



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αντισεισμική αποτίμηση σχολικής μονάδας χωρίς αντισεισμικό αρμό

Διπλωματική Εργασία

Μάριος Κωστάκης
Επιβλέπων καθηγητής: Βουγιούκας Εμμανουήλ,
Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ
Αθήνα, 2022

Μάριος Ε. Κωστάκης (2022).

Αντισεισμική αποτίμηση σχολικής μονάδας χωρίς αντισεισμικό αρμό

Διπλωματική Εργασία 2022

Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Marios E. Kostakis (2022).

Evaluation of the seismic adequacy of a school unit without an anti-seismic joint

Diploma Thesis 2022

Institute of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens,
Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην ολοκλήρωση της παρούσας εργασίας με πρώτο και κύριο, τον επιβλέποντα της διπλωματικής Καθηγητή κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα, αρχικά επειδή μου εμπιστεύτηκε το συγκεκριμένο θέμα και ύστερα για την αδιάλειπτη βοήθεια του και τις καθοριστικές συμβουλές του.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς μου Ευάγγελο και Θεοδοσία και τον αδερφό μου Γιώργο για την συνεχή θερμή στήριξη τους κυρίως τους τελευταίους μήνες. Τέλος, ευχαριστώ πολύ τους φίλους και τις φίλες μου, ιδιαίτερα αυτούς που είναι και συμφοιτητές μου, για την υποστήριξη τους και τα όμορφα χρόνια των σπουδών.

Αφιερώνω την εργασία στην γιαγιά μου, Νίκη.

Περίληψη

Η έντονη σεισμική δραστηριότητα της Ελλάδας επιτάσσει, πέρα από τον σωστό σχεδιασμό νέων κτιρίων, τους κατάλληλους ελέγχους των υφιστάμενων δομημάτων. Πρωταρχικά, ελέγχεται η αντισεισμική ικανότητα και επάρκεια τους, όμως δεν πρέπει να αμελούνται επιπρόσθετα φαινόμενα που μπορεί να προκαλέσει ο σεισμός. Ένα τέτοιο φαινόμενο είναι η σύγκρουση γειτονικών κατασκευών, που ιστορικά έχει προκαλέσει σοβαρές ψαθυρές ζημιές σε αρκετά κτίρια σε πολλά μέρη της Γης. Για την περάτωση των ελέγχων αυτών, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν ανελαστικές μέθοδοι, τόσο στατικές, όσο και δυναμικές. Η προσομοίωση και οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν με την βοήθεια του λογισμικού ETABS v18.1.1.

Στο πρώτο κεφάλαιο, παρουσιάζεται ο σκοπός της διπλωματικής εργασίας, ο οποίος είναι ουσιαστικά η σεισμική επικινδυνότητα.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, αναλύονται οι έννοιες του κατασκευαστικού αρμού αλλά και της αλληλόδρασης των κτιρίων, φαινομένου που λαμβάνει χώρα όταν ο αρμός δεν αποτρέπει γειτονικές κατασκευές να έρθουν σε επαφή.

Στο τρίτο κεφάλαιο, δίνεται έμφαση στο θεωρητικό υπόβαθρο των αντισεισμικών ελέγχων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, γίνεται αναφορά στην μορφολογία της υπό μελέτη σχολικής μονάδας αλλά και στην προσομοίωση της.

Το πέμπτο κεφάλαιο εμπεριέχει όλους τους απαραίτητους αντισεισμικούς ελέγχους. Αφού αρχικά έγιναν οι ιδιομορφικές αναλύσεις των επιμέρους κτιρίων, μελετήθηκε η αντισεισμική ικανότητα τους με την χρήση ανελαστική στατικής μεθόδου (pushover analysis). Παράλληλα, μελετήθηκε το ενδεχόμενο σύγκρουσης παρακείμενων κατασκευών, με την βοήθεια ανελαστικών δυναμικών μεθόδων (αναλύσεις χρονιστορίας).

Το έκτο κεφάλαιο πραγματεύεται την προσθήκη επιπλέον μεταλλικού ορόφου σε κάποιο από τα κτίρια.

Τέλος, στο έβδομο κεφάλαιο περιγράφονται τα συμπεράσματα που γεννά η εργασία, ενώ στο όγδοο, θέματα που θα ήθελαν περαιτέρω διερεύνηση.

Abstract

The intense seismic activity in Greece requires the proper testing of existing structures, in addition to the correct design of new buildings. Primarily, their seismic capacity and adequacy should be checked, but additional phenomena that can be caused by the earthquake should not be neglected. One such phenomenon is the structural pounding, which has historically caused serious brittle damage to several buildings in many parts of the world. To complete these tests, it was chosen to use inelastic methods, both static and dynamic. The simulation and calculations were carried out using ETABS v18.1.1 software.

In the first chapter, the purpose of the thesis is presented, which is essentially the seismic hazard.

In the second chapter, the concepts of structural joint and building interaction, a phenomenon that occurs when the joint does not prevent adjacent structures from coming into contact, are discussed.

In the third chapter, the theoretical background of seismic controls is emphasized.

In the fourth chapter, the morphology of the school building under study and its simulation are discussed.

The fifth chapter contains all the necessary seismic controls. After firstly performing the modal analyses of the individual buildings, their seismic capacity was studied using inelastic static methods (pushover analysis). At the same time, the possibility of the structural pounding was studied using inelastic dynamic methods (time history analyses).

The sixth chapter deals with the addition of a metal floor to one of the buildings.

Finally, chapter seven describes the conclusions generated by the work, while chapter eight describes issues that could benefit from further investigation.

Περιεχόμενα	
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	7
1.1 Στόχος	7
Κεφάλαιο 2: Κατασκευαστικός αρμός- Αλληλόδραση κτιρίων	7
2.1 Αρμός διαστολής	7
2.2 Αντισεισμικός αρμός	7
2.3 Αλληλόδραση γειτονικών κτιρίων	8
Κεφάλαιο 3: Θεωρητικό υπόβαθρο αντισεισμικών ελέγχων	11
3.1 Ιστορική αναδρομή αντισεισμικών κανονισμών	11
3.2 Η έννοια της πλαστιμότητας	12
3.3 Πλαστική άρθρωση	12
3.4 Στάθμες επιτελεστικότητας	13
3.5 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων	15
3.6 Καμπύλη ικανότητας δομήματος	16
3.7 Καμπύλη ικανότητας δομικού στοιχείου	16
3.8 Έλεγχος στοχευόμενης μετακίνησης- Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας	21
3.9 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού	22
3.10 Ανελαστική στατική ανάλυση	24
3.11 Ανελαστική δυναμική ανάλυση	24
Κεφάλαιο 4: Παρουσίαση φέροντος οργανισμού	25
4.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής	25
4.2 Στατικές πληροφορίες κατασκευής	26
4.3 Προσομοίωση του φορέα	27
4.3.1 Εισαγωγή υλικών κατασκευής	27
4.3.2 Εισαγωγή δομικών στοιχείων	28
4.3.3 Προσθήκη φορτίων	32
4.3.4 Προσδιορισμός ταλαντούμενης μάζας	33
4.3.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων	33
Κεφάλαιο 5: Αντισεισμικοί έλεγχοι	37
5.1 Εισαγωγή	37
5.2 Ιδιομορφικές αποκρίσεις φορέα	37
5.2.1 Ιδιομορφές κτιρίου 1	38
5.2.2 Ιδιομορφές κτιρίου 2	39
5.2.3 Ιδιομορφές κτιρίου 3	40

5.2.4 Ιδιομορφές κτιρίου 4	42
5.3 Ανελαστικές στατικές αναλύσεις	43
5.3.1 Ορισμός Ανελαστικών στατικών αναλύσεων (pushover)	43
5.3.2 Αποτελέσματα Ανελαστικών στατικών αναλύσεων	46
5.3.2.1 Κτίριο 1- Διεύθυνση X	46
5.3.2.2 Κτίριο 1- Διεύθυνση Y	49
5.3.2.3 Κτίριο 2- Διεύθυνση X	53
5.3.2.4 Κτίριο 2- Διεύθυνση Y	57
5.3.2.5 Κτίριο 3- Διεύθυνση X	60
5.3.2.6 Κτίριο 3- Διεύθυνση Y	64
5.3.2.7 Κτίριο 4- Διεύθυνση X	67
5.3.2.8 Κτίριο 4- Διεύθυνση Y	71
5.3.3 Έλεγχος τοιχίων σε τέμνουσα	74
5.4 Ανελαστικές Δυναμικές Αναλύσεις	75
5.4.1 Εκτίμηση σεισμικής αλληλόδρασης γειτονικών κτιρίων	75
5.4.2 Σύνδεση κτιρίων-Παράμετροι προσομοίωσης ελατηρίων	75
5.4.3 Προσομοίωση θεμελίωσης.....	77
5.4.4 Εφαρμογή Ανελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων (n.l. time history analysis)	80
5.4.4.1 Σεισμός Καλαμάτας 13.9.1986.....	82
5.4.4.2 Σεισμός Ρώμης 6/5/1976	85
5.4.4.3 Μετατροπή φάσματος ευρωκώδικα EC8 σε χρονιστορία	87
5.4.4.4 Σταθερό πλάτος επιτάχυνσης: $a=0,3g$, Περίοδος: $0,25s$, αριθμός κύκλων: 10 (διάρκεια: $2,5s$).....	95
5.4.4.5 Χρονιστορία με σταθερό πλάτος επιτάχυνσης: $a=0,05g$ και ομαλά μεταβαλλόμενη περίοδο ('λευκός ήχος')	100
Κεφάλαιο 6: Μελέτη προσθήκης επιπέων μεταλλικού ορόφου	105
Κεφάλαιο 7: Συμπεράσματα.....	114
Κεφάλαιο 8: Ζητήματα προς περαιτέρω διερεύνηση	115
Βιβλιογραφία.....	116
Παράρτημα 1: Ξυλότυποι κτιριακής μονάδας.....	118

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

1.1 Στόχος

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού κύκλου σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π στον τομέα Δομοστατικής, του εργαστήριου οπλισμένου σκυροδέματος. Έχει ως στόχο τη σεισμική αποτίμηση σχολικής μονάδας, που αποτελείται από 4 ανεξάρτητα κτίρια, που χωρίζονται με κατασκευαστικό αρμό. Η μονάδα μελετήθηκε το 1984, τη χρονιά που θεσμοθετήθηκαν βασικές τροποποιήσεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού και ένα χρόνο πριν εισαχθεί ο όρος του αντισεισμικού αρμού. Συνεπώς, αρχικά μελετάται η αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Στην συνέχεια, με την μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, διερευνάται η επάρκεια του αρμού διαστολής μεταξύ των κτιρίων, και η πιθανή αλληλόδραση τους. Εξετάζονται και θεωρητικές περιπτώσεις, όπου ο αρμός έχει μικρότερο πλάτος· περιπτώσεις, οι οποίες είναι πολύ συνηθισμένες στην Ελληνική επικράτεια. Η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης γίνεται με την χρήση ειδικών ελατηρίων. Τέλος, μελετάται αν υπάρχει δυνατότητα προσθήκης επιπλέον μεταλλικού ορόφου σε κάποιο από τα κτίρια. Οι κανονισμοί, με βάση τους οποίους έγιναν η αποτίμηση και οι υπόλοιπες μελέτες είναι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο Ευρωκώδικας EC8, ο Ευρωκώδικας EC2 ο ΕΑΚ 2000 και ο ΕΚΩΣ 2000.

Κεφάλαιο 2: Κατασκευαστικός αρμός- Αλληλόδραση κτιρίων

2.1 Αρμός διαστολής

Τα στοιχεία μιας κατασκευής επηρεάζονται και παραμορφώνονται και από άλλες αιτίες πέρα από τις αναμενόμενες φορτίσεις. Οι αιτίες αυτές μπορεί να είναι η αυξομείωση της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος, με συνέπεια την θερμική μεταβολή του υλικού δομής, δηλαδή τη συστολή και διαστολή του, η συστολή κατά την πήξη και ο ερπυσμός, καθιζήσεις από αναμενόμενη ανομοιόμορφη συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης και τέλος τυχόν ανομοιόμορφες φορτίσεις.

