά τα 20s παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 2cm. Στη διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση κορυφής είναι περίπου 9.5 cm. Παρατηρείται παραμένουσα παραμόρφωση περίπου 7 cm μετά τα 15 s. Επίσης, η σχετική μετακίνηση έφτασε στο 0.9% κατά απόλυτη τιμή για τη διεύθυνση y που είναι παράλληλη στο σεισμό και εντοπίζεται στο δεύτερο όροφο και στο 0.5% για την άλλη διεύθυνση, στην οποία εντοπίζεται πάλι στο δεύτερο όροφο. Τέλος, παρατηρείται ότι το άθροισμα των τεμνουσών δυνάμεων V2 φτάνει μέγιστη τιμή τα 2700 kN, ενώ η V3 φτάνει μέγιστη τιμή σχεδόν τα 3500 kN και οι τιμές αυτές, εντοπίζονται στη στάθμη της πυλωτής.

Με την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στη βάση του κτιρίου με την τοποθέτηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου η ιδιοπερίοδος του κτιρίου-ταλαντωτή αυξήθηκε από 0.6238s στα 2.6492 s. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την αισθητή μείωση της σεισμικής έντασης που δέχθηκε η κατασκευή, καθώς με την αύξηση της ιδιοπεριόδου μειώνεται η φασματική επιτάχυνση. Επιπλέον, με την προσθήκη των σεισμικών μονωτήρων αυξήθηκε η απόσβεση της κατασκευής. Τα στοιχεία του φέροντα οργανισμού του κτιρίου αποκρίθηκαν κυρίως ελαστικά. Ακόμη, παρατηρήθηκε ότι τις μεγαλύτερες πλευρικές μετακινήσεις τις ανέλαβε ο μονωτήρας, ενώ η υπόλοιπη κατασκευή μετακινήθηκε ως οιονεί άκαμπτο στερεό σώμα. Το κτίριο δεν παρουσίασε βλάβες και μόνιμες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα:

Για την περίπτωση φόρτισης $x+0.3y$, όσον αφορά τις δοκούς της κατασκευής παρατηρείται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις στο σύνολο τους παρουσιάζουν ελαστική συμπεριφορά καθότι εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές πλαστικής στροφής. Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τοιχώματα που διερευνήθηκαν στη στάθμη της πυλωτής τόσο για τη ροπή M2 όσο και για τη ροπή M3 συμπεριφέρονται στο σύνολό τους ελαστικά, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Επιπλέον, λόγω της αύξησης της απόσβεσης για το σεισμικά μονωμένο κτίριο το πλάτος της ταλάντωσης και στις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση είναι μικρής τάξεως, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη. Ακόμη, αισθητή είναι και η μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων, η οποία ενώ αρχικά στη διεύθυνση x ήταν στο 1.2% μειώθηκε στο 0.55%. Στη διεύθυνση y ενώ βρισκόταν στο 0.25% μειώθηκε στο 0.069%. Τέλος, παρατηρείται ότι στην περίπτωση του μονωμένου κτιρίου στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 65%, ενώ στον άξονα 3 κατά 90% περίπου.

Για την περίπτωση φόρτισης $y+0.3x$, τόσο οι δοκοί, όσο και τα υποστυλώματα και τοιχώματα της κατασκευής ανταποκρίνονται ελαστικά μετά την εφαρμογή του συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση, καθώς η σχέση ροπής και στροφής είναι απολύτως γραμμική. Επιπλέον, το πλάτος της ταλάντωσης και στις δύο διευθύνσεις είναι μειωμένο περίπου στο μισό και φθίνει με μεγαλύτερο ρυθμό από ότι για το κτίριο πριν την ενίσχυση. Η παραμένουσα μετατόπιση είναι μικρής τάξεως, οφείλεται στο μονωτήρα και είναι επισκευάσιμη βλάβη. Ακόμη, αισθητή είναι και η μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων, η οποία ενώ αρχικά στη διεύθυνση x ήταν στο

0.5% μειώθηκε στο 0.22%. Στη διεύθυνση y ενώ βρισκόταν στο 0.9% μειώθηκε στο 0.11%. Τέλος, παρατηρείται ότι στη περίπτωση του μονωμένου κτιρίου στον άξονα 2 η μέγιστη τιμή της συνολικής τέμνουσας μειώθηκε κατά 78%, ενώ στον άξονα 3 κατά 91% περίπου.

Συμπερασματικά, λοιπόν μπορούμε με αρκετή σιγουριά να ισχυριστούμε ότι επιτυγχάνεται ο διαχωρισμός της κίνησης της ανωδομής από την ισχυρή κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού και ελαχιστοποιείται έτσι η ενέργεια που εισάγεται στην κατασκευή. Βλέπουμε δηλαδή, ότι τα εφέδρανα παραλαμβάνουν το σύνολο σχεδόν της μετακίνησης, με αποτέλεσμα το κτίριο να συμπεριφέρεται σαν άκαμπτη μονάδα. Κατά συνέπεια, τόσο οι σεισμικές δυνάμεις στην ανωδομή, όσο και οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων και η φασματική επιτάχυνση παρουσιάζουν δραστική μείωση.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Πίνακας Α.1: Οπλισμοί δοκών πυλωτής

Ξυλότυπος Οροφής Πυλωτής				
Δοκός	Διαστάσεις Διατομής	Θέση	Πάνω Οπλισμός	Κάτω Οπλισμός
Δ ₁	45/55	αριστερή στήριξη	5Φ20+3Φ22	4Φ20+1Φ12
		άνοιγμα	3Φ22	6Φ20
		δεξιά στήριξη	3Φ22+6Φ20	4Φ20+1Φ22
Δ ₂	40/55	αριστερή στήριξη	5Φ18+3Φ18	5Φ20
		άνοιγμα	3Φ18	7Φ20
		δεξιά στήριξη	5Φ22+3Φ18	4Φ20+1Φ22
Δ ₃	45/55	αριστερή στήριξη	10Φ18	4Φ18+3Φ16
		άνοιγμα	3Φ18	6Φ18
		δεξιά στήριξη	6Φ18	4Φ18
Δ ₆	45/55	αριστερή στήριξη	2Φ12	4Φ14
		άνοιγμα	2Φ12	4Φ14
		δεξιά στήριξη	2Φ14+2Φ12	4Φ14
Δ ₇	20/70	αριστερή στήριξη	6Φ14+2Φ12	7Φ12
		άνοιγμα	2Φ12	7Φ12
		δεξιά στήριξη	3Φ16+2Φ12	7Φ12
Δ ₈	45/55	αριστερή στήριξη	4Φ22+3Φ20	4Φ20
		άνοιγμα	3Φ20	7Φ20
		δεξιά στήριξη	5Φ22+3Φ20	4Φ20

Δ_{10}	30/60	αριστερή στήριξη	3Φ18+2Φ12	3Φ20+2Φ18
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ20
		δεξιά στήριξη	4Φ20+2Φ12	3Φ20
Δ_{11}	30/60	αριστερή στήριξη	4Φ20+2Φ12	3Φ20
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ20
		δεξιά στήριξη	4Φ20+2Φ12	3Φ20
Δ_{12}	30/60	αριστερή στήριξη	4Φ20+2Φ12	4Φ18
		άνοιγμα	2Φ12	4Φ18
		δεξιά στήριξη	4Φ22+2Φ12	4Φ18
Δ_{13}	20/55	αριστερή στήριξη	4Φ22	2Φ22
		άνοιγμα	4Φ22	2Φ22
		δεξιά στήριξη	4Φ22	2Φ22
Δ_{14}	25/55	αριστερή στήριξη	5Φ16+2Φ18	4Φ14
		άνοιγμα	2Φ18	4Φ14
		δεξιά στήριξη	2Φ18	4Φ14
Δ_{15}	25/55	αριστερή στήριξη	άοπλη	
		άνοιγμα		
		δεξιά στήριξη		
Δ_{16}	30/60	αριστερή στήριξη	4Φ20+2Φ14	5Φ18
		άνοιγμα	2Φ14	4Φ18
		δεξιά στήριξη	3Φ18+2Φ14	3Φ18
	30/60	αριστερή στήριξη	3Φ18+2Φ12	3Φ20

Δ ₁₇		άνοιγμα	2Φ12	3Φ20
		δεξιά στήριξη	3Φ18+2Φ12	3Φ20+1Φ14
Δ ₁₈	20/60	αριστερή στήριξη	3Φ18+2Φ12	3Φ14
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ14
		δεξιά στήριξη	2Φ14+2Φ12	3Φ14
Δ ₁₉	25/55	αριστερή στήριξη	3Φ20+2Φ12	3Φ20
		άνοιγμα	2Φ12	5Φ20
		δεξιά στήριξη	5Φ20+2Φ12	3Φ20+2Φ18
Δ ₂₀	25/55	αριστερή στήριξη	4Φ22	2Φ22
		άνοιγμα	4Φ22	2Φ22

Πίνακας Α.2: Οπλισμοί δοκών Α ορόφου

Ξυλότυπος Οροφής Α Ορόφου				
Δοκός	Διαστάσεις Διατομής	Θέση	Πάνω Οπλισμός	Κάτω Οπλισμός
Δ ₁	40/60	αριστερή στήριξη	3Φ22+4Φ20	4Φ20
		άνοιγμα	3Φ22	6Φ20+4Φ12
		δεξιά στήριξη	3Φ22+4Φ20	4Φ20
Δ ₃	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ18	3Φ16
		άνοιγμα	3Φ18	3Φ16
		δεξιά στήριξη	4Φ20+3Φ18	3Φ16
Δ ₅	45/55	αριστερή στήριξη	9Φ20	6Φ20+2Φ16
		άνοιγμα	3Φ20	6Φ20

		δεξιά στήριξη	3Φ20+3Φ18	4Φ20
Δ ₉	20/50	αριστερή στήριξη	3Φ14	3Φ14
		άνοιγμα	3Φ14	3Φ14
		δεξιά στήριξη	3Φ14+12Φ12	3Φ14
Δ ₁₀	20/70	αριστερή στήριξη	6Φ14+3Φ12	4Φ12
		άνοιγμα	2Φ12	7Φ12
		δεξιά στήριξη	2Φ20+3Φ12	4Φ12
Δ ₁₁	40/60	αριστερή στήριξη	8Φ20	4Φ20
		άνοιγμα	4Φ20	7Φ20
		δεξιά στήριξη	9Φ20	4Φ20
Δ ₁₃	30/50	αριστερή στήριξη	2Φ22+2Φ12	3Φ20
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ20
		δεξιά στήριξη	3Φ22+2Φ12	3Φ20
Δ ₁₄	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ22+2Φ20	3Φ18
		άνοιγμα	2Φ20	4Φ18
		δεξιά στήριξη	3Φ22+2Φ20	3Φ18
Δ ₁₅	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ22+2Φ20	3Φ18
		άνοιγμα	2Φ20	3Φ18
		δεξιά στήριξη	7Φ20	3Φ18
	45/50	αριστερή στήριξη	2Φ16+4Φ14	7Φ20

Δ ₁₆		άνοιγμα	4Φ14	9Φ20
		δεξιά στήριξη	2Φ16+4Φ14	7Φ20
Δ ₁₈	20/50	αριστερή στήριξη	4Φ22	2Φ22
		άνοιγμα	4Φ22	2Φ22
		δεξιά στήριξη	4Φ22	2Φ22
Δ ₁₉	25/50	αριστερή στήριξη	3Φ20+2Φ18	3Φ14
		άνοιγμα	2Φ18	3Φ14
		δεξιά στήριξη	2Φ18	3Φ14
Δ ₂₀	10/60	αριστερή στήριξη	άοπλη	
		άνοιγμα		
		δεξιά στήριξη		
Δ ₂₁	20/50	αριστερή στήριξη	2Φ14	3Φ12
		άνοιγμα	2Φ14	3Φ12
		δεξιά στήριξη	2Φ20+Φ214	3Φ12
Δ ₂₂	25/50	αριστερή στήριξη	2Φ22+2Φ18	3Φ20+2Φ18
		άνοιγμα	3Φ18	3Φ20
		δεξιά στήριξη	3Φ18	3Φ20
Δ ₂₃	20/50	αριστερή στήριξη	1Φ18+2Φ12	3Φ18
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ18
		δεξιά στήριξη	2Φ20+2Φ12	3Φ18
	20/50	αριστερή στήριξη	2Φ20+2Φ12	3Φ16

Δ ₂₄		άνοιγμα	2Φ12	3Φ16
		δεξιά στήριξη	2Φ16+2Φ12	3Φ16
Δ ₂₅	30/50	αριστερή στήριξη	4Φ20	4Φ20
		άνοιγμα	2Φ20	4Φ20
		δεξιά στήριξη	2Φ20	4Φ20
Δ ₂₆	45/50	αριστερή στήριξη	5Φ20	3Φ20
		άνοιγμα	5Φ20	3Φ20

Πίνακας Α.3: Οπλισμοί δοκών Β ορόφου

Ευλότυπος Οροφής Β Ορόφου				
Δοκός	Διαστάσεις Διατομής	Θέση	Πάνω Οπλισμός	Κάτω Οπλισμός
Δ ₁	40/60	αριστερή στήριξη	5Φ20+2Φ22	4Φ20+1Φ18
		άνοιγμα	2Φ22	6Φ20
		δεξιά στήριξη	2Φ22	6Φ20+3Φ16
Δ ₃	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ18	3Φ16
		άνοιγμα	3Φ18	3Φ16
		δεξιά στήριξη	3Φ18+2Φ16	3Φ16
Δ ₅	50/50	αριστερή στήριξη	8Φ20	6Φ20+2Φ16
		άνοιγμα	3Φ20	6Φ20
		δεξιά στήριξη	3Φ20+3Φ18	6Φ20
	20/50	αριστερή στήριξη	3Φ12	3Φ12

Δ ₉		άνοιγμα	3Φ12	3Φ12
		δεξιά στήριξη	3Φ12	3Φ12
Δ ₁₀	20/70	αριστερή στήριξη	5Φ14+3Φ12	6Φ12
		άνοιγμα	3Φ12	6Φ12
		δεξιά στήριξη	3Φ12+1Φ14	6Φ12
Δ ₁₁	40/60	αριστερή στήριξη	9Φ20	4Φ20
		άνοιγμα	4Φ20	7Φ20
		δεξιά στήριξη	9Φ20	4Φ20
Δ ₁₃	30/50	αριστερή στήριξη	2Φ18+2Φ12	3Φ18+2Φ12
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ18
		δεξιά στήριξη	3Φ22+2Φ12	3Φ18
Δ ₁₄	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ22+2Φ12	3Φ20
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ20
		δεξιά στήριξη	3Φ20+2Φ12	3Φ20
Δ ₁₅	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ20+2Φ12	3Φ18
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ18
		δεξιά στήριξη	5Φ20+2Φ12	3Φ18
Δ ₁₆	45/50	αριστερή στήριξη	3Φ16+4Φ14	9Φ20
		άνοιγμα	4Φ14	9Φ20
		δεξιά στήριξη	4Φ14+3Φ16	9Φ20
Δ ₁₈	20/50	αριστερή στήριξη	3Φ20	2Φ20
		άνοιγμα	3Φ20	2Φ20

		δεξιά στήριξη	3Φ20	2Φ20
Δ ₁₉	25/50	αριστερή στήριξη	2Φ20+216	3Φ14
		άνοιγμα	2Φ20	3Φ14
		δεξιά στήριξη	2Φ20	3Φ14
Δ ₂₀	10/60	αριστερή στήριξη	άοπλη	
		άνοιγμα		
		δεξιά στήριξη		
Δ ₂₁	20/50	αριστερή στήριξη	2Φ16	3Φ12
		άνοιγμα	2Φ16	3Φ12
		δεξιά στήριξη	2Φ18+Φ216	3Φ12
Δ ₂₂	25/50	αριστερή στήριξη	2Φ22+2Φ18	3Φ16+2Φ18
		άνοιγμα	2Φ18	3Φ16
		δεξιά στήριξη	4Φ18	3Φ16
Δ ₂₃	20/50	αριστερή στήριξη	2Φ18+2Φ14	3Φ16
		άνοιγμα	2Φ14	3Φ16
		δεξιά στήριξη	2Φ20+2Φ14	3Φ16
Δ ₂₄	20/50	αριστερή στήριξη	2Φ20+2Φ12	3Φ16
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ16
		δεξιά στήριξη	2Φ14+2Φ12	3Φ16
Δ ₂₅	30/50	αριστερή στήριξη	4Φ20	3Φ20
		άνοιγμα	2Φ20	3Φ20
		δεξιά στήριξη	4Φ20	3Φ20

Δ_{26}	45/50	αριστερή στήριξη	5Φ20	3Φ20
		άνοιγμα	5Φ20	3Φ20

Πίνακας Α.4: Οπλισμοί δοκών Γ ορόφου

Ευλότυπος Οροφής Γ Ορόφου				
Δοκός	Διαστάσεις Διατομής	Θέση	Πάνω Οπλισμός	Κάτω Οπλισμός
Δ_1	40/60	αριστερή στήριξη	5Φ20	4Φ20+1Φ18
		άνοιγμα	2Φ20	6Φ20
		δεξιά στήριξη	2Φ20	6Φ20+3Φ16
Δ_3	30/50	αριστερή στήριξη	2Φ14	3Φ16
		άνοιγμα	2Φ14	3Φ16
		δεξιά στήριξη	3Φ20+2Φ14	3Φ16
Δ_5	50/50	αριστερή στήριξη	6Φ20	4Φ20
		άνοιγμα	3Φ20	7Φ20
		δεξιά στήριξη	6Φ20	4Φ20
Δ_9	20/50	αριστερή στήριξη	3Φ12	3Φ14
		άνοιγμα	3Φ12	3Φ14
		δεξιά στήριξη	3Φ12	3Φ14
Δ_{10}	20/70	αριστερή στήριξη	5Φ12	3Φ12
		άνοιγμα	3Φ12	6Φ12
		δεξιά στήριξη	3Φ12	6Φ12