Η αντιμετώπιση των αιτιών αυτών πρέπει να γίνεται έγκαιρα, κατά το στάδιο της μελέτης και ως λύση παρουσιάζεται η τοποθέτηση αρμών διαστολής, δηλαδή κενών με μήκος που διαφέρει αναλόγως την περίπτωση και την αιτία και σε θέσεις που επιλέγονται σύμφωνα με τους κανονισμούς.

2.2 Αντισεισμικός αρμός

Το 1985 με το νόμο 1558/1985, εισήχθη η έννοια του αντισεισμικού αρμού, δηλαδή του αρμού που καθιστά γειτονικά κτίρια στατικά ανεξάρτητα σε περίπτωση σεισμικής διέγερσης. Αυτή η απόσταση πρέπει να τηρείται από τα κτίρια ή δομικά έργα που υπάρχουν ή που πρόκειται να ανεγερθούν στο ίδιο ή σε όμορο οικόπεδο. Το ελάχιστο πλάτος του αντισεισμικού αρμού ορίζεται σε μέτρα από τον τύπο $D = 0,05 + H/200$, όπου (H) σε m, είναι το ύψος του αρμού.

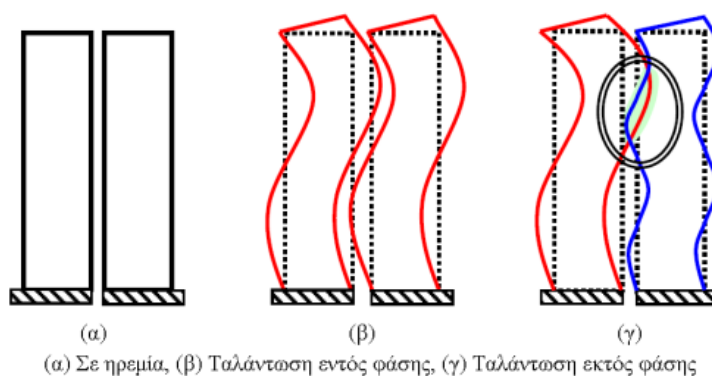
Όλοι οι κανονισμοί προτείνουν να υπολογιστεί η απόσταση του κενού για την πλήρη αποφυγή συγκρούσεων με βάση την φασματική ανάλυση. Σύμφωνα με τον

ευρωκώδικα ΕΚ8, πρέπει να εφαρμοστεί η μέθοδος SRSS στις μέγιστες μετατοπίσεις των κτιρίων και στην περίπτωση που υπάρχει ισοσταθμία το αποτέλεσμα αυτό μειώνεται στο 70% του.

Ο αρμός πρέπει να τοποθετείται ώστε να αποφεύγονται ακανονικότητες, στην κάτοψη, για να περιορίζεται η ευστρεπτότητα αλλά και καθ' ύψος σε όψη.

2.3 Αλληλόδραση γειτονικών κτιρίων

Το φαινόμενο αλληλεπίδρασης κατασκευών (structural rounding) αναφέρεται σε οριζόντιες συγκρούσεις γειτονικών κτιρίων ως αποτέλεσμα έντονων σεισμικών διεγέρσεων. Παρατηρείται σε διπλανά κτίρια που ταλαντώνονται εκτός φάσης, εξαιτίας των διαφορετικών δυναμικών τους χαρακτηριστικών, με ανεπαρκές ενδιάμεσο κενό (αρμό) για την σχετική τους μετακίνηση.



Σχήμα 2.1 Σεισμική συμπεριφορά παρακείμενων κτιρίων

Η κρούση αυτή, ειδικά σε περίπτωση που υπάρχουν ανισοσταθμίες μεταξύ των κτιρίων, μπορεί να προκαλέσει σοβαρές ψαθυρές ζημιές, μέχρι και πλήρη κατάρρευση κάποιου δομήματος. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται Κρίος.

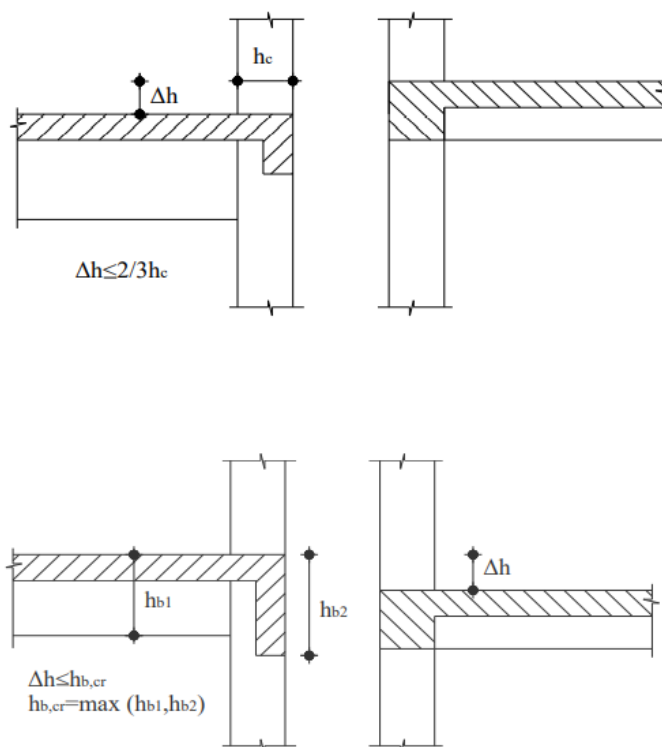


Σχήμα 2.2 Περιπτώσεις κρούσης γειτονικών κτιρίων.

Για να αποφευχθεί το συγκεκριμένο φαινόμενο, πέρα από τον υπολογισμό επαρκούς αρμού, υπάρχουν επίσης οι δυνατότητες να κατασκευαστούν τοιχία, με

σκοπό να μειωθούν οι εγκάρσιες μετατοπίσεις αλλά και να τοποθετηθούν ειδικοί προσκρουστήρες, αν είναι κατασκευαστικά δυνατόν.

Στην παράγραφο 4.8 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, γίνεται σύσταση να μελετάται το ενδεχόμενο μιας δυσμενούς σύγκρουσης γειτονικών κτιρίων, λόγω εκτός φάσεως μετακινήσεώς τους. Εισάγονται προϋποθέσεις, που αφορούν τις ανισοσταθμίες των δομημάτων, οι οποίες αν δεν τηρούνται, θα πρέπει να τοποθετηθούν κατάλληλα τοιχώματα ή να ενισχυθούν τα ακραία υποστυλώματα.



Σχήμα 2.3 Προϋποθέσεις ΚΑΝ.ΕΠΕ. για επεμβάσεις που αφορούν την αλληλόδραση γειτονικών κτιρίων

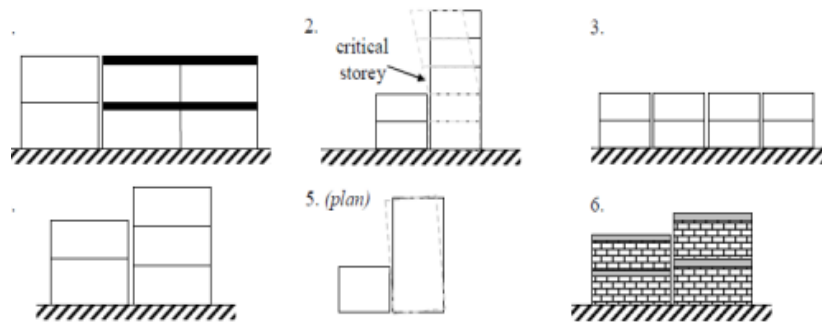
Όμως, διερευνάται η περίπτωση, όταν δεν υπάρχουν ανισοσταθμίες μεταξύ γειτονικών κτισμάτων, κάποια πιθανή σύγκρουση τους να προκαλεί απόσβεση και συνεπώς καλύτερη αντιμετώπιση των κτιρίων έναντι στον σεισμό, χωρίς να υπάρξουν σοβαρές ζημιές, λόγω της ίδιας της κρούσης.

Γενικά, διακρίνονται οι περιπτώσεις αλληλεπίδρασης κτιρίων, με βάση τα δυναμικά χαρακτηριστικά και την δομική συγκρότηση της κατασκευής σε σχέση με την γειτονική. Οι περιπτώσεις αυτές είναι οι εξής:

- Κτίρια με μεγάλη διαφορά μάζας: Όταν η διαφορά μάζας είναι μεγάλη η ορμή που μεταφέρεται από το βαρύτερο κτίριο θα αυξήσει πολύ την ταχύτητα στο ελαφρύτερο και το ελαφρύ θα είναι ευάλωτο σε κατάρρευση.
- Κτίρια με διαφορετικά ύψη: Όταν δύο κτίρια με διαφορετικά ύψη συγκρούονται η δυσκαμψία του χαμηλότερου καθορίζει το πώς θα επηρεαστούν αυτά από την πρόσκρουση. Εάν το χαμηλότερο είναι εύκαμπτο τότε βρίσκεται σε δυσμενέστερη κατάσταση λόγω της διαφοράς ιδιοπεριόδου και μάζας σε σχέση με το ψηλότερο και μεγαλύτερο. Τα πράγματα γίνονται δύσκολα για το ψηλότερο κτίριο όταν το χαμηλό είναι

δύσκαμπτο με μεγάλη μάζα. Τότε το επίπεδο σύγκρουσης του ψηλού συγκρατείται και η υπόλοιπη κατασκευή τραντάζεται μέχρι την κορυφή. Το τράνταγμα μπορεί να γίνει τόσο βίαιο που να είναι καταστροφικό. Αυτό προκαλεί μεγάλες απαιτήσεις σε διάτμηση και πλαστιμότητα στο ψηλότερο μέρος του κτιρίου, όπου οι τέμνουσες και οι ροπές ανατροπής είναι πολύ μεγαλύτερες από ότι θα ήταν χωρίς την αλληλεπίδραση. Η σύγκρουση μειώνει την οριζόντια απόκλιση κορυφής καθ' όλο το ύψος της κατασκευής. Οι συγκρούσεις στα υψηλότερα επίπεδα μειώνουν προοδευτικά την οριζόντια απόκλιση της κατασκευής και παράλληλα αυξάνουν την τέμνουσα βάση. Αυτό συμβαίνει διότι η ταχύτητα ταλάντωσης του κτιρίου αυξάνεται προς την κορυφή και επομένως αυτές οι μεγαλύτερες ταχύτητες οδηγούν σε μεγαλύτερες δυνάμεις πρόσκρουσης.

- **Εξωτερικά κτίρια συνεχούς κτιριακού συστήματος:** Το συνεχές κτιριακό σύστημα αποτελεί την κυρίαρχη πρακτική σε μεγάλες πόλεις, όπου το κάθε κτίριο είναι σε πλήρη ή μερική επαφή σε μία ή στις δύο απέναντι πλευρές με τα γειτονικά κτίρια. Σε αυτήν την περίπτωση, τα εξωτερικά κτίρια θα υποφέρουν λόγω της ορμής που θα μεταφερθεί από τα εσωτερικά, ενώ τα εσωτερικά θα υποστούν ελάχιστη ζημιά. Αυτό μπορεί να έχει μια εύληπτη εξήγηση: ένα ακριανό κτίριο ενώ χτυπά από τη μία πλευρά από την άλλη είναι ελεύθερο να ταλαντωθεί. Το ίδιο συμβαίνει και σε γωνιακά κτίρια όπου οι συγκρούσεις συμβαίνουν σε δύο κατακόρυφες διευθύνσεις. Εάν ένα κτίριο βρίσκεται ανάμεσα σε δύο άλλα θα προσκρούσει και στις δύο πλευρές με αποτέλεσμα να περιορίζεται η κίνησή του και στις δύο διευθύνσεις. Αποτελεί παρόμοιο σενάριο με την κούνια του Νεύτωνα.
- **Σύγκρουση πλάκας υποστυλώματος:** Η σύγκρουση πλάκας υποστυλώματος συμβαίνει σε διπλανά κτίρια που έχουν διαφορετικό ύψος ορόφων και σε κτίρια που βρίσκονται σε έδαφος με κλίση και οι στάθμες των πλακών διαφέρουν. Σε κάθε περίπτωση εμβολισμού το υποστυλώμα βρίσκεται σε κρίσιμη κατάσταση διατμητικής αστοχίας και συχνά οι απαιτήσεις πλαστιμότητας υπερβαίνουν. Όταν υπάρχει δε επαφή των κτιρίων έχουμε και καμπτική αστοχία. Αξίζει να σημειωθεί, όμως, ότι μεγάλη αύξηση στους ορόφους του ψηλού κτιρίου έχει ως αποτέλεσμα το μέγεθος των αναπτυσσόμενων απαιτήσεων σε πλαστιμότητα και διατμητική αντοχή του υποστυλώματος που δέχεται την πρόσκρουση να μειωθεί σημαντικά. Η μείωση αυτή ήταν αρκετή ώστε τελικά οι αναπτυσσόμενες απαιτήσεις να μην επηρεάζονται από την αλληλεπίδραση των κατασκευών.
- **Στρεπτική δράση λόγω αλληλεπίδρασης:** Κάποιες διατάξεις ή η ίδια η ασυμμετρία της κατασκευής μπορούν να τη προκαλέσουν.
- **Κτίρια από ψαθυρά υλικά:** Η μη ενισχυμένη τοιχοποιία είναι ιδιαίτερα ευάλωτη σε οποιοδήποτε οριζόντιο φορτίο. Η πολύ υψηλή στιγμιαία δύναμή λόγω της σύγκρουσης μπορεί να προκαλέσει εκρηκτική αστοχία των ψαθυρών δομικών στοιχείων. Τα κτίρια που είναι επιρρεπή στις συγκρούσεις εάν δεν ικανοποιούν τα παραπάνω κριτήρια θα επιβιώσουν κατά τη διάρκεια ενός μεγάλου σεισμού.



Σχήμα 2.4 Περιπτώσεις ευάλωτων κτιρίων προς σύγκρουση

Κεφάλαιο 3: Θεωρητικό υπόβαθρο αντισεισμικών ελέγχων

3.1 Ιστορική αναδρομή αντισεισμικών κανονισμών

Ο πρώτος Αντισεισμικός κανονισμός, με τοπική ισχύ συντάχθηκε το 1928, ο οποίος επεκτάθηκε στα αστικά κέντρα το 1931, το 1941 και το 1947. Η εφαρμογή του, όμως, ήταν προαιρετική.

Το 1959, άρχισε να εφαρμόζεται, υποχρεωτικά, ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός κανονισμός, πανελλαδικής ισχύος. Η σύνταξη του έγινε με βάση τις αρχές προηγμένων διεθνών κανονισμών. Σύμφωνα με τον κανονισμό, γίνεται κατάταξη των περιοχών, σύμφωνα με την σεισμικότητα και των εδαφών σύμφωνα με την επικινδυνότητα. Με βάση αυτά, προκύπτει ο σεισμικός συντελεστής ε , ο οποίος παίρνει τιμές από 0,04 έως 0,16. Περιλαμβάνονται κι άλλα στοιχεία όπως η σύσταση για τοποθέτηση τοιχωμάτων.

Όμως διάφοροι σεισμοί, όπως αυτός με επίκεντρο στην περιοχή της λίμνης Βόλβης (6,5R) το βράδυ της 20-6-1978, με 49 θύματα και αυτός με επίκεντρο στα νησιά Αλκυονίδες του Κορινθιακού κόλπου (6,7R) στις 24-2-1981, με 20 θύματα, δημιούργησαν την ανάγκη το 1984 ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός να τροποποιηθεί με πρόσθετα άρθρα. Έτσι λοιπόν, εισάγεται ο συντελεστής σπουδαιότητας και επιβάλλονται έλεγχοι, που αφορούν τις οριζόντιες μετακινήσεις και την πλαστιμότητα.

Το 1992, συντάχθηκε ο νέος Αντισεισμικός κανονισμός, του οποίου η εφαρμογή έγινε υποχρεωτική το 1995. Το 1999, με σκοπό να γίνει συμβατός με τους ευρωκώδικες ΕΚ7 και ΕΚ8 αναθεωρήθηκε και προέκυψε ο ΕΑΚ2000.

Σήμερα, ύστερα από το ΦΕΚ1457/2014 μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε μόνον ο ΕΑΚ2000, είτε μόνον ο ευρωκώδικας ΕΚ8.

Σχετικά με την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων και τις επεμβάσεις σε αυτά, το 2012 εκδόθηκε για πρώτη φορά ο κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), ο οποίος αναθεωρήθηκε για τρίτη φορά τον Ιούνιο του 2022. Σύμφωνα και με τα παραπάνω, κρίνεται αναγκαίος ο έλεγχος της σεισμικής, κυρίως, επάρκειας των κτιρίων που μελετήθηκαν πριν από το 1984.

3.2 Η έννοια της πλαστιμότητας

Οι κύριες ιδιότητες που καθορίζουν την σεισμική ικανότητα ενός στοιχείου ή ενός δομήματος είναι η δυσκαμψία, η αντοχή και η πλαστιμότητα. Η πλαστιμότητα συγκεκριμένα, καθορίζει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου ή του δομήματος αυτού. Δηλαδή με τον όρο αυτό περιγράφεται η ικανότητα ενός στοιχείου ή συστήματος να παραμορφώνεται πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς να παρατηρηθεί σημαντική μείωση της αντοχής του.

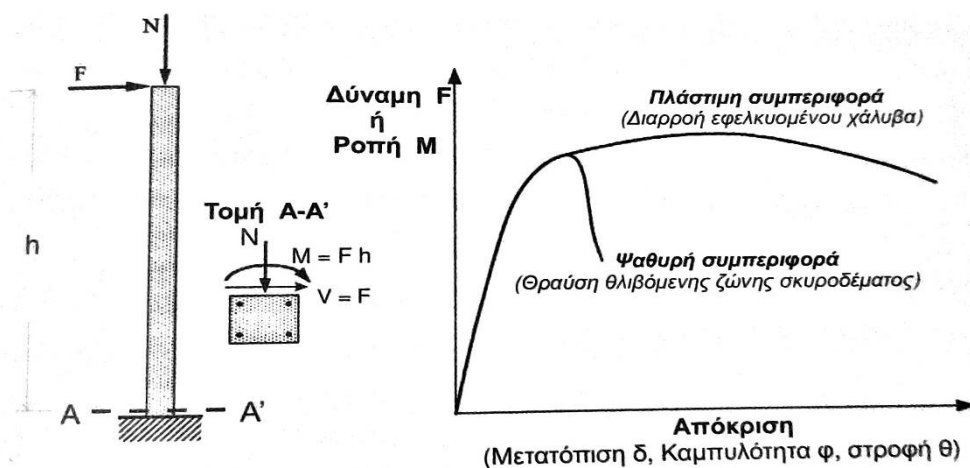
Σε ποσοτικό επίπεδο, η πλαστιμότητα θεωρείται ο λόγος της μέγιστης δυνατής παραμόρφωσης ενός δομικού στοιχείου, ελαστικής και ανελαστικής, προς την μέγιστη ελαστική του. Άρα ο δείκτης πλαστιμότητας μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση:

$$\mu = \frac{du}{dy} \quad (3.1)$$

Όπου

du: μέγιστη οριακή παραμόρφωση χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής.

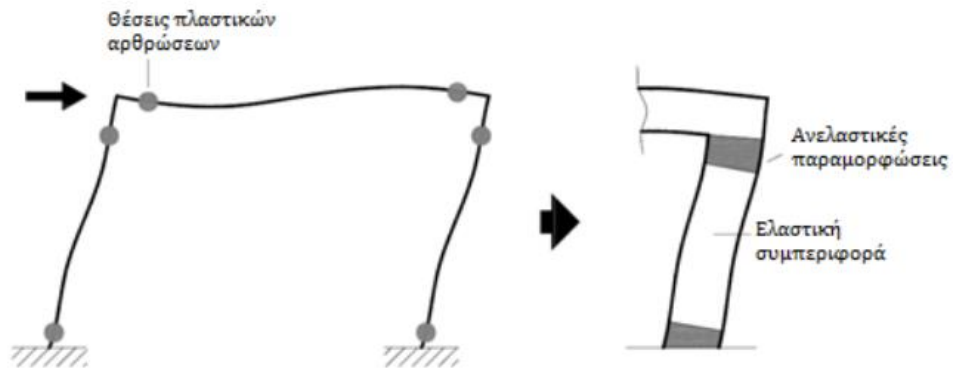
dy: παραμόρφωση την στιγμή διαρροής (τέλος ελαστικής απόκρισης)



Σχήμα 3.1 Πλάσμη και ψαθυρή συμπεριφορά στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα

3.3 Πλαστική άρθρωση

Όταν τα εντατικά μεγέθη των μελών ενός πολλαπλά υπερστατικού φορέα, που διαθέτει μεγάλη πλαστιμότητα, φτάσουν την οριακή αντοχή των στοιχείων αυτών, σε συγκεκριμένα σημεία, οι διατομές τους διαρρέουν. Στα σημεία αυτά δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις. Η προσομοίωσή τους είναι πολύ σημαντική για τις ανελαστικές αναλύσεις, όπου συνεκτιμάται η μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων. Οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 3.2 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε πλαίσιο

3.4 Στάθμες επιτελεστικότητας

Με σκοπό να κατηγοριοποιηθούν σωστά οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού μιας κατασκευής και λόγω διάφορων κοινωνικό-οικονομικών αναγκών έχουν θεσπιστεί οι στάθμες επιτελεστικότητας. Ο ορισμός τους έγινε με κριτήριο τον βαθμό βλάβης και συγκεκριμένα, σύμφωνα με την παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι οι εξής:

α. «Περιορισμένες βλάβες» (Α) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

β. «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

γ. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία, κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό, χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Παράλληλα διακρίνονται δύο επίπεδα σεισμικής διέγερσης με βάση την πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών. Η πιθανότητα μπορεί να είναι 10% και 50%.

Με κριτήρια τις στάθμες επιτελεστικότητας και το επίπεδο σεισμικής διέγερσης, οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού ενός κτιρίου είναι οι παρακάτω:

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

Πίνακας 3.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Αναλόγως την κατηγορία σπουδαιότητας του υφιστάμενου κτιρίου υπάρχουν οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι. Ισχύει $A1 > A2$, $B1 > B2$, $\Gamma1 > \Gamma2$, $A1 > B1 > \Gamma1$ και $A2 > B2 > \Gamma2$.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Πίνακας 3.2 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι για αποτίμηση ή ανασχεδιασμό

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικότροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ.), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κλπ.
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικών κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, νοσοκομεία, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.

Πίνακας 3.3 Κατηγορίες σπουδαιότητας

3.5 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

Με σκοπό την πληρότητα της αποτύπωσης και μελέτης του φέροντος οργανισμού εισήχθη ως έννοια η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Η Σ.Α.Δ δεν είναι απαραίτητως ενιαία για ολόκληρο το κτίριο, αλλά ορίζονται επιμέρους στάθμες.

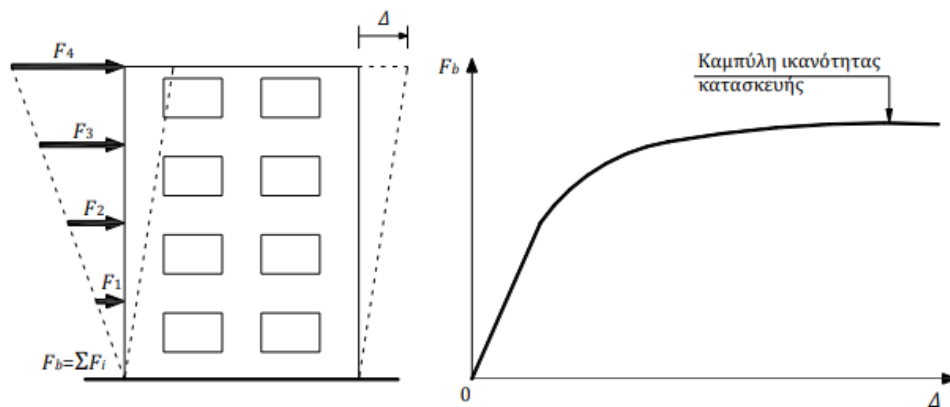
Με βάση την Σ.Α.Δ επιλέγονται πρώτον, οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{sd}, δεύτερον οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} και τρίτον η κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης, όπου χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη Σ.Α.Δ..

Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

- i. «Υψηλή»
- ii. «Ικανοποιητική»
- iii. «Ανεκτή».

3.6 Καμπύλη ικανότητας δομήματος

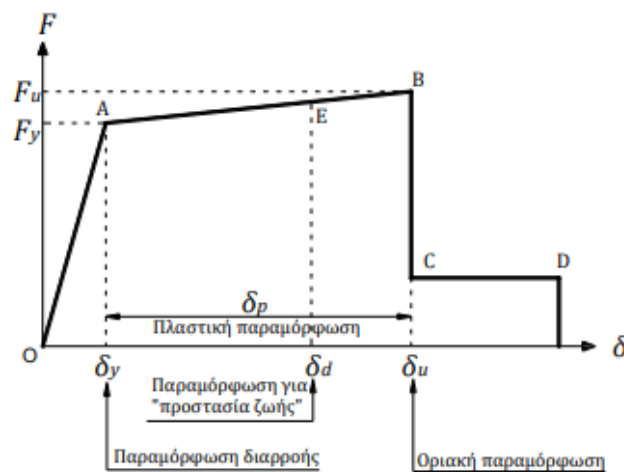
Η καμπύλη ικανότητας μιας κατασκευής εκφράζει την μη-γραμμική σχέση της οριζόντιας φόρτισης στην βάση με την μετατόπιση της κορυφής. Ως σημείο αναφοράς, δηλαδή σημείο, όπου μετρίεται η μετατόπιση, προτείνεται να επιλεγεί το κέντρο μάζας του ανώτερου ορόφου. Η κατανομή φορτίων καθ' ύψος μπορεί να είναι ορθογωνική, τριγωνική, ιδιομορφική (με βάση μία ή περισσότερες ιδιομορφές) και προσαρμοστική. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρει ότι πρέπει να επιλεγούν τουλάχιστον δύο, εκ των οποίων η μία να είναι η τριγωνική. Η καμπύλη κατασκευάζεται με την ανελαστική στατική μέθοδο, όπου γίνονται συνεχόμενες στατικές αναλύσεις, με αύξηση της τέμνουσας βάσης και σε κάθε βήμα λαμβάνονται υπόψη οι μειωμένες δυσκαμψίες των διατομών που έχουν διαρρέυσει.



Σχήμα 3.3 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας κτιρίου.

3.7 Καμπύλη ικανότητας δομικού στοιχείου

Σε μια μη γραμμική ανάλυση πρέπει να είναι γνωστή η ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής. Η συμπεριφορά αυτή είναι φανερή στα διαγράμματα που συσχετίζουν τα εντατικά μεγέθη (έστω F) του μέλους με την αντίστοιχη παραμόρφωση (έστω δ).



Σχήμα 3.4 Καμπύλη ικανότητα δομικού στοιχείου

Τμήμα OA: Δείχνει την ελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση του τμήματος είναι η δυσκαμψία που λαμβάνεται υπόψη κατά την ελαστική ανάλυση.

Τμήμα AB: Δείχνει την μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου, από το σημείο διαρροής δy μέχρι το σημείο οριακής παραμόρφωσης δu .

Τμήμα CD: Δείχνει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου, από την παραμόρφωση αστοχίας δu μέχρι το σημείο όπου δεν μπορεί να παραλάβει πλέον κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί και λαμβάνεται συνήθως ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ ως εντατικό μέγεθος επιλέγεται η κάμψη M και ως παραμόρφωση η γωνία στροφής χορδής θ .

Για τον υπολογισμό της καμπυλότητας στη διαρροή και της ροπής διαρροής χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

I) Καμπυλότητα διαρροής λόγω διαρροής εφελκόμενου οπλισμού:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{fy}{Es*(1-\xi y)*d} \quad (3.2)$$

Ύψος θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, y ξ , ανηγμένο στο στατικό ύψος d

$$\xi y = (a^2 * A^2 + 2 * a * B)^{1/2} - a * A \quad (3.3), \text{ όπου}$$

$$\alpha = \frac{Es}{Ec} \quad (3.4), \quad A = \rho + \rho' + \rho v + \frac{N}{b * d * fy} \quad (3.5),$$

$$B = \rho + \rho' * \delta' + 0,5 * \rho v * (1 + \delta') + \frac{N}{b*d*fy} \quad (3.6) \text{ και } \delta' = \frac{d'}{d} \quad (3.7)$$

II) Καμπυλότητα διαρροής λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1,8*fc}{Ec*\xi y*d} \quad (3.8)$$

Με γνωστή την καμπυλότητα στη διαρροής, υπολογίζεται η ροπή M_y :

$$\frac{M_y}{b*d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y * \left\{ Ec * \frac{\xi y^2}{2} * \left(0,5 * (1 + \delta') * \frac{\xi y}{3} \right) + \left[(1 - \xi y) * \rho + (\xi y - \delta') * \rho' + \frac{\rho v}{6} * (1 - \delta') \right] * (1 - \delta') * \frac{Es}{2} \right\} \quad (3.9)$$

Όπου $b = beff$ ή $b = bw$

στα ποσοστά οπλισμών η αναγωγή ως προς το bw κορμού

Και η γωνία στροφής χορδής θy για υποστυλώματα/δοκάρια:

$$\theta y = \left(\frac{1}{r}\right)_y * \frac{Ls+av*z}{3} + 0,0014 * \left(1 + 1,5 * \frac{h}{Ls} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y * db * fy}{8 * \sqrt{fc}} \quad (3.10)$$

$$Ls = \frac{M}{V} \quad (3.11)$$

$\alpha \cdot z$: όρος ο οποίος εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης»

των ροπών κάμψης

z : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ($d - d_1$ για υποστρώματα) και

$$av = \begin{cases} 1 & \text{αν } V_{R,C} < V_{Mu} = \frac{My}{Ls} \\ 0 & \text{αν } V_{R,C} > V_{Mu} = \frac{My}{Ls} \end{cases} \quad (3.12)$$

h : ύψος διατομής

db : διάμετρο του διαμήκους οπλισμού (m)

fc : μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος (MPa)

fy : μέση τιμή διαρροής χάλυβα (MPa)

Υπολογισμός $V_{R,C}$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$V_{RC} = \left\{ \max \left[180 * (100 * \rho_{tot})^{\frac{1}{3}} * 35 * \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} * fc^{\frac{1}{6}}} \right] * \left(1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} \right) * \right. \\ \left. fc^{\frac{1}{3}} + 0,15 * \frac{N}{Ac} \right\} * bw * d \quad (3.13)$$

d : στατικό ύψος σε m

bw : πλάτος κορμού σε m

fc : μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος (MPa)

ρ_{tot} : ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

N : αξονική δύναμη σε kN (θετικό για θλίψη)

Ac : το εμβαδόν της διατομής σε m^2

Μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία θ_u :

$$\theta_u = \theta_u * \lambda_v * \lambda_{av} * \lambda_{rd} \quad (3.14)$$

θ_u : Πίνακας ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7B του Κεφαλαίου 7 του ΚΑΝ. ΕΠΕ.

λ_v : διορθωτικός συντελεστής λόγω ανηγμένου

$$\text{αξονικού } v = \frac{N}{b * h * fc} \quad (3.15), \text{ όπου } b \text{ το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης}$$

(Πίνακας ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7B).

λ_{av} : διορθωτικός συντελεστής

λόγω ενεργού ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού

οπλισμού περίσφιγξης: $\alpha \cdot \omega$ (Πίνακας ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7B).

ω : ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης

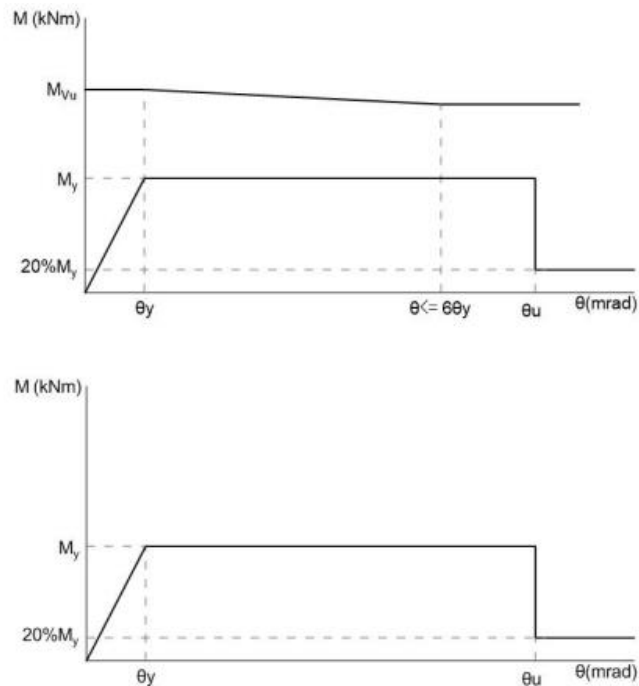
α = συντελεστής απόδοση περίσφιξης

λ_{rd} : διορθωτικός συντελεστής

λόγω δισδιαγώνιου οπλισμού ρ_d % ανά διεύθυνση (Πίνακας ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7B).

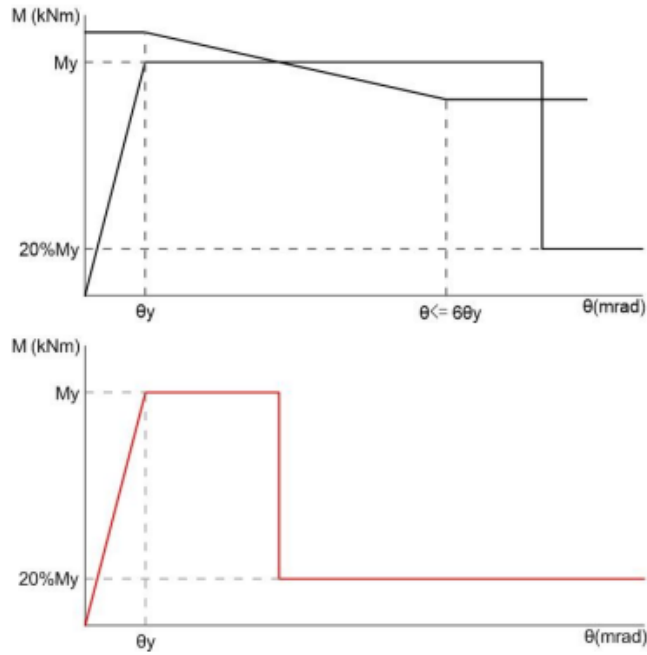
Από τα παραπάνω προκύπτει το τελικό διάγραμμα M- θ .

1^η περίπτωση: Αστοχία σε κάμψη



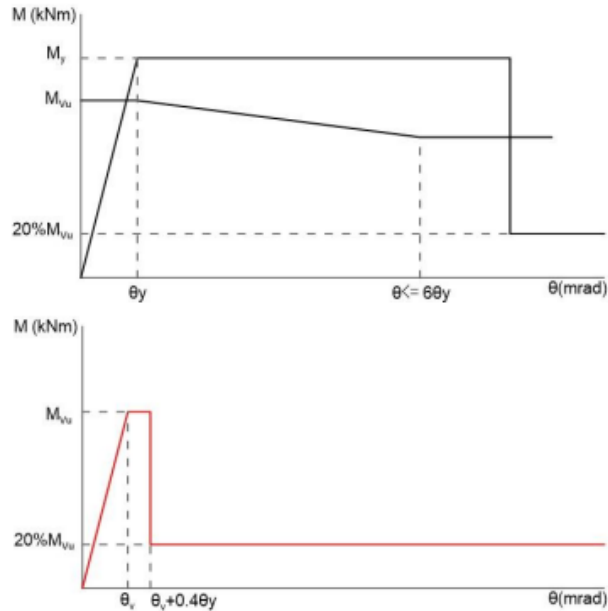
Σχήμα 3.5 Τελικό διάγραμμα M- θ

2^η περίπτωση: Αστοχία σε κάμψη και διάτμηση. Η αστοχία σε κάμψη προηγείται. Όταν επέρχεται αστοχία σε διάτμηση, η ροπή απότομα μειώνεται στο 20%.