Δ_{11}	40/60	αριστερή στήριξη	6Φ20	4Φ20
		άνοιγμα	3Φ20	7Φ20
		δεξιά στήριξη	6Φ20	4Φ20
Δ_{13}	30/50	αριστερή στήριξη	2Φ18+2Φ12	3Φ18+2Φ12
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ18
		δεξιά στήριξη	3Φ22+2Φ12	3Φ18
Δ_{14}	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ20+2Φ12	3Φ16
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ16
		δεξιά στήριξη	2Φ18+2Φ12	3Φ16
Δ_{15}	30/50	αριστερή στήριξη	3Φ18+2Φ12	3Φ16
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ16
		δεξιά στήριξη	4Φ20+2Φ12	3Φ16
Δ_{16}	45/50	αριστερή στήριξη	3Φ16+4Φ14	9Φ20
		άνοιγμα	4Φ14	9Φ20
		δεξιά στήριξη	4Φ14+3Φ16	9Φ20
Δ_{18}	20/50	αριστερή στήριξη	3Φ20	2Φ20
		άνοιγμα	3Φ20	2Φ20
		δεξιά στήριξη	3Φ20	2Φ20
Δ_{19}	25/50	αριστερή στήριξη	2Φ20+2Φ16	3Φ14
		άνοιγμα	2Φ20	3Φ14
		δεξιά στήριξη	2Φ20	3Φ14
Δ_{20}	10/60	αριστερή στήριξη		

		άνοιγμα	άοπλη	
		δεξιά στήριξη		
Δ ₂₁	20/50	αριστερή στήριξη	2Φ12	3Φ12
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ12
		δεξιά στήριξη	2Φ16+Φ12	3Φ12
Δ ₂₂	25/50	αριστερή στήριξη	4Φ12	2Φ18+3Φ14
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ14
		δεξιά στήριξη	1Φ16+2Φ12	3Φ14
Δ ₂₃	20/50	αριστερή στήριξη	1Φ16+2Φ12	3Φ14
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ14
		δεξιά στήριξη	1Φ16+2Φ12	3Φ14
Δ ₂₄	20/50	αριστερή στήριξη	1Φ16+2Φ12	3Φ14
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ14
		δεξιά στήριξη	2Φ12+1Φ14	3Φ14
Δ ₂₅	30/50	αριστερή στήριξη	2Φ14+2Φ12	3Φ16
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ16
		δεξιά στήριξη	2Φ14+2Φ12	3Φ16
Δ ₂₆	45/50	αριστερή στήριξη	4Φ20	2Φ20
		άνοιγμα	4Φ20	2Φ20

Πίνακας Α.5: Οπλισμοί δοκών δώματος

Ξυλότυπος Οροφής Δώματος				
Δοκός	Διαστάσεις Διατομής	Θέση	Πάνω Οπλισμός	Κάτω Οπλισμός
Δ ₁	20/40	αριστερή στήριξη	3Φ16	2Φ16
		άνοιγμα	3Φ16	2Φ16
		δεξιά στήριξη	3Φ16	2Φ16
Δ ₂	20/40	αριστερή στήριξη	2Φ12	2Φ14
		άνοιγμα	2Φ12	2Φ14
		δεξιά στήριξη	6Φ12	2Φ14
Δ ₇	20/40	αριστερή στήριξη	2Φ12	3Φ12
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ12
		δεξιά στήριξη	3Φ12	3Φ12
Δ ₂₁	20/40	αριστερή στήριξη	2Φ12	3Φ12
		άνοιγμα	2Φ12	3Φ12
		δεξιά στήριξη	2Φ12	3Φ12

Πίνακας Α.6: Οπλισμοί υποστυλωμάτων πυλωτής

Ξυλότυπος Οροφής Πυλωτής		
Υποστύλωμα	Διαστάσεις διατομής	Οπλισμός
K1	50/50	12Φ20
K2	100/45	8Φ20+6Φ18
K3	40/60	8Φ20
K4	60/40	10Φ20
K5	40/100	14Φ20
K6	50/50	8Φ20
K7	45/45	8Φ20
K8	20/30/125/160/20/140/105/ 140/20/190	30Φ20+4Φ16 κατακόρυφος: Φ10/10 οριζόντιος: Φ12/10
K9	50/40	8Φ20
K10	60/60	20Φ20
K11	100/45	22Φ20

Πίνακας Α.7: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Α ορόφου

Ξυλότυπος Οροφής Α Ορόφου		
Υποστύλωμα	Διαστάσεις διατομής	Οπλισμός
K1	50/50	10Φ20
K2	100/45	8Φ20+6Φ18
K3	40/60	8Φ20
K4	60/40	10Φ20
K5	40/100	8Φ20+6Φ18
K6	50/50	8Φ20

K7	45/45	8Φ20
K8	20/30/125/160/20/140/105/ 140/20/190	30Φ18+4Φ16 κατακόρυφος: Φ10/10 οριζόντιος: Φ10/10
K9	50/40	8Φ20
K10	60/60	18Φ18
K11	100/40	12Φ20+10Φ16

Πίνακας Α.8: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Β ορόφου

Ξυλότυπος Οροφής Β Ορόφου		
Υποστύλωμα	Διαστάσεις διατομής	Οπλισμός
K1	50/50	12Φ20
K2	100/45	8Φ20+6Φ18
K3	40/60	8Φ18
K4	60/40	10Φ20
K5	40/100	8Φ20+6Φ18
K6	50/50	4Φ20+4Φ16
K7	45/45	4Φ20+4Φ14
K8	20/30/125/160/20/140/105/ 140/20/190	34Φ16 κατακόρυφος: Φ10/20 οριζόντιος: Φ10/20
K9	50/40	4Φ20+4Φ16
K10	60/60	18Φ18
K11	100/40	20Φ18

Πίνακας Α.9: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Γ ορόφου

Ξυλότυπος Οροφής Γ Ορόφου		
Υποστύλωμα	Διαστάσεις διατομής	Οπλισμός
K1	50/50	12Φ20
K2	100/45	8Φ20+6Φ18
K3	40/60	8Φ18
K4	60/40	8Φ20
K5	40/100	8Φ20+6Φ18
K6	50/50	4Φ20+4Φ16
K7	45/45	4Φ20+4Φ14
K8	20/30/125/160/20/140/105/ 140/20/190	34Φ16 κατακόρυφος: Φ10/20 οριζόντιος: Φ10/20
K9	50/40	4Φ20+4Φ16
K10	60/60	18Φ18
K11	100/40	20Φ18

Πίνακας Α.10: Οπλισμοί υποστυλωμάτων δώματος

Ξυλότυπος Οροφής Δώματος		
Υποστύλωμα	Διαστάσεις διατομής	Οπλισμός
K7	45/45	4Φ18+4Φ14
K8	20/190	4Φ18+4Φ16+Φ414 κατακόρυφος: Φ10/20
K9	50/40	4Φ18+4Φ14

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΩΝΙΩΝ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΙ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΔΟΚΩΝ
ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ**

Πίνακας Β.1: Γωνίες στροφής και στάθμες επιτελεστικότητας δοκών πλωτής.

Δοκός	Θέση		My	Mu/My	0.25Mu/My	θyτελ	θpl=θu-θy	LS =(B-θy)	CP= (Γ-θy)	2θu-θy
Δ1	Αριστερά	0	300.24	1.2517	0.3129	0.0093	0.0637	0.0136	0.0312	0.1366
		180	570.8	1.0732	0.2683	0.0124	0.0412	0.0059	0.0174	0.0948
	Δεξιά	0	361.04	1.2801	0.3200	0.0092	0.0452	0.0085	0.0210	0.0997
		180	609.89	1.0910	0.2727	0.0127	0.0591	0.0108	0.0272	0.1309
Δ2	Αριστερά	0	342.465	1.2448	0.3112	0.0099	0.0586	0.0119	0.0282	0.1271
		180	405.089	1.1796	0.2949	0.0118	0.0492	0.0084	0.0221	0.1101
	Δεξιά	0	305.335	1.3909	0.3477	0.0099	0.0475	0.0088	0.0220	0.1048
		180	552.936	1.0862	0.2716	0.0137	0.0591	0.0103	0.0268	0.1318
Δ10	Αριστερά	0	357.65	1.0963	0.2741	0.0070	0.0353	0.0067	0.0165	0.0775
		180	224.959	1.1939	0.2985	0.0072	0.0429	0.0087	0.0206	0.0931
	Δεξιά	0	224.951	1.1829	0.2957	0.0070	0.0346	0.0065	0.0161	0.0762
		180	345.83	1.1209	0.2802	0.0077	0.0433	0.0086	0.0207	0.0943
Δ16	Αριστερά	0	292.32	1.1985	0.2996	0.0069	0.0419	0.0085	0.0202	0.0906
		180	379.75	1.0591	0.2648	0.0078	0.0366	0.0067	0.0169	0.0811
	Δεξιά	0	184.883	1.1746	0.2937	0.0069	0.0362	0.0070	0.0170	0.0793
		180	247.841	1.1566	0.2892	0.0075	0.0428	0.0086	0.0205	0.0931
Δ11	Αριστερά	0	224.951	1.1829	0.2957	0.0071	0.0454	0.0095	0.0221	0.0980
		180	345.83	1.1209	0.2802	0.0078	0.0350	0.0063	0.0160	0.0778
	Δεξιά	0	222.334	1.2009	0.3002	0.0070	0.0358	0.0068	0.0168	0.0786
		180	360.152	1.0752	0.2688	0.0079	0.0447	0.0089	0.0213	0.0972
Δ3	Αριστερά	0	353.651	1.1833	0.2958	0.0088	0.0587	0.0124	0.0287	0.1262

		180	511.949	1.0808	0.2702	0.0117	0.0434	0.0069	0.0189	0.0985
	Δεξιά	0	233.703	1.1166	0.2791	0.0092	0.0488	0.0095	0.0230	0.1068
		180	331.83	1.0998	0.2750	0.0110	0.0532	0.0099	0.0247	0.1173
Δ3 α' μέρος	Δεξιά	0	317.49	1.1642	0.2910	0.0116	0.0680	0.0137	0.0326	0.1477
		180	175.632	1.1246	0.2811	0.0115	0.0468	0.0079	0.0209	0.1051
Δ3 β' μέρος	Αριστερά	0	317.49	1.1642	0.2910	0.0077	0.0349	0.0063	0.0160	0.0776
		180	175.632	1.1246	0.2811	0.0077	0.0506	0.0107	0.0247	0.1090
Δ6	Αριστερά	0	133.865	1.1942	0.2985	0.0068	0.0183	0.0021	0.0071	0.0434
		180	50.281	1.2053	0.3013	0.0063	0.0331	0.0064	0.0156	0.0726
	Δεξιά	0	142.97	1.1431	0.2858	0.0054	0.0271	0.0054	0.0127	0.0597
		180	115.037	1.1998	0.2999	0.0065	0.0240	0.0038	0.0105	0.0545
Δ17	Αριστερά	0	241.429	1.0912	0.2728	0.0075	0.0426	0.0085	0.0203	0.0926
		180	228.424	1.1749	0.2937	0.0077	0.0412	0.0080	0.0194	0.0901
	Δεξιά	0	261.681	1.1459	0.2865	0.0075	0.0431	0.0086	0.0206	0.0937
		180	226.497	1.1864	0.2966	0.0077	0.0406	0.0079	0.0191	0.0890
Δ12	Αριστερά	0	243.88	1.1799	0.2950	0.0086	0.0517	0.0105	0.0249	0.1121
		180	357.558	1.0976	0.2744	0.0097	0.0413	0.0072	0.0186	0.0922
	Δεξιά	0	249.998	1.1795	0.2949	0.0083	0.0408	0.0077	0.0190	0.0899
		180	407.631	1.0972	0.2743	0.0099	0.0527	0.0102	0.0249	0.1153
Δ13	Αριστερά	0	160.99	1.2018	0.3004	0.0069	0.0427	0.0088	0.0207	0.0924
		180	330.995	1.0287	0.2572	0.0081	0.0283	0.0044	0.0121	0.0647
	Δεξιά	0	171.665	1.1107	0.2777	0.0073	0.0291	0.0048	0.0129	0.0655
		180	337.311	1.0152	0.2538	0.0074	0.0423	0.0087	0.0202	0.0920
Δ7	Αριστερά	0	233.141	1.1761	0.2940	0.0058	0.0354	0.0073	0.0171	0.0766
		180	321.981	1.0790	0.2697	0.0065	0.0283	0.0050	0.0128	0.0631
	Δεξιά	0	212.725	1.2789	0.3197	0.0058	0.0317	0.0062	0.0150	0.0692
		180	226.923	1.1640	0.2910	0.0063	0.0320	0.0061	0.0150	0.0702

Δ18	Αριστερά	0	109.252	1.2374	0.3093	0.0063	0.0439	0.0094	0.0216	0.0942
		180	232.867	1.0794	0.2699	0.0071	0.0285	0.0048	0.0127	0.0642
	Δεξιά	0	116.742	1.1767	0.2942	0.0062	0.0348	0.0069	0.0166	0.0757
		180	129.331	1.1178	0.2795	0.0067	0.0371	0.0073	0.0176	0.0808
Δ14	Αριστερά	0	137.086	1.2095	0.3024	0.0088	0.0658	0.0144	0.0326	0.1404
		180	316.969	1.0533	0.2633	0.0119	0.0379	0.0052	0.0158	0.0876
	Δεξιά	0	135.088	1.1448	0.2862	0.0094	0.0542	0.0109	0.0259	0.1178
		180	112.392	1.1503	0.2876	0.0093	0.0491	0.0095	0.0232	0.1075
Δ19	Αριστερά	0	221.317	1.2181	0.3045	0.0066	0.0404	0.0083	0.0195	0.0874
		180	270.497	1.1620	0.2905	0.0073	0.0354	0.0066	0.0164	0.0781
	Δεξιά	0	336.364	1.1824	0.2956	0.0068	0.0359	0.0070	0.0169	0.0786
		180	418.952	1.1031	0.2758	0.0076	0.0394	0.0076	0.0185	0.0864
Δ8	Αριστερά	0	274.084	1.2556	0.3139	0.0095	0.0638	0.0135	0.0312	0.1371
		180	514.142	1.0667	0.2667	0.0128	0.0413	0.0058	0.0173	0.0954
	Δεξιά	0	286.485	1.1642	0.2911	0.0108	0.0416	0.0068	0.0183	0.0940
		180	608.691	1.0416	0.2604	0.0131	0.0626	0.0116	0.0290	0.1383
Δ8 α' μέρος	Δεξιά	0	540.567	1.1107	0.2777	0.0149	0.0616	0.0105	0.0276	0.1381
		180	203.053	1.2551	0.3138	0.0140	0.0428	0.0057	0.0176	0.0995
Δ8 β' μέρος	Αριστερά	0	545.16	1.1172	0.2793	0.0085	0.0427	0.0081	0.0199	0.0938
		180	214.738	1.2163	0.3041	0.0080	0.0566	0.0121	0.0279	0.1212
Δ20(πρόβολος)	Αριστερά	0	148.861	1.1909	0.2977	0.0103	0.0618	0.0126	0.0298	0.1340
		180	310.213	1.0003	0.2501	0.0129	0.0399	0.0053	0.0164	0.0928

Πίνακας Β.2: Γωνίες στροφής και στάθμες επιτελεστικότητας δοκών Α ορόφου

Δοκός	Θέση		My	Mu/My	0.25Mu/My	θyτελ	θpl=θu-θy	LS =(B-θy)	CP= (Γ-θy)	2θu-θy
Δ1	Αριστερά	0	304.913	1.1953	0.2988	0.0089	0.0613	0.0131	0.0301	0.1314
		180	548.318	1.0798	0.2699	0.0117	0.0407	0.0061	0.0174	0.0932
	Δεξιά	0	298.374	1.2465	0.3116	0.0088	0.0437	0.0082	0.0204	0.0962
		180	540.491	1.0890	0.2723	0.0117	0.0584	0.0110	0.0273	0.1286
Δ1 α' μέρος	Δεξιά	0	557.153	1.0893	0.2723	0.0090	0.0553	0.0114	0.0267	0.1196
		180	267.822	1.1857	0.2964	0.0078	0.0387	0.0073	0.0181	0.0853
Δ1 β' μέρος	Αριστερά	0	557.153	1.0893	0.2723	0.0122	0.0437	0.0067	0.0189	0.0996
		180	267.822	1.1857	0.2964	0.0109	0.0664	0.0136	0.0320	0.1436
Δ13	Αριστερά	0	186.408	1.1532	0.2883	0.0076	0.0420	0.0083	0.0199	0.0916
		180	201.426	1.0774	0.2693	0.0084	0.0402	0.0074	0.0186	0.0888
	Δεξιά	0	194.548	1.0901	0.2725	0.0079	0.0389	0.0073	0.0181	0.0856
		180	225.003	1.1374	0.2844	0.0084	0.0431	0.0082	0.0202	0.0946
Δ14	Αριστερά	0	149.428	1.1912	0.2978	0.0081	0.0530	0.0111	0.0258	0.1140
		180	332.583	1.0321	0.2580	0.0097	0.0321	0.0046	0.0135	0.0740
	Δεξιά	0	151.343	1.1835	0.2959	0.0081	0.0338	0.0058	0.0152	0.0756
		180	327.585	1.0482	0.2620	0.0097	0.0514	0.0100	0.0242	0.1125
Δ16	Αριστερά	0	427.162	1.1276	0.2819	0.0185	0.0519	0.0062	0.0206	0.1223
		180	196.666	1.1929	0.2982	0.0189	0.0807	0.0140	0.0364	0.1802
	Δεξιά	0	447.289	1.0824	0.2706	0.0185	0.0811	0.0143	0.0368	0.1807
		180	196.7	1.1927	0.2982	0.0189	0.0515	0.0059	0.0202	0.1219
Δ16 α' μέρος	Δεξιά	0	579.641	1.0138	0.2535	0.0126	0.0800	0.0166	0.0388	0.1727
		180	121.162	1.2682	0.3170	0.0101	0.0344	0.0051	0.0146	0.0789
Δ16 β' μέρος	Αριστερά	0	579.641	1.0138	0.2535	0.0137	0.0328	0.0030	0.0122	0.0793
		180	121.162	1.2682	0.3170	0.0110	0.0857	0.0189	0.0427	0.1825