Σχήμα 3.6 Τελικό διάγραμμα $M-\theta$

3^η περίπτωση: Αστοχία σε διάτμηση. Μετά τη διατμητική αστοχία επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής ίση με το 40% θ_y (Παρ. 7.2.4.2-ΚΑΝ.ΕΠΕ.)



Σχήμα 3.7 Τελικό διάγραμμα $M-\theta$

Επιπρόσθετα, ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας σε επίπεδο μέλους:

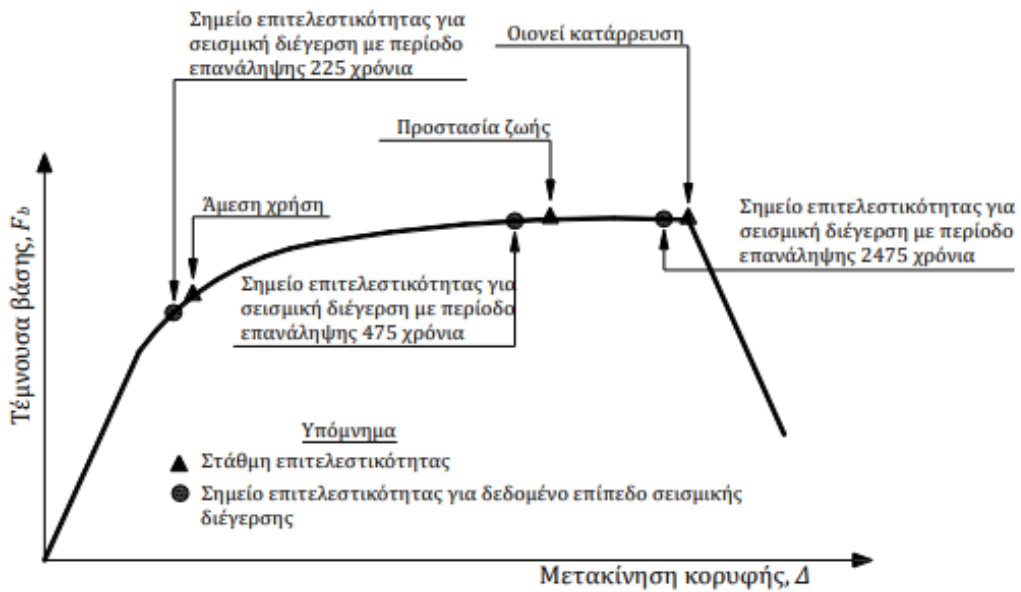
ΑΧ (Άμεση Χρήση) : σημείο διαρροής, όπου $M = My$ (3.16) και $\theta = \theta_y$ (3.17)

ΠΖ (Προστασία Ζωής): σημείο όπου $M = My$ (3.18) και $\theta = \frac{1}{2} * \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{rd}}$ (3.19)

OK(Οιονεί κατάρρευση): σημείο όπου $M = My$ (3.20) και $\theta = \frac{\theta u}{\gamma r d}$ (3.21)

3.8 Έλεγχος στοχευόμενης μετακίνησης- Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας

Όστε να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να ελεγχθεί εάν, για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (performance point) πάνω στην καμπύλη ικανότητας που βρίσκεται πριν την στάθμη επιτελεστικότητας.



Σχήμα 3.8 Σύγκριση σημείου επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και αντίστοιχες στάθμες

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η στοχευόμενη μετακίνηση επιτρέπεται να υπολογιστεί, αν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, με την μέθοδο συντελεστών και προκύπτει από την σχέση :

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * C3 * (Te^2 / 4\pi^2) * Se(T) \quad (3.22)$$

Όπου:

C0: Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e .

C1: λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική ($\delta_{inel}/\delta_{el}$).

C2: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

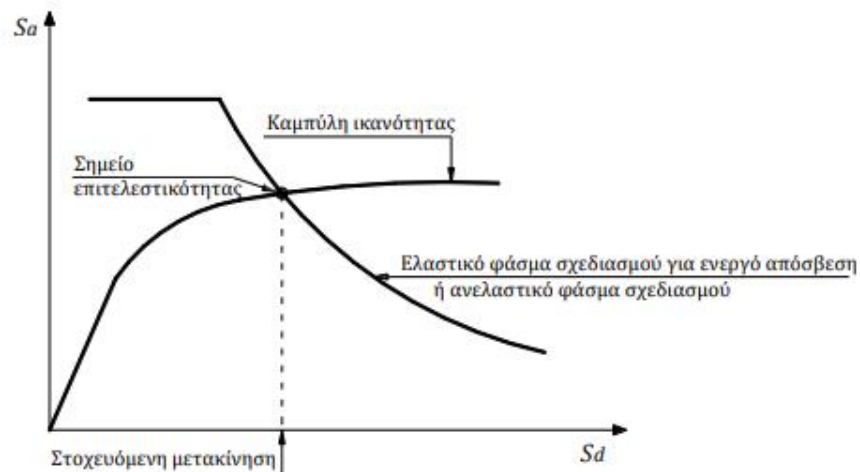
C3: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P -Δ).

T_e : ισοδύναμη κυριάρχουσα ιδιοπερίοδος, που υπολογίζεται από την σχέση:

$$T_e = T * \sqrt{\frac{K_o}{K_e}} \quad (3.23)$$

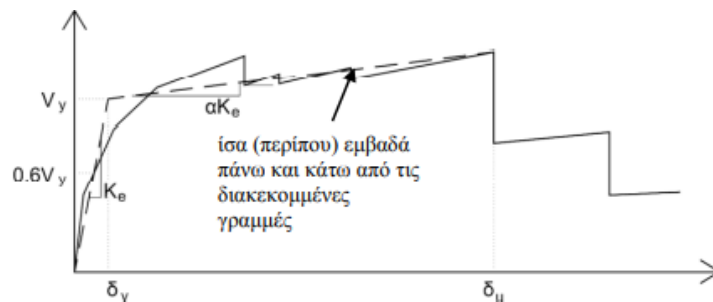
$S_e(T)$: ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση, που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e .

Το σημείο επιτελεστικότητας προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (μορφή ADRS) και του φάσματος σχεδιασμού (μορφή ADRS)



Σχήμα 3.9 Στοχευόμενη Μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

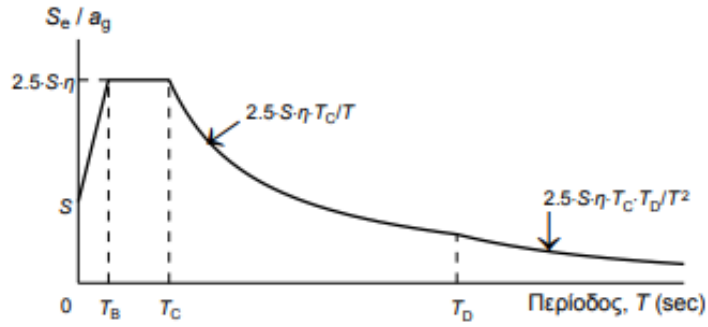
Όμως, για να γίνει ο έλεγχος στοχευόμενης μετακίνησης, πρώτα πρέπει η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής να διγραμμικοποιηθεί. Το πρώτο τμήμα της εξιδανικευμένης καμπύλης έχει κλίση K_e και το δεύτερο $\alpha * K_e$. Το α παίρνει τιμές μεταξύ 0 και 10. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν.



Σχήμα 3.10 Εξιδανίκευση μιας καμπύλης ικανότητας

3.9 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά τον Ευρωκώδικα ΕΚ8 διαμορφώνεται σύμφωνα με το διάγραμμα.



Σχήμα 3.11 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8

Οι αναλυτικές σχέσεις που δίνουν την ελαστική φασματική επιτάχυνση S_e σε κάθε τμήμα είναι:

$$S_e(T) = ag * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (n * 2,5 - 1) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.24)$$

$$S_e(T) = ag * S * n * 2,5 \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.25)$$

$$S_e(T) = ag * S * n * 2,5 * \frac{T_C}{T} \text{ για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.26)$$

$$S_e(T) = ag * S * n * 2,5 * \frac{T_C * T_C}{T^2} \text{ για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.27)$$

$$\text{όπου: } ag = \gamma_i * \alpha_{gR}, \quad (3.28)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta+5}} \geq 0,55 =$$

συντελεστής απόσβεσης (το ζ τίθεται επί τοις εκατό) (3.29)

S = συντελεστής εδάφους

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Πίνακας 3.4 Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδας

Κατηγορία σπουδαιότητας		Συντελεστής σπουδαιότητας
I	(μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II	(συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III	(μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV	(πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Πίνακας 3.5 Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I κατά ΕΚ8

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 3.6 Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΚ8

3.10 Ανελαστική στατική ανάλυση

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση, το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φόρτιση στην βάση, η οποία κατανέμεται καθ' ύψος του κτιρίου. Συνυπολογίζονται τα μη γραμμικά στοιχεία των μελών. Η φόρτιση αυτή αυξάνεται μονότονα μέχρι κάποιο στοιχείο να μην μπορεί να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Έτσι σχεδιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.

Η καμπύλη διγραμμικοποιείται, με σκοπό τον υπολογισμό των μετατοπίσεων διαρροής και οριακής αστοχίας και έπειτα των μετατοπίσεων των σταθμών επιτελεστικότητας, οι οποίες είναι οι εξής:

ΑΧ (Αμεση Χρήση) : σημείο διαρροής, όπου $M = My$ (3.30) και $d = dy$ (3.31)

ΠΖ (Προστασία Ζωής): σημείο όπου $M = My$ (3.32) και $d = \frac{1}{2} * \frac{dy+du}{\gamma rd}$ (3.33)

ΟΚ(Οιονεί κατάρρευση): σημείο όπου $M = My$ (3.34) και $d = \frac{du}{\gamma rd}$ (3.35)

Με βάση τον στόχο αποτίμησης της κατασκευής, που έχει επιλεγεί, η αντίστοιχη μετατόπιση συγκρίνεται με την στοχευόμενη μετατόπιση. Αν είναι μεγαλύτερη, το κτίριο επαρκεί έναντι σεισμικής δράσης, στην εξεταζόμενη διεύθυνση.

Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ.

3.11 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Κατά την ανελαστική δυναμική ανάλυση, το προσομοίωμα υποβάλλεται σε δυναμικές αναλύσεις χρονιστοριών. Πρέπει να συνεκτιμώνται τα μη γραμμικά στοιχεία των μελών. Χρησιμοποιούνται πραγματικές καταγραφές αλλά και συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Με βάση τις φορτίσεις, προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη και οι μετατοπίσεις, με τις οποίες ελεγχθεί το κτίριο.

Όπως και στην ανελαστική στατική ανάλυση, έτσι και στην συγκεκριμένη ανάλυση, συνιστάται η ΣΑΔ να είναι τουλάχιστον ικανοποιητική.