Δ3	Αριστερά	0	121.058	1.2224	0.3056	0.0116	0.0629	0.0123	0.0298	0.1374
		180	149.894	1.1318	0.2830	0.0134	0.0536	0.0089	0.0238	0.1207
	Δεξιά	0	131.312	1.1410	0.2852	0.0122	0.0417	0.0062	0.0177	0.0955
		180	364.26	1.0317	0.2579	0.0172	0.0756	0.0133	0.0343	0.1683
Δ3 α' μέρος	Δεξιά	0	163.961	1.1872	0.2968	0.0098	0.0561	0.0112	0.0268	0.1220
		180	147.531	1.1618	0.2905	0.0108	0.0527	0.0098	0.0245	0.1162
Δ3 β' μέρος	Αριστερά	0	166.208	1.1424	0.2856	0.0066	0.0347	0.0067	0.0164	0.0760
		180	147.537	1.1618	0.2905	0.0069	0.0360	0.0069	0.0169	0.0789
Δ22	Αριστερά	0	280.797	1.1246	0.2811	0.0080	0.0401	0.0076	0.0187	0.0883
		180	248.99	1.1028	0.2757	0.0090	0.0422	0.0077	0.0194	0.0933
	Δεξιά	0	182.72	1.1841	0.2960	0.0078	0.0442	0.0088	0.0211	0.0963
		180	146.306	1.1625	0.2906	0.0084	0.0389	0.0071	0.0179	0.0862
Δ21	Αριστερά	0	65.499	1.2796	0.3199	0.0096	0.0541	0.0108	0.0258	0.1179
		180	62.583	1.1290	0.2822	0.0105	0.0561	0.0109	0.0265	0.1227
	Δεξιά	0	72.38	1.1508	0.2877	0.0096	0.0422	0.0074	0.0192	0.0941
		180	186.095	1.0250	0.2562	0.0133	0.0686	0.0131	0.0322	0.1505
Δ23	Αριστερά	0	150.966	1.0921	0.2730	0.0092	0.0383	0.0066	0.0172	0.0859
		180	98.294	1.1057	0.2764	0.0086	0.0500	0.0101	0.0239	0.1085
	Δεξιά	0	150.479	1.1283	0.2821	0.0080	0.0434	0.0085	0.0205	0.0948
		180	167.218	1.1260	0.2815	0.0081	0.0460	0.0092	0.0219	0.1001
Δ5	Αριστερά	0	265.637	1.1409	0.2852	0.0098	0.0659	0.0139	0.0322	0.1415
		180	524.028	1.0644	0.2661	0.0132	0.0393	0.0050	0.0159	0.0918
	Δεξιά	0	250.76	1.1223	0.2806	0.0113	0.0476	0.0082	0.0214	0.1064
		180	309.329	1.1541	0.2885	0.0120	0.0555	0.0101	0.0255	0.1230
Δ5 α' μέρος	Δεξιά	0	419.22	1.1066	0.2767	0.0106	0.0614	0.0123	0.0294	0.1335
		180	183.679	1.1801	0.2950	0.0100	0.0384	0.0062	0.0169	0.0867
Δ5 β' μέρος	Αριστερά	0	419.22	1.1066	0.2767	0.0087	0.0331	0.0053	0.0146	0.0750

		180	183.679	1.1801	0.2950	0.0082	0.0542	0.0114	0.0264	0.1165
Δ5 β' μέρος	Δεξιά	0	365.171	1.1169	0.2792	0.0085	0.0437	0.0083	0.0205	0.0959
		180	315.651	1.1469	0.2867	0.0087	0.0413	0.0076	0.0191	0.0912
Δ5 γ' μέρος	Αριστερά	0	365.171	1.1169	0.2792	0.0090	0.0432	0.0080	0.0200	0.0955
		180	315.651	1.1469	0.2867	0.0092	0.0455	0.0086	0.0212	0.1002
Δ9	Αριστερά	0	95.94	1.1009	0.2752	0.0066	0.0260	0.0043	0.0115	0.0586
		180	90.431	1.1540	0.2885	0.0067	0.0259	0.0042	0.0114	0.0584
	Δεξιά	0	89.317	1.2002	0.3000	0.0064	0.0245	0.0040	0.0108	0.0555
		180	114.393	1.1237	0.2809	0.0068	0.0274	0.0046	0.0122	0.0616
Δ15	Αριστερά	0	151.343	1.1835	0.2959	0.0090	0.0624	0.0133	0.0307	0.1338
		180	327.585	1.0482	0.2620	0.0121	0.0369	0.0049	0.0151	0.0858
	Δεξιά	0	164.86	1.1570	0.2893	0.0096	0.0370	0.0060	0.0163	0.0836
		180	391.979	1.0688	0.2672	0.0127	0.0623	0.0117	0.0290	0.1373
Δ19	Αριστερά	0	97.914	1.1539	0.2885	0.0098	0.0722	0.0157	0.0358	0.1542
		180	266.527	1.0733	0.2683	0.0134	0.0356	0.0040	0.0139	0.0846
	Δεξιά	0	89.387	1.2889	0.3222	0.0092	0.0528	0.0106	0.0252	0.1148
		180	100.094	1.1453	0.2863	0.0104	0.0544	0.0105	0.0256	0.1191
Δ18	Αριστερά	0	150.428	1.1842	0.2960	0.0073	0.0441	0.0090	0.0213	0.0955
		180	270.544	1.0667	0.2667	0.0088	0.0288	0.0041	0.0121	0.0664
	Δεξιά	0	156.497	1.0828	0.2707	0.0077	0.0299	0.0049	0.0132	0.0675
		180	267.995	1.0833	0.2708	0.0082	0.0432	0.0085	0.0203	0.0945
Δ10	Αριστερά	0	126.777	1.3642	0.3410	0.0058	0.0420	0.0091	0.0208	0.0897
		180	339.92	1.0746	0.2686	0.0065	0.0236	0.0037	0.0102	0.0536
	Δεξιά	0	127.438	1.3332	0.3333	0.0058	0.0262	0.0047	0.0120	0.0581
		180	259.54	1.1255	0.2814	0.0065	0.0385	0.0078	0.0185	0.0834
Δ24	Αριστερά	0	118.354	1.1914	0.2979	0.0068	0.0420	0.0086	0.0203	0.0907
		180	165.157	1.1303	0.2826	0.0077	0.0340	0.0060	0.0154	0.0757

	Δεξιά	0	119.346	1.1837	0.2959	0.0068	0.0379	0.0075	0.0180	0.0826
		180	122.911	1.1425	0.2856	0.0074	0.0381	0.0073	0.0178	0.0836
Δ25	Αριστερά	0	262.371	1.0971	0.2743	0.0077	0.0404	0.0078	0.0190	0.0884
		180	246.172	1.1404	0.2851	0.0085	0.0396	0.0072	0.0182	0.0876
	Δεξιά	0	257.949	1.1054	0.2764	0.0077	0.0485	0.0100	0.0235	0.1046
		180	121.11	1.1861	0.2965	0.0069	0.0342	0.0064	0.0159	0.0753
Δ11	Αριστερά	0	302.008	1.2614	0.3154	0.0087	0.0627	0.0135	0.0310	0.1341
		180	476.651	1.2581	0.3145	0.0119	0.0403	0.0059	0.0171	0.0926
	Δεξιά	0	315.797	1.1448	0.2862	0.0100	0.0409	0.0069	0.0183	0.0918
		180	638.167	1.0650	0.2662	0.0122	0.0611	0.0116	0.0285	0.1344
Δ11 α' μέρος	Δεξιά	0	593.049	1.0958	0.2739	0.0119	0.0423	0.0064	0.0182	0.0965
		180	292.954	1.1884	0.2971	0.0117	0.0664	0.0133	0.0317	0.1445
Δ11 β' μέρος	Αριστερά	0	593.049	1.0958	0.2739	0.0094	0.0461	0.0086	0.0214	0.1016
		180	292.954	1.1884	0.2971	0.0092	0.0484	0.0093	0.0228	0.1060
Δ26(πρόβολος)	Αριστερά	0	204.061	1.0990	0.2748	0.0104	0.0589	0.0117	0.0281	0.1281
		180	287.497	1.0979	0.2745	0.0125	0.0425	0.0063	0.0181	0.0976

Πίνακας Β.3: Γωνίες στροφής και στάθμες επιτελεστικότητας δοκών Β ορόφου

Δοκός	Θέση	My	Mu/My	0.25Mu/My	θyτελ	θpl=θu-θy	LS =(B-θy)	CP= (Γ-θy)	20u-θy	
Δ1	Αριστερά	0	356.608	1.1977	0.2994	0.0090	0.0579	0.0121	0.0282	0.1248
		180	538.914	1.0861	0.2715	0.0116	0.0434	0.0069	0.0189	0.0984
	Δεξιά	0	350.136	1.2390	0.3098	0.0088	0.0462	0.0089	0.0217	0.1012
		180	535.639	1.0909	0.2727	0.0116	0.0553	0.0102	0.0255	0.1221
Δ1 α' μέρος	Δεξιά	0	570.096	1.1033	0.2758	0.0091	0.0623	0.0133	0.0306	0.1338
		180	193.303	1.1349	0.2837	0.0088	0.0331	0.0053	0.0145	0.0750
Δ1 β' μέρος	Αριστερά	0	570.096	1.1033	0.2758	0.0123	0.0381	0.0051	0.0157	0.0884
		180	193.303	1.1349	0.2837	0.0124	0.0734	0.0149	0.0353	0.1592
Δ13	Αριστερά	0	191.57	1.1499	0.2875	0.0077	0.0382	0.0072	0.0178	0.0841
		180	140.581	1.1387	0.2847	0.0082	0.0443	0.0087	0.0210	0.0968
	Δεξιά	0	152.781	1.1447	0.2862	0.0078	0.0353	0.0063	0.0161	0.0783
		180	258.608	1.0745	0.2686	0.0090	0.0470	0.0091	0.0221	0.1029
Δ14	Αριστερά	0	181.677	1.1677	0.2919	0.0083	0.0466	0.0093	0.0222	0.1016
		180	268.856	1.0577	0.2644	0.0095	0.0370	0.0061	0.0164	0.0835
	Δεξιά	0	182.698	1.1636	0.2909	0.0083	0.0399	0.0074	0.0185	0.0881
		180	218.147	1.1465	0.2866	0.0091	0.0439	0.0082	0.0204	0.0970
Δ16	Αριστερά	0	563.335	1.0868	0.2717	0.0191	0.0501	0.0054	0.0194	0.1194
		180	232.31	1.1304	0.2826	0.0193	0.0819	0.0142	0.0369	0.1831
	Δεξιά	0	580.466	1.0641	0.2660	0.0190	0.0821	0.0144	0.0372	0.1833
		180	232.328	1.1304	0.2826	0.0193	0.0500	0.0053	0.0192	0.1193
Δ16 α' μέρος	Δεξιά	0	615.203	1.0395	0.2599	0.0128	0.0798	0.0165	0.0387	0.1725
		180	120.213	1.2170	0.3043	0.0101	0.0345	0.0051	0.0147	0.0790
Δ16 β' μέρος	Αριστερά	0	615.203	1.0395	0.2599	0.0139	0.0404	0.0050	0.0163	0.0946
		180	120.213	1.2170	0.3043	0.0110	0.0720	0.0151	0.0351	0.1550
Δ3	Αριστερά	0	121.058	1.2224	0.3056	0.0117	0.0631	0.0123	0.0298	0.1379

		180	149.894	1.1318	0.2830	0.0135	0.0538	0.0089	0.0239	0.1211
	Δεξιά	0	118.106	1.1916	0.2979	0.0122	0.0490	0.0082	0.0218	0.1102
		180	237.078	1.0418	0.2605	0.0144	0.0679	0.0124	0.0313	0.1501
Δ3 α' μέρος	Δεξιά	0	163.961	1.1872	0.2968	0.0098	0.0515	0.0099	0.0243	0.1129
		180	147.531	1.1618	0.2905	0.0108	0.0574	0.0111	0.0271	0.1256
Δ3 β' μέρος	Αριστερά	0	166.208	1.1424	0.2856	0.0066	0.0347	0.0067	0.0164	0.0760
		180	147.537	1.1618	0.2905	0.0069	0.0360	0.0069	0.0169	0.0789
Δ22	Αριστερά	0	214.104	1.1468	0.2867	0.0079	0.0456	0.0092	0.0218	0.0991
		180	242.088	1.0995	0.2749	0.0091	0.0370	0.0062	0.0165	0.0831
	Δεξιά	0	123.637	1.1534	0.2884	0.0076	0.0365	0.0068	0.0169	0.0807
		180	197.263	1.1047	0.2762	0.0089	0.0470	0.0091	0.0222	0.1028
Δ21	Αριστερά	0	66.947	1.2502	0.3126	0.0096	0.0581	0.0119	0.0280	0.1258
		180	79.379	1.1442	0.2861	0.0108	0.0519	0.0096	0.0241	0.1147
	Δεξιά	0	71.642	1.1620	0.2905	0.0096	0.0425	0.0075	0.0194	0.0947
		180	182.986	1.0204	0.2551	0.0133	0.0681	0.0130	0.0319	0.1495
Δ23	Αριστερά	0	116.13	1.1657	0.2914	0.0087	0.0477	0.0094	0.0226	0.1042
		180	156.852	1.1436	0.2859	0.0092	0.0401	0.0070	0.0182	0.0893
	Δεξιά	0	116.846	1.1580	0.2895	0.0078	0.0400	0.0077	0.0188	0.0878
		180	180.517	1.1069	0.2767	0.0084	0.0499	0.0101	0.0240	0.1081
Δ5	Αριστερά	0	354.755	1.1824	0.2956	0.0100	0.0572	0.0114	0.0273	0.1245
		180	472.014	1.0617	0.2654	0.0128	0.0463	0.0072	0.0200	0.1054
	Δεξιά	0	364.505	1.1174	0.2793	0.0118	0.0527	0.0094	0.0241	0.1172
		180	315.652	1.1469	0.2867	0.0119	0.0497	0.0085	0.0223	0.1114
Δ5 α' μέρος	Δεξιά	0	419.22	1.1066	0.2767	0.0106	0.0614	0.0123	0.0294	0.1335
		180	183.679	1.1801	0.2950	0.0100	0.0384	0.0062	0.0169	0.0867
Δ5 β' μέρος	Αριστερά	0	419.22	1.1066	0.2767	0.0087	0.0331	0.0053	0.0146	0.0750
		180	183.679	1.1801	0.2950	0.0082	0.0542	0.0114	0.0264	0.1165

Δ5 β' μέρος	Δεξιά	0	365.171	1.1169	0.2792	0.0085	0.0437	0.0083	0.0205	0.0959
		180	315.651	1.1469	0.2867	0.0087	0.0413	0.0076	0.0191	0.0912
Δ5 γ' μέρος	Αριστερά	0	365.171	1.1169	0.2792	0.0090	0.0432	0.0080	0.0200	0.0955
		180	315.651	1.1469	0.2867	0.0092	0.0455	0.0086	0.0212	0.1002
Δ9	Αριστερά	0	65.783	1.1965	0.2991	0.0065	0.0261	0.0044	0.0116	0.0587
		180	72.254	1.0737	0.2684	0.0066	0.0260	0.0043	0.0115	0.0585
	Δεξιά	0	68.634	1.1655	0.2914	0.0064	0.0262	0.0044	0.0117	0.0587
		180	72.406	1.0716	0.2679	0.0066	0.0260	0.0043	0.0115	0.0585
Δ15	Αριστερά	0	155.449	1.1294	0.2823	0.0091	0.0560	0.0115	0.0270	0.1210
		180	228.27	1.0672	0.2668	0.0115	0.0422	0.0066	0.0184	0.0959
	Δεξιά	0	148.583	1.2252	0.3063	0.0095	0.0392	0.0067	0.0176	0.0880
		180	339.001	1.0316	0.2579	0.0126	0.0591	0.0108	0.0272	0.1307
Δ19	Αριστερά	0	93.874	1.1683	0.2921	0.0099	0.0660	0.0140	0.0323	0.1419
		180	188.642	1.0554	0.2639	0.0129	0.0400	0.0054	0.0165	0.0929
	Δεξιά	0	91.882	1.2487	0.3122	0.0092	0.0499	0.0098	0.0236	0.1090
		180	130.068	1.0656	0.2664	0.0110	0.0569	0.0109	0.0267	0.1248
Δ18	Αριστερά	0	121.326	1.1985	0.2996	0.0070	0.0412	0.0083	0.0197	0.0893
		180	181.264	1.1075	0.2769	0.0081	0.0320	0.0053	0.0142	0.0722
	Δεξιά	0	127.509	1.1060	0.2765	0.0074	0.0327	0.0058	0.0149	0.0728
		180	183.22	1.0940	0.2735	0.0081	0.0401	0.0075	0.0187	0.0882
Δ10	Αριστερά	0	181.433	1.3145	0.3286	0.0058	0.0365	0.0076	0.0177	0.0788
		180	310.239	1.0851	0.2713	0.0066	0.0273	0.0047	0.0123	0.0613
	Δεξιά	0	180.323	1.3296	0.3324	0.0058	0.0349	0.0071	0.0168	0.0756
		180	133.697	1.2239	0.3060	0.0061	0.0291	0.0054	0.0135	0.0644
Δ24	Αριστερά	0	118.354	1.1914	0.2979	0.0068	0.0420	0.0086	0.0203	0.0907
		180	165.157	1.1303	0.2826	0.0077	0.0340	0.0060	0.0154	0.0757
	Δεξιά	0	119.317	1.1840	0.2960	0.0068	0.0395	0.0080	0.0189	0.0859

		180	103.299	1.1643	0.2911	0.0073	0.0366	0.0069	0.0171	0.0804
Δ25	Αριστερά	0	182.775	1.1807	0.2952	0.0076	0.0437	0.0088	0.0209	0.0950
		180	255.219	1.0629	0.2657	0.0088	0.0362	0.0061	0.0162	0.0813
	Δεξιά	0	182.775	1.1807	0.2952	0.0076	0.0405	0.0079	0.0191	0.0885
		180	255.219	1.0629	0.2657	0.0088	0.0424	0.0079	0.0197	0.0937
Δ11	Αριστερά	0	304.608	1.2542	0.3135	0.0087	0.0646	0.0141	0.0320	0.1379
		180	633.681	1.0640	0.2660	0.0122	0.0387	0.0053	0.0161	0.0896
	Δεξιά	0	315.797	1.1448	0.2862	0.0100	0.0409	0.0069	0.0183	0.0918
		180	638.167	1.0650	0.2662	0.0122	0.0611	0.0116	0.0285	0.1344
Δ11 α' μέρος	Δεξιά	0	593.049	1.0958	0.2739	0.0119	0.0641	0.0125	0.0303	0.1401
		180	292.954	1.1884	0.2971	0.0116	0.0441	0.0071	0.0193	0.0998
Δ11 β' μέρος	Αριστερά	0	593.049	1.0958	0.2739	0.0094	0.0390	0.0067	0.0175	0.0874
		180	292.954	1.1884	0.2971	0.0092	0.0569	0.0117	0.0275	0.1229
Δ26(πρόβολος)	Αριστερά	0	181.633	1.1987	0.2997	0.0103	0.0590	0.0118	0.0282	0.1282
		180	204.932	1.6013	0.4003	0.0126	0.0425	0.0062	0.0180	0.0975