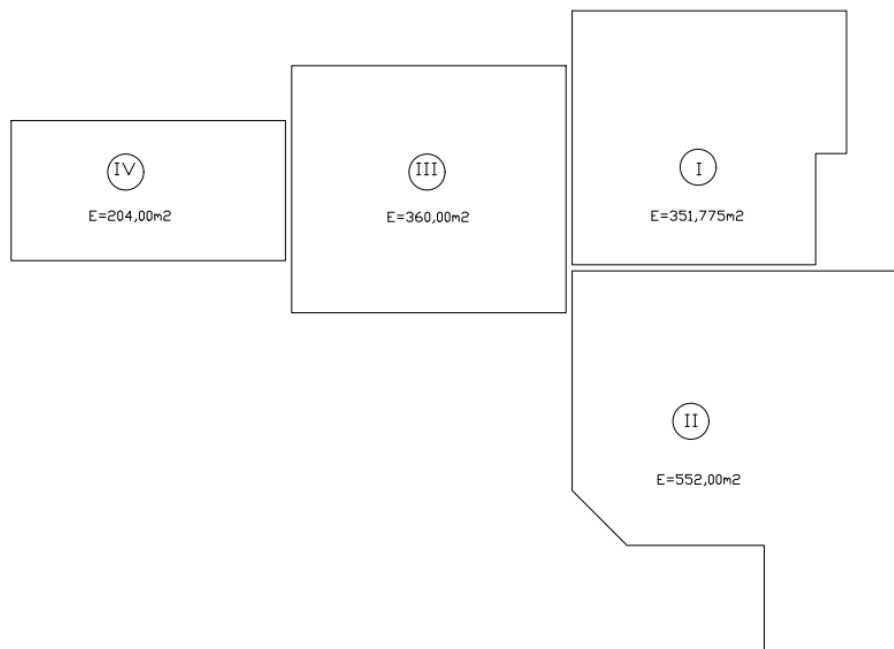
Κεφάλαιο 4: Παρουσίαση φέροντος οργανισμού

4.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής

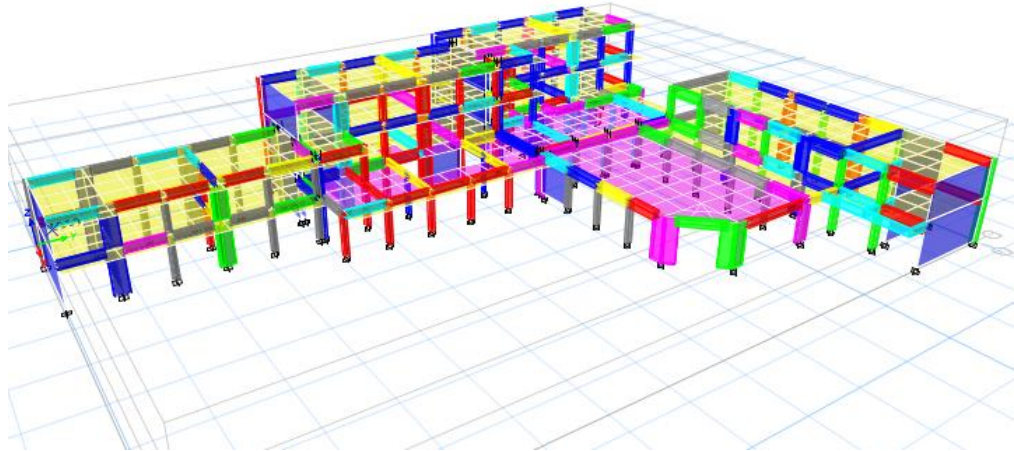
Η υπό μελέτη κτιριακή μονάδα είναι το 2^ο Γυμνάσιο Ναυπλίου, που βρίσκεται στον Ε1 τομέα «Νέα Πόλη» της πόλης Ναυπλίου. Αποτελείται από τέσσερα κτίρια, εκ των οποίων τα δύο (κτίρια 1 και 3, όπως φαίνονται στην εικόνα 17) είναι τριώροφα και τα άλλα δύο (κτίρια 2 και 4) διώροφα.



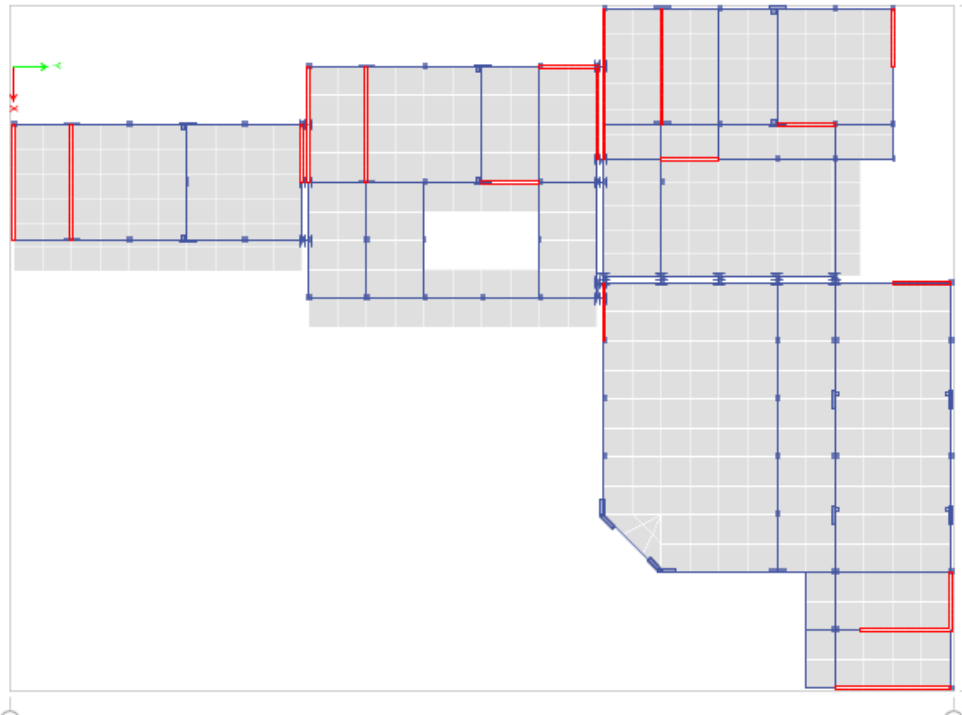
Σχήμα 4.1 Φωτογραφία της σχολικής μονάδας



Σχήμα 4.2 Σχηματική κάτοψη σχολείου



Σχήμα 4.3 Τρισδιάστατη απεικόνιση φέροντος οργανισμού με ETABS



Σχήμα 4.4 Δυσδιάστατη απεικόνιση- κάτοψη Φ.Ο. με ETABS

4.2 Στατικές πληροφορίες κατασκευής

Και στις τέσσερα κτίρια του σχολείου, το ύψος ισογείου είναι στα 4,05m ενώ το ύψος των υπόλοιπων ορόφων είναι 3,40m. Τα δομικά στοιχεία έχουν διαστασιολογηθεί με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0,12$. Τα υλικά κατασκευής είναι σκυρόδεμα B225 και χάλυβας οπλισμού St IIIb. Οι ξυλότυποι παρουσιάζονται στο Παράρτημα 1.

4.3 Προσομοίωση του φορέα

Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε μέσω του προγράμματος ETABS Ultimate 18.1.1. Ο φορέας αποτελεί ένα χωρικό πλαίσιο, στο οποίο οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται ως γραμμικά ραβδωτά στοιχεία (frame elements), 6 βαθμών ελευθερίας, οι πλάκες ως στοιχεία κελύφους (shell elements), τα οποία διακριτοποιούνται κατάλληλα ώστε να διανεμηθούν σωστά τα φορτία. Λαμβάνεται υπόψη η διαφραγματική λειτουργία κάθε ορόφου. Τα τοιχία ορίζονται ως επιφανειακά στοιχεία κελύφους. Τέλος, η δυσκαμψία της τοιχοποιίας δεν λαμβάνεται υπόψη, διότι ο φορέας είναι ήδη αρκετά δύσκαμπτος αλλά και λόγω ύπαρξης παραθύρων σε όλο το μήκος των τοίχων, παρατηρείται δυσμενής επιρροή και δημιουργία «κοντών» υποστυλωμάτων.

4.3.1 Εισαγωγή υλικών κατασκευής

Για να γίνει η χρήση των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας, πρέπει πρώτα να επιλεγεί η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Επιλέγεται «Κανονιστική» Σ.Α.Δ., που σημαίνει ότι: $\gamma_c = 1,30$, $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_m = 1,5$.

Σκυρόδεμα

Η κατηγορία σκυροδέματος είναι B225 (ονομασία με βάση τον παλιό Ελληνικό κανονισμό), που μπορεί να αντιστοιχηθεί με την σημερινή C16/20. Στην αποτίμηση χρησιμοποιείται η μέση αντοχή υλικών, δηλαδή το $f_{cm} = f_{ck} + 8MPa = 24MPa$. Το μέσο μέτρο ελαστικότητας είναι $E_{cm} = 29GPa$. Η σειρά εντολών, που ακολουθήθηκε ώστε να εισαχθεί το υλικό στο προσομοίωμα είναι η εξής: Define → Material Properties → Add New Material .

General Data	
Material Name	B225
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	23,5631 kN/m³
Mass per Unit Volume	2402,77 kg/m³

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	29000 MPa
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099 1/C
Shear Modulus, G	12083,33 MPa

Material Name and Type	
Material Name	B225
Material Type	Concrete, Isotropic
Grade	B225, C16/20

Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	18,46 MPa

Σχήμα 4.5 Εισαγωγή υλικού σκυροδέματος B225

Χάλυβας οπλισμού

Η κατηγορία του χάλυβα οπλισμού είναι Stahl IIIb. Η χαρακτηριστική αντοχή του είναι $f_{yk} = 410\text{MPa}$ και το μέτρο ελαστικότητας $E = 200\text{GPa}$. Η εισαγωγή του στο πρόγραμμα έγινε όπως του σκυροδέματος.

General Data	
Material Name	StIIIb
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	<input type="checkbox"/> Change...
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	76,9729 kN/m ³
Mass per Unit Volume	7849,047 kg/m ³

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	199947,98 MPa
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117 1/C

Σχήμα 4.6 Εισαγωγή υλικού χάλυβα οπλισμού StIIIb

4.3.2 Εισαγωγή δομικών στοιχείων

Δοκοί- Υποστυλώματα

Ο ορισμός των ορθογωνικών διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων εισάγονται με την εξής ακολουθία εντολών: Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property. Η επικάλυψη του οπλισμού σε όλες τις διατομές είναι 30mm. Οι οπλισμοί τοποθετούνται σύμφωνα με τα σχέδια των ζυλοτύπων.

Οι μη ορθογωνικές διατομές εισάγονται στο πρόγραμμα με την επιλογή του Section Designer. Συγκεκριμένα η σειρά εντολών είναι : Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer.

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

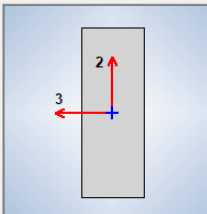
Depth: mm

Width: mm

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement



Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: mm

Bottom Bars: mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: mm²

Top Bars at J-End: mm²

Bottom Bars at I-End: mm²

Bottom Bars at J-End: mm²

Σχήμα 4.7 Ορισμός διατομής δοκού

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: mm

Width: mm

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area: mm²

Corner Bar Size and Area: mm²

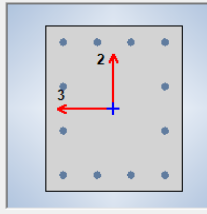
Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: mm²

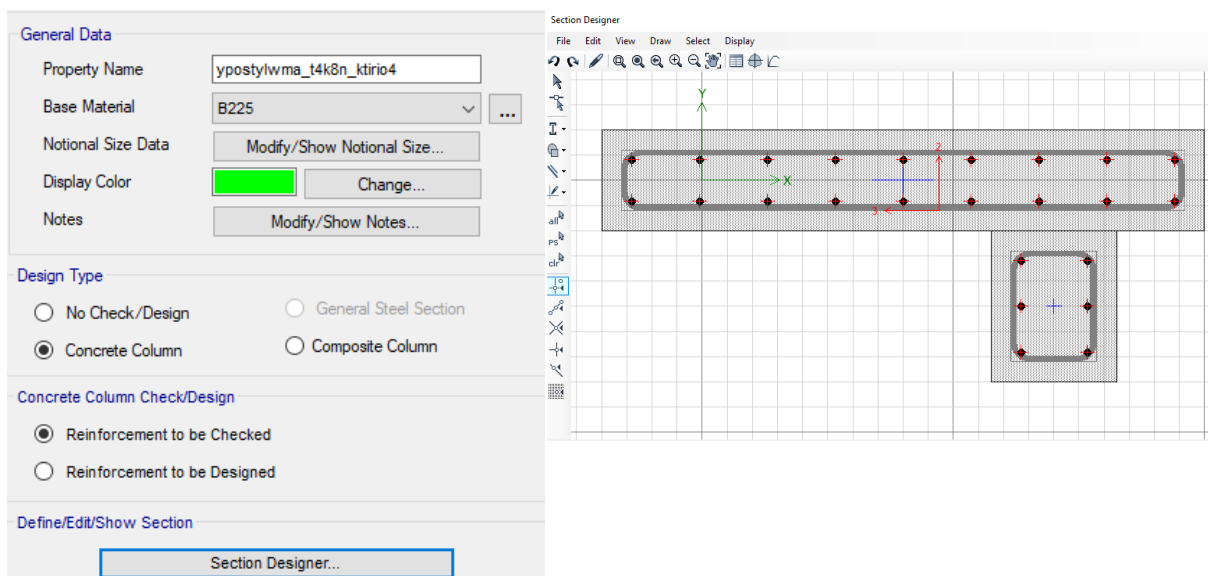
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): mm

Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:



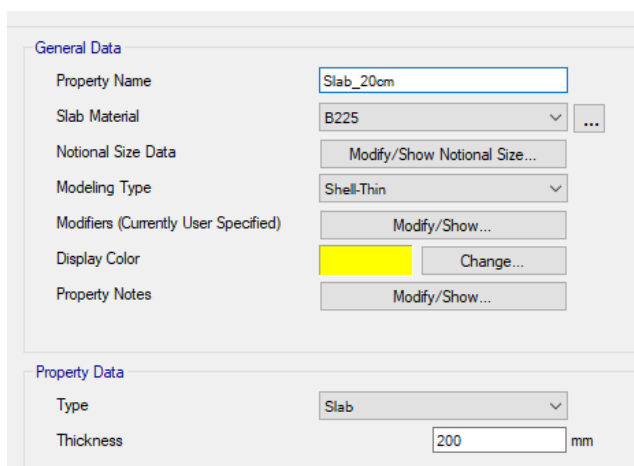
Σχήμα 4.8 Ορισμός διατομής υποστύλματος



Σχήμα 4.9 Ορισμός μη ορθογωνικής διατομής υποστυλώματος (Section Designer)

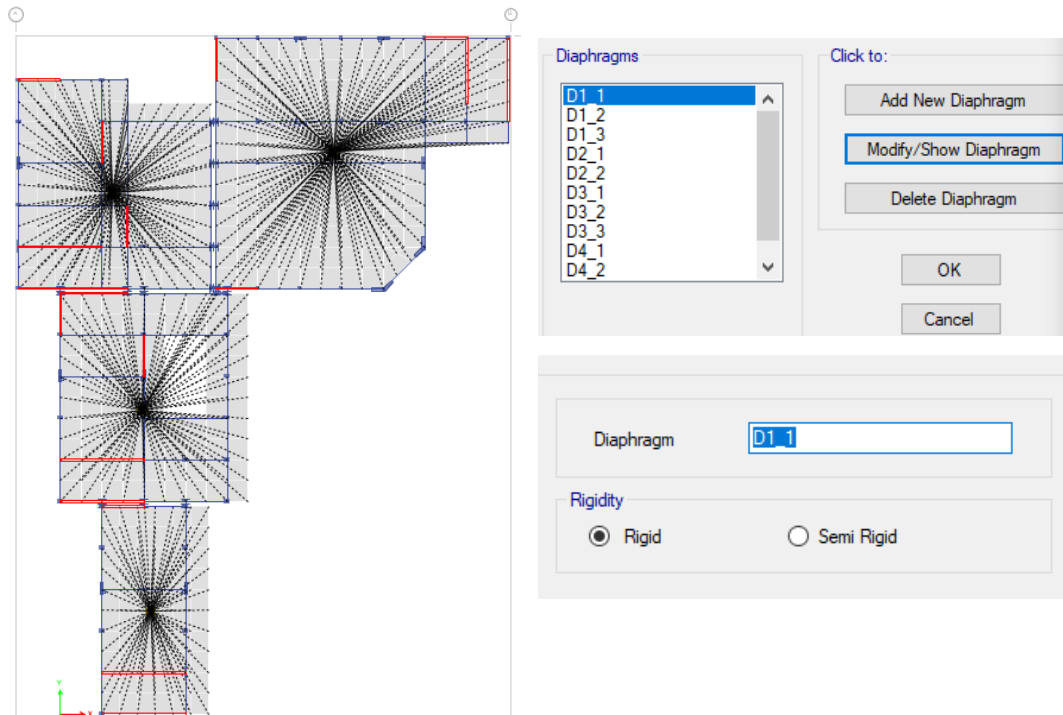
Πλάκες- Διαφράγματα

Οι πλάκες και στα 4 κτίρια έχουν πάχος 20 cm. Στις οροφές των ισογείων των κτιρίων 1,2 και 3 υπάρχουν δοκιδωτές πλάκες, στην προσομοίωση των οποίων, χρησιμοποιείται το ισοδύναμο πάχος ορθογωνικής πλάκας, $\text{ισοδύναμο} = 25\text{cm}$. Η σειρά εντολών είναι: Define → Section Properties → Slab Sections → Add New Property.



Σχήμα 4.10 Ορισμός διατομής πλάκας

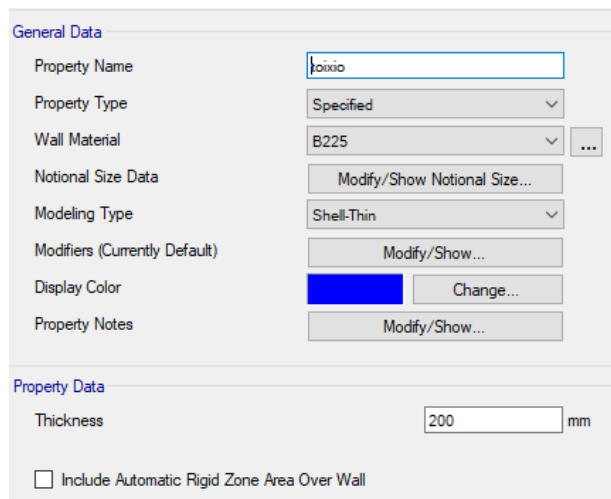
Οι πλάκες διακριτοποιούνται ώστε να γίνει σωστά η κατανομή των φορτίων. Στα σημεία, που προκύπτουν σε κάθε όροφο, κάθε κτιρίου, επιλέγονται ώστε να οριστούν τα διαφράγματα.



Σχήμα 4.11 Ορισμός διαφραγμάτων

Τοιχία

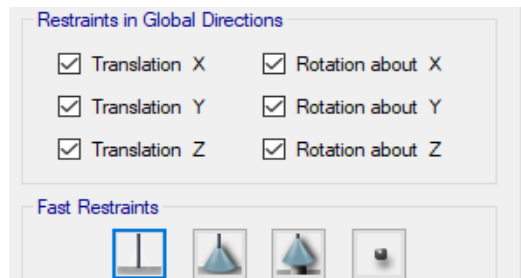
Τα τοιχία που χαρακτηρίζονται ως διατμητικά ($h/l < 1,0$) και ως κάμπτο-διατμητικά ($1,0 < h/l < 2,0$) εισάγονται στο προσομοίωμα ως στοιχεία κελύφους ως εξής: Define → Section Properties → Wall Sections → Add New Property. Όλα τα τοιχία έχουν πάχος 20cm.



Σχήμα 4.12 Ορισμός διατομής τοιχίων

Θεμελίωση

Η προσομοίωση της θεμελίωσης γίνεται θεωρώντας πακτώσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων, οι οποίες δεσμεύουν όλους τους βαθμούς ελευθερίας. Αφού επιλεγούν τα σημεία οι εντολές είναι: Assign → Joint → Restraints.



Σχήμα 4.13 Ορισμός στηρίξεων κατασκευής

4.3.3 Προσθήκη φορτίων Κατακόρυφα φορτία

Τα ίδια βάρη των υποστλωμάτων, των δοκών και των τοιχίων υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Ίδιο βάρος πλάκας 20cm: $g = 25\text{KN}/\text{m}^3 * 0,2 = 5\text{KN}/\text{m}^2$

Ίδιο βάρος δοκιδωτής πλάκας: $g = 25\text{KN}/\text{m}^3 * 0,25 = 6,5\text{KN}/\text{m}^2$

Πρόσθετα μόνιμα:

Επικαλύψεις δαπέδων : $1,5\text{ kN}/\text{m}^2$

Επικαλύψεις δώματος : $2,5\text{ kN}/\text{m}^2$

Μπατική τοιχοποιία : $3,6\text{ kN}/\text{m}^2$

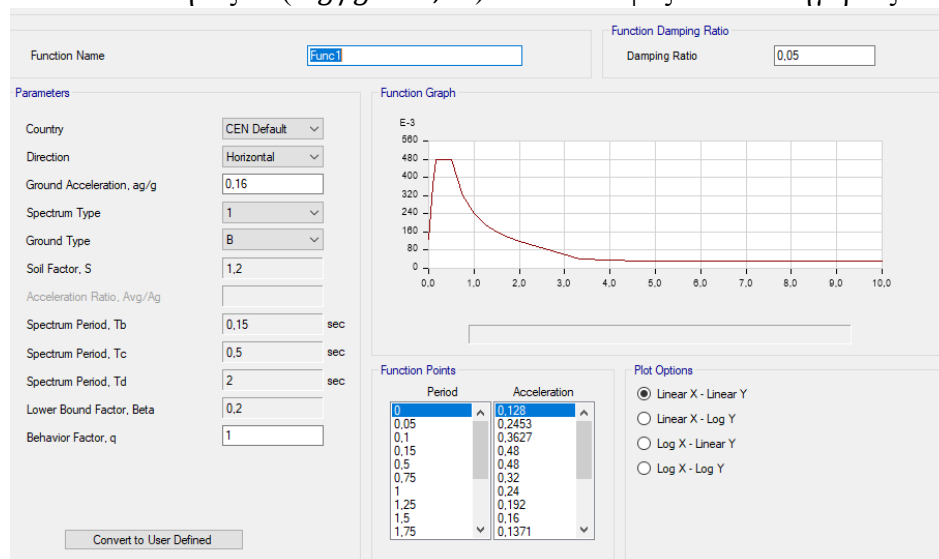
Κινητά:

Δάπεδα : $3\text{ kN}/\text{m}^2$

Κλιμακοστάσιων : $3,5\text{ kN}/\text{m}^2$

Σεισμικές δράσεις

Εισάγεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8. Επιλέγεται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 ($ag/g = 0,16$) και το έδαφος είναι κατηγορίας B.



Σχήμα 4.14 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΚ8

4.3.4 Προσδιορισμός ταλαντούμενης μάζας

Για να πραγματοποιηθούν σωστά οι αντισεισμικοί έλεγχοι, πρέπει να εισαχθεί κατάλληλα η ταλαντούμενη μάζα του φορέα. Αυτή ορίζεται από τα φορτία, τα οποία φέρει η κατασκευή και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. από τον συνδυασμό $G+0,5Q$.

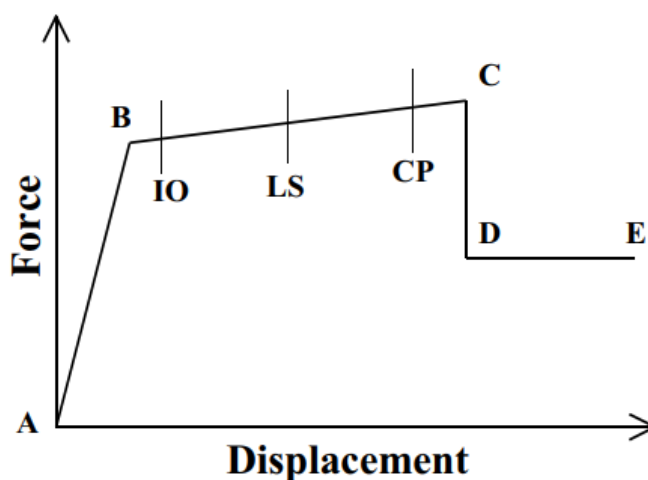
The screenshot shows a software interface for defining mass multipliers. On the left, under 'Mass Source', there are options: 'Element Self Mass' (unchecked), 'Additional Mass' (unchecked), 'Specified Load Patterns' (checked), and 'Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:' (unchecked). Below these are two input fields for 'This Ratio of Diaphragm Width in X Direction' and 'This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction'. On the right, 'Mass Multipliers for Load Patterns' shows a table with columns 'Load Pattern' and 'Multiplier'. The table contains: Dead (1), Super Dead (1), and Live (0,5). There are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. Below the table, 'Mass Options' includes: 'Include Lateral Mass' (checked), 'Include Vertical Mass' (unchecked), and 'Lump Lateral Mass at Story Levels' (checked).