Πίνακας Β.4: Γωνίες στροφής και στάθμες επιτελεστικότητας δοκών Γ ορόφου

Δοκός	Θέση	My	Mu/My	0.25Mu/My	θyτελ	θpl=θu-θy	LS =(B-θy)	CP= (Γ-θy)	2θu-θy	
Δ1	Αριστερά	0	368.631	1.1440	0.2860	0.0089	0.0523	0.0106	0.0251	0.1135
		180	359.969	1.1550	0.2888	0.0098	0.0503	0.0096	0.0236	0.1105
	Δεξιά	0	351.468	1.2220	0.3055	0.0087	0.0514	0.0104	0.0247	0.1115
		180	359.93	1.1552	0.2888	0.0098	0.0514	0.0099	0.0242	0.1126
Δ1 α' μέρος	Δεξιά	0	571.061	1.0952	0.2738	0.0090	0.0624	0.0133	0.0307	0.1338
		180	160.97	1.1515	0.2879	0.0075	0.0344	0.0062	0.0158	0.0763
Δ1 β' μέρος	Αριστερά	0	571.061	1.0952	0.2738	0.0122	0.0381	0.0052	0.0157	0.0884
		180	160.97	1.1515	0.2879	0.0104	0.0754	0.0163	0.0373	0.1612
Δ13	Αριστερά	0	137.823	1.1380	0.2845	0.0073	0.0374	0.0071	0.0175	0.0820
		180	82.492	1.2075	0.3019	0.0068	0.0472	0.0101	0.0232	0.1011
	Δεξιά	0	98.177	1.1171	0.2793	0.0073	0.0354	0.0066	0.0164	0.0781
		180	160.033	1.1152	0.2788	0.0082	0.0482	0.0098	0.0231	0.1046
Δ14	Αριστερά	0	122.202	1.1394	0.2849	0.0079	0.0484	0.0099	0.0234	0.1046
		180	159.995	1.1419	0.2855	0.0086	0.0369	0.0064	0.0167	0.0823
	Δεξιά	0	127.041	1.1050	0.2763	0.0078	0.0405	0.0078	0.0191	0.0889
		180	159.994	1.1417	0.2854	0.0086	0.0443	0.0085	0.0208	0.0971
Δ16	Αριστερά	0	563.335	1.0868	0.2717	0.0191	0.0501	0.0054	0.0194	0.1194
		180	232.31	1.1304	0.2826	0.0193	0.0819	0.0142	0.0369	0.1831
	Δεξιά	0	580.446	1.0641	0.2660	0.0190	0.0821	0.0144	0.0372	0.1833
		180	232.328	1.1304	0.2826	0.0193	0.0500	0.0053	0.0192	0.1193
Δ16 α' μέρος	Δεξιά	0	615.203	1.0395	0.2599	0.0128	0.0798	0.0165	0.0387	0.1725
		180	120.213	1.2170	0.3043	0.0101	0.0345	0.0051	0.0147	0.0790
Δ16 β' μέρος	Αριστερά	0	615.203	1.0395	0.2599	0.0139	0.0326	0.0029	0.0120	0.0792
		180	120.213	1.2170	0.3043	0.0110	0.0858	0.0190	0.0428	0.1826
Δ3	Αριστερά	0	114.494	1.2997	0.3249	0.0116	0.0494	0.0085	0.0223	0.1104

		180	59.707	1.1973	0.2993	0.0122	0.0703	0.0141	0.0336	0.1529
	Δεξιά	0	117.716	1.1949	0.2987	0.0121	0.0481	0.0080	0.0214	0.1084
		180	248.925	1.0433	0.2608	0.0145	0.0692	0.0128	0.0320	0.1528
Δ3 α' μέρος	Δεξιά	0	164.865	1.1829	0.2957	0.0098	0.0561	0.0112	0.0268	0.1220
		180	60.092	1.1932	0.2983	0.0099	0.0536	0.0105	0.0253	0.1171
Δ3 β' μέρος	Αριστερά	0	177.701	1.0610	0.2652	0.0069	0.0268	0.0044	0.0118	0.0604
		180	60.016	1.1952	0.2988	0.0072	0.0454	0.0094	0.0220	0.0980
Δ22	Αριστερά	0	183.874	1.1802	0.2951	0.0075	0.0343	0.0062	0.0158	0.0761
		180	88.711	1.1887	0.2972	0.0067	0.0522	0.0115	0.0260	0.1112
	Δεξιά	0	94.618	1.1816	0.2954	0.0072	0.0434	0.0089	0.0209	0.0939
		180	91.225	1.0679	0.2670	0.0077	0.0411	0.0080	0.0194	0.0898
Δ21	Αριστερά	0	64.731	1.2976	0.3244	0.0095	0.0499	0.0096	0.0235	0.1094
		180	43.813	1.1984	0.2996	0.0101	0.0613	0.0125	0.0296	0.1327
	Δεξιά	0	68.382	1.2054	0.3014	0.0096	0.0472	0.0089	0.0220	0.1039
		180	123.366	1.1133	0.2783	0.0113	0.0636	0.0127	0.0303	0.1384
Δ23	Αριστερά	0	89.797	1.1607	0.2902	0.0084	0.0435	0.0084	0.0204	0.0953
		180	86.023	1.1255	0.2814	0.0074	0.0463	0.0096	0.0225	0.1000
	Δεξιά	0	89.797	1.1607	0.2902	0.0074	0.0462	0.0095	0.0224	0.0999
		180	86.023	1.1255	0.2814	0.0074	0.0445	0.0091	0.0214	0.0963
Δ5	Αριστερά	0	264.124	1.1274	0.2819	0.0099	0.0592	0.0120	0.0285	0.1283
		180	341.838	1.1374	0.2844	0.0113	0.0463	0.0078	0.0207	0.1038
	Δεξιά	0	253.235	1.1120	0.2780	0.0114	0.0462	0.0078	0.0206	0.1037
		180	341.899	1.1373	0.2843	0.0123	0.0568	0.0103	0.0261	0.1258
Δ5 α' μέρος	Δεξιά	0	461.042	1.0878	0.2720	0.0108	0.0613	0.0122	0.0292	0.1333
		180	184.973	1.1742	0.2936	0.0100	0.0384	0.0062	0.0169	0.0867
Δ5 β' μέρος	Αριστερά	0	461.042	1.0878	0.2720	0.0088	0.0330	0.0053	0.0144	0.0749
		180	184.973	1.1742	0.2936	0.0082	0.0542	0.0114	0.0264	0.1165

Δ5 β' μέρος	Δεξιά	0	403.455	1.1079	0.2770	0.0087	0.0435	0.0082	0.0203	0.0958
		180	183.214	1.1820	0.2955	0.0082	0.0417	0.0080	0.0195	0.0917
Δ5 γ' μέρος	Αριστερά	0	403.455	1.1079	0.2770	0.0092	0.0431	0.0079	0.0198	0.0953
		180	183.214	1.1820	0.2955	0.0087	0.0460	0.0089	0.0217	0.1007
Δ9	Αριστερά	0	98.722	1.0666	0.2666	0.0064	0.0240	0.0039	0.0105	0.0543
		180	69.038	1.1261	0.2815	0.0066	0.0283	0.0049	0.0128	0.0632
	Δεξιά	0	89.933	1.1886	0.2971	0.0065	0.0284	0.0050	0.0129	0.0633
		180	69.101	1.1252	0.2813	0.0066	0.0238	0.0037	0.0103	0.0542
Δ15	Αριστερά	0	127.041	1.1050	0.2763	0.0087	0.0531	0.0109	0.0256	0.1148
		180	159.994	1.1417	0.2854	0.0107	0.0459	0.0080	0.0207	0.1024
	Δεξιά	0	120.176	1.2218	0.3055	0.0083	0.0399	0.0074	0.0185	0.0882
		180	290.058	1.0126	0.2532	0.0119	0.0605	0.0115	0.0283	0.1328
Δ19	Αριστερά	0	93.874	1.1683	0.2921	0.0099	0.0660	0.0140	0.0323	0.1419
		180	188.642	1.0554	0.2639	0.0129	0.0400	0.0054	0.0165	0.0929
	Δεξιά	0	88.47	1.2995	0.3249	0.0092	0.0561	0.0115	0.0271	0.1215
		180	83.551	1.0938	0.2734	0.0104	0.0511	0.0096	0.0238	0.1125
Δ18	Αριστερά	0	121.326	1.1985	0.2996	0.0070	0.0412	0.0083	0.0197	0.0893
		180	181.264	1.1075	0.2769	0.0081	0.0320	0.0053	0.0142	0.0722
	Δεξιά	0	127.509	1.1060	0.2765	0.0074	0.0327	0.0058	0.0149	0.0728
		180	183.22	1.0940	0.2735	0.0081	0.0401	0.0075	0.0187	0.0882
Δ10	Αριστερά	0	94.978	1.3824	0.3456	0.0056	0.0369	0.0078	0.0180	0.0794
		180	165.223	1.1073	0.2768	0.0061	0.0277	0.0050	0.0127	0.0614
	Δεξιά	0	94.567	1.3415	0.3354	0.0056	0.0323	0.0065	0.0155	0.0702
		180	101.61	1.1368	0.2842	0.0059	0.0320	0.0063	0.0151	0.0699
Δ24	Αριστερά	0	98.943	1.1127	0.2782	0.0066	0.0377	0.0075	0.0180	0.0820
		180	85.66	1.1272	0.2818	0.0071	0.0388	0.0076	0.0184	0.0847
	Δεξιά	0	99.846	1.1028	0.2757	0.0066	0.0405	0.0083	0.0196	0.0876

		180	80.951	1.0688	0.2672	0.0070	0.0361	0.0069	0.0169	0.0793
Δ25	Αριστερά	0	125.682	1.1345	0.2836	0.0070	0.0398	0.0079	0.0190	0.0865
		180	107.047	1.1297	0.2824	0.0075	0.0419	0.0083	0.0200	0.0913
	Δεξιά	0	125.682	1.1345	0.2836	0.0061	0.0419	0.0089	0.0206	0.0900
		180	107.047	1.1297	0.2824	0.0065	0.0402	0.0083	0.0195	0.0870
Δ11	Αριστερά	0	332.587	1.1286	0.2821	0.0087	0.0582	0.0123	0.0284	0.1251
		180	439.841	1.1171	0.2793	0.0113	0.0444	0.0073	0.0196	0.1002
	Δεξιά	0	307.745	1.1606	0.2901	0.0100	0.0457	0.0083	0.0210	0.1015
		180	449.812	1.0890	0.2722	0.0114	0.0555	0.0104	0.0258	0.1224
Δ11 α μέρος	Δεξιά	0	578.591	1.1040	0.2760	0.0119	0.0641	0.0125	0.0303	0.1401
		180	228.44	1.1693	0.2923	0.0113	0.0444	0.0073	0.0196	0.1001
Δ11 β μέρος	Αριστερά	0	578.591	1.1040	0.2760	0.0094	0.0390	0.0067	0.0175	0.0874
		180	228.44	1.1693	0.2923	0.0089	0.0571	0.0119	0.0278	0.1232
Δ26(πρόβολος)	Αριστερά	0	128.934	1.1523	0.2881	0.0101	0.0621	0.0127	0.0300	0.1343
		180	244.076	1.0736	0.2684	0.0122	0.0406	0.0059	0.0172	0.0935

Πίνακας Β.5: Γωνίες στροφής και στάθμες επιτελεστικότητας δοκών δώματος

Δοκός	Θέση		My	Mu/My	0.25Mu/My	θyτελ	θpl=θu-θy	LS =(B-θy)	CP= (Γ-θy)	2θu-θy
Δ1	Αριστερά	0	62.203	1.1741	0.2935	0.0074	0.0445	0.0090	0.0214	0.0964
		180	95.63	1.0449	0.2612	0.0085	0.0347	0.0058	0.0155	0.0780
	Δεξιά	0	61.148	1.1419	0.2855	0.0078	0.0354	0.0064	0.0162	0.0787
		180	95.65	1.0451	0.2613	0.0085	0.0434	0.0082	0.0203	0.0953
Δ2	Αριστερά	0	48.29	1.1870	0.2968	0.0082	0.0458	0.0091	0.0218	0.0999
		180	36.112	1.1058	0.2765	0.0086	0.0535	0.0110	0.0259	0.1155
	Δεξιά	0	49.753	1.2165	0.3041	0.0082	0.0403	0.0075	0.0187	0.0887
		180	97.431	1.0446	0.2612	0.0108	0.0584	0.0114	0.0277	0.1276
Δ7	Αριστερά	0	52.738	1.1939	0.2985	0.0068	0.0352	0.0067	0.0165	0.0773
		180	36.969	1.0840	0.2710	0.0062	0.0442	0.0095	0.0218	0.0947
	Δεξιά	0	52.375	1.1999	0.3000	0.0068	0.0392	0.0079	0.0188	0.0853
		180	52.398	1.1236	0.2809	0.0074	0.0387	0.0075	0.0182	0.0848
Δ21	Αριστερά	0	53.399	1.1852	0.2963	0.0072	0.0373	0.0072	0.0175	0.0818
		180	36.965	1.0843	0.2711	0.0066	0.0468	0.0100	0.0230	0.1002
	Δεξιά	0	53.399	1.1852	0.2963	0.0072	0.0462	0.0097	0.0225	0.0996
		180	36.965	1.0843	0.2711	0.0075	0.0370	0.0069	0.0172	0.0815

Πίνακας Β.6: Γωνίες στροφής και στάθμες επιτελεστικότητας υποστυλωμάτων πολωτής

Υποστύλωμα	Θέση		My	Mu/My	0.25Mu/My	θyτελ	θpl=θu-θy	LS =(B-θy)	CP= (Γ-θy)	2θu-θy
K1p	Πάνω & Κάτω	0 &180	347.386	1.149758	0.28744	0.011085	0.03106	0.003701	0.012329	0.073205
K2p	Πάνω & Κάτω	0 &180	880.683	1.19818	0.299545	0.005572	0.040867	0.008875	0.020227	0.087307
K3p	Πάνω & Κάτω	0 &180	211.617	1.165086	0.291271	0.01263	0.034982	0.004104	0.013821	0.082593
K4p	Πάνω & Κάτω	0 &180	375.484	1.175296	0.293824	0.009119	0.037693	0.006417	0.016888	0.084506
K5p	Πάνω & Κάτω	0 &180	379.719	1.101425	0.275356	0.015818	0.030637	0.00148	0.00999	0.077092
K6p	Πάνω & Κάτω	0 &180	294.647	1.138288	0.284572	0.010462	0.032647	0.004419	0.013487	0.075756
K7p	Πάνω & Κάτω	0 &180	223.186	0.851384	0.212846	0.010684	0.035683	0.005163	0.015075	0.08205
K8p1	Πάνω & Κάτω	0 &180	165.964	1.002175	0.250544	0.070421	0.04224	0.04303	0.05477	0.01406
K8p2	Πάνω & Κάτω	0 &180	1150.997	1.231253	0.307813	0.008834	0.020915	0.001884	0.007693	0.050664

K8p3	Πάνω & Κάτω	0 &180	166.601	1.107983	0.276996	0.073329	0.04379	0.04476	0.05692	0.01426
K9p	Πάνω & Κάτω	0 &180	251.882	1.201019	0.300255	0.009831	0.038311	0.006273	0.016915	0.086454
K10p	Πάνω & Κάτω	0 &180	836.211	1.115991	0.278998	0.007615	0.031851	0.005463	0.01431	0.071317
K11p	Πάνω & Κάτω	0 &180	1282.78	1.242075	0.310519	0.004172	0.042	0.009812	0.021479	0.088171

Βιβλιογραφία

Constantinou, C. M., Nagarajaiah, S., & Reinhorn, A. (1991). *3D - basis nonlinear dynamic analysis of 3 - dimensional base isolated structures*. Buffalo, USA: University of New York at Buffalo.

CSI Analysis Reference Manual. (n.d.). 2011, Berkeley, California, USA: CSI.

Design of Concrete Structures - Part 1 General Rules and Rules for Buildings. (Dec. 2004). CEN.

Design of Structures for earthquake resistance - Part 1 General rules, seismic action and rules for buildings. (Dec. 2004). CEN.

Eurocode - Basis of Structural Analysis. (Apr. 2002). CEN.

Park, G. Y., Wen, K. Y., & Ang, H. A. (1986). *Random Vibration of Hysteretic Systems under bi-directional ground motions*.

Τριανταφύλλου Ι. Σ. (2013), *Απαιτούμενο Υλικό Περίσφιξης-Σύγκριση Διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ για τον Προσδιορισμό Γωνίας Στροφής Χορδής*. Πάτρα.

Zayas, V., Low, S., & Mahin, S. (1990). *A simple pendulum technique for achieving seismic isolation*. Earthq. Spectra 6(2): 317-334.

Βασιλειάδης, Λ. Κ. (2013). *Δυναμική των Κατασκευών*. Ξάνθη: Δ.Π.Θ.

Ελένας, Α. (2005). *Επιφανειακοί Φορείς*. Ξάνθη: Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης.

Ζηκίδη Β. Μ. (2012), *Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Αθήνα.

ΚΑΝ.ΕΠΕ. (n.d.).

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

Καραγιάννης, Χ. Γ. (2013). *Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι Σεισμού*. Εκδόσεις "σοφία".

Κιτσικοπούλου, Δ. (Φεβρουάριος 2012). *Σεισμική μόνωση υφιστάμενων κατασκευών με ελαστομερή συστήματα και διερεύνηση της ανταγωνιστικότητας των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου LRB*. Πάτρα: 18ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών.

Ηλίας Ε. (2010), *Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Αθήνα.

Παπανίκος, Κ. (Φεβρουάριος 2009). *Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με σεισμική μόνωση*. Πάτρα: 15ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών.

Προστασίας, Ο. Α. (n.d.). *oasp.gr*. Ανάκτηση από <http://www.oasp.gr/node/509>

(Ιούλιος 2007). Προσχέδιο οδηγιών για το σχεδιασμό κτιρίων με σεισμική μόνωση. Αθήνα: Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας.

Σπυράκος, Κ. (2004). *Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία*. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.

Ταγκούλη, Σ. Μ. (2013, Ιούλιος). Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πενταόροφου Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Χασάπης, Ε., & Χρηστάκη, Α. (2000, 2). Βλάβες από σεισμό και τρόποι επέμβασης σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