Σχήμα 4.15 Ταλαντούμενη μάζα κατασκευής

4.3.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων

Η εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων γίνεται με την χρήση στοιχείων hinges· δηλαδή στοιχείων, που προσομοιώνουν την μετελαστική συμπεριφορά των διατομών, σε συγκεκριμένα σημεία που προβλέπεται ότι θα γίνει η διαρροή. Τα χαρακτηριστικά της μη γραμμικής συμπεριφοράς των στοιχείων υπολογίστηκαν με την βοήθεια κατάλληλου υπολογιστικού φύλλου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως αναλύθηκε παραπάνω στην παράγραφο 2.7, και εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Από Σ.Α.Δ. «Ικανοποιητική» προκύπτει $\gamma_{rd}=1,40$.

Οι καμπύλες ικανότητας των δομικών στοιχείων έχουν την μορφή του σχήματος 4.16. Τα τμήματα AB, BC, CD, DE και οι στάθμες επιτελεστικότητας IO (immediate occupancy), LS (life safety), and CP (collapse prevention) βρίσκονται σε αντιστοιχία με τους κανονισμούς που ισχύουν στην Ελλάδα και αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 2.



Σχήμα 4.16 καμπύλη ικανότητας δομικού στοιχείου σύμφωνα με το ETABS

Πλαστικές αρθρώσεις δοκών

Οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών είναι τύπου M3, δηλαδή δημιουργούνται λόγω ροπής γύρω από τον τοπικό άξονα 3. Η ακολουθία των εντολών είναι: Define→ Section Properties→ Frame/Wall Nonlinear Hinges→ Add New Property και έπειτα επιλέγεται ο τύπος Moment M3.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,2	-0,083
D-	-0,2	-0,040559
C-	-1	-0,040559
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	0,027898
D	0,2	0,027898
E	0,2	0,045

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: 165,9104 Negative: 125,3778 kN-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF Positive: 1 Negative: 1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0	0
<input type="checkbox"/> Life Safety	0,008369	-0,012923
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0,018333	-0,027409

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Σχήμα 4.17 Στοιχείο hinge δοκού

Πλαστικές αρθρώσεις υποστλωμάτων

Στα υποστλώματα, οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται λόγω αλληλόδρασης αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης. Άρα, τα στοιχεία hinge είναι τύπου 'Interacting P-M2-M3'.

Hinge Specification Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Scale Factor for Rotation (SF)

SF is Yield Rotation per ASCE 41-13 Eqn. 9-2 (Steel Objects Only)

User SF rad

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero Is Extrapolated

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Symmetry Condition

Moment Rotation Dependence is Circular

Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3

Moment Rotation Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition

- Specify curves at angles of 0°, 90°, 180° and 270°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 360°

Axial Forces for Moment Rotation Curves

Number of Axial Forces

Curve Angles for Moment Rotation Curves

Number of Angles

Select Curve

Axial Force Angle Curve #1

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	0,039586
D	0,2	0,039586
E	0,2	0,0601

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Current Curve - Curve #1
Force #1; Angle #1

3-D Surface
Axial Force = -481,4612 kN

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy

Life Safety

Collapse Prevention

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Plan deg Axial Force kN

Elevation deg Hide Backbone Lines

Aperture deg Show Acceptance Criteria

Show Thickened Lines Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

Symmetry Condition

Number of Axial Force Values

Number of Angles

Total Number of Curves

Angle is Moment About

0 degrees = About Positive M2 Axis

90 degrees = About Positive M3 Axis

180 degrees = About Negative M2 Axis

270 degrees = About Negative M3 Axis

Σχήμα 4.18 Στοιχείο hinge υποστυλώματος

Πλαστικές αρθρώσεις μη ορθογωνικών διατομών

Οι μη ορθογωνικές διατομές έχουν οριστεί με την βοήθεια του Section Designer, που δίνει την δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων. Για τα συγκεκριμένα στοιχεία επιλέχθηκαν hinges «fiber P-M2-M3». Δηλαδή υπολογίζεται η μη γραμμική συμπεριφορά λόγω αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης, αφού πρώτα η διατομή έχει χωριστεί αυτόματα σε ίνες. Με

τον τρόπο αυτό, όταν μια ίνα φτάσει στην διαρροή, τότε αυτή πλαστικοποιείται και η συνολική διατομή συνεχίζει να παραλαμβάνει τοίχια με μειωμένη δυσκαμψία.

Σχήμα 4.19 Εισαγωγή στοιχείου hinge μη ορθογωνικής διατομής

Πλαστικές αρθρώσεις τοιχίων

Το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα μη γραμμικής ανάλυσης τοιχίων μεγάλου μήκους. Αυτό επιτυγχάνεται με την μέθοδο ινών και η πλαστική άρθρωση δημιουργείται λόγω της αλληλεπίδρασης αξονικής και κάμψης γύρω περί την κύρια διεύθυνση (P-M3). Πρέπει πρώτα όμως να εισαχθεί ο οπλισμός των τοιχίων.

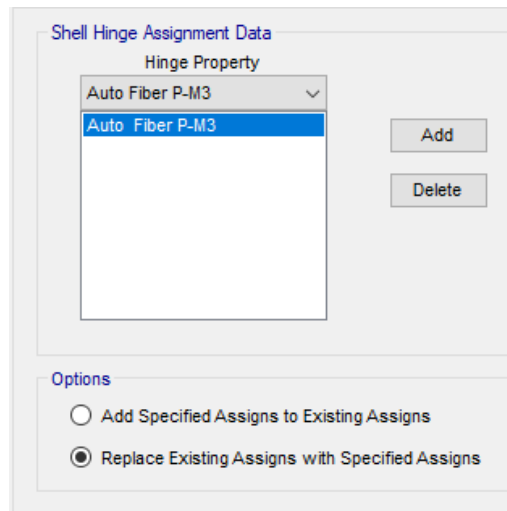
Start X (mm)	Start Y (mm)	End X (mm)	End Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	Start Zone Size (mm)	End Zone Size (mm)
12000	0	4000	0	8000	200	1200	1200

Flexural Detail - Each Face			
Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Number of Bars
Start	18		7
Center	14	300	19
End	18		7

Shear/Confinement Detail			
Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Confined
Start	10	300	Yes
Center	10	300	No
End	10	300	Yes

Flexural Detail (Additional Individual Bars)		
Material	Distance (mm)	Area (mm ²)
*		

Σχήμα 4.20 Οπλισμός τοιχίων



Σχήμα 4.21 Στοιχείο hinge τοιχίου

Κεφάλαιο 5: Αντισεισμικοί έλεγχοι

5.1 Εισαγωγή

Τα τέσσερα κτίρια, που αποτελούν την σχολική μονάδα, αναλύονται αρχικά με την ανελαστική στατική μέθοδο, ώστε να προκύψουν οι καμπύλες ικανότητας των κτιρίων, ανά διεύθυνση σεισμικής διέγερσης. Στην συνέχεια, μέσω του ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης, εκτιμάται η αντισεισμική επάρκεια της κατασκευής.

Επιπρόσθετα, λόγω της παρουσίας αρμού διαστολής πλάτους 5cm, μικρότερου από τον αντισεισμικό αρμό, που σύμφωνα με τους σημερινούς κανονισμούς θα έπρεπε να υπάρχει, πρέπει να ελεγχθεί εάν υπάρχει ενδεχόμενο κρούσης. Αυτό επιλέγεται να επιτευχθεί με ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις (αναλύσεις χρονοιστοριών).

5.2 Ιδιομορφικές αποκρίσεις φορέα

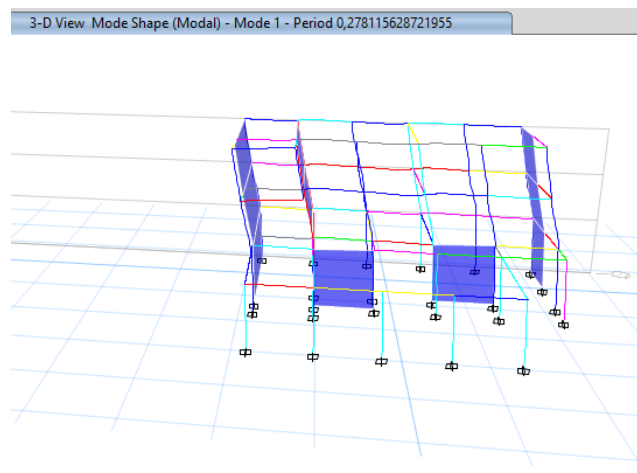
Αρχικά παρουσιάζονται, ύστερα από ελαστική ανάλυση, οι ιδιομορφές των κτιρίων, οι οποίες μας υποδεικνύουν την συμπεριφορά τους έναντι σεισμικών φορτίων αναλόγως με την διεύθυνση που αυτά ασκούνται. Δηλαδή, να εντοπιστεί ποια ιδιομορφή δεσπόζει ανά κάθε διεύθυνση. Απαραίτητες πληροφορίες είναι πρώτον, οι ενεργές ιδιομορφικές μάζες (και τα ποσοστά τους) που δείχνουν πόση μάζα ταλαντώνεται με την κάθε ιδιομορφή αναλόγως με την διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης και δεύτερον, οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι, που εκτός των άλλων φανερώνουν την δυσκαμψία του κτιρίου.

5.2.1 Ιδιομορφές κτιρίου 1

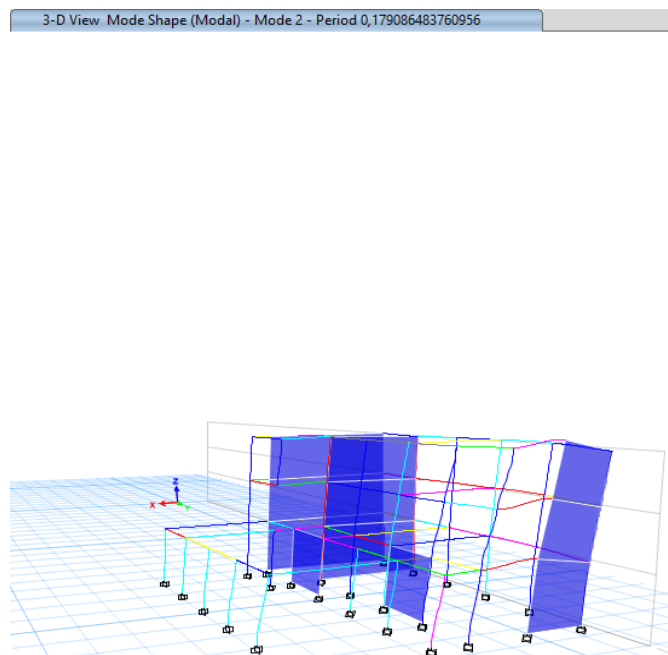
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,278	0,0005	0,6185	0	0,0005	0,6185	0	0,3927	4,65E-06	0,0207	0,3927	4,65E-06	0,0207
Modal	2	0,179	0,448	0,0012	0	0,4485	0,6197	0	0,0002	0,1442	0,3023	0,393	0,1442	0,323
Modal	3	0,094	0,0011	0,258	0	0,4496	0,8776	0	0,3641	2,44E-06	0,0068	0,757	0,1442	0,3298
Modal	4	0,081	0,3506	0,0044	0	0,8002	0,8821	0	0,0029	0,0718	0,4792	0,7599	0,216	0,809
Modal	5	0,064	0,0444	0,0623	0	0,8446	0,9444	0	0,054	0,0655	0,0324	0,814	0,2814	0,8414
Modal	6	0,058	0,0688	0,0213	0	0,9134	0,9657	0	0,0291	0,2617	0,0511	0,843	0,5431	0,8926
Modal	7	0,031	0,038	0,0001	0	0,9514	0,9658	0	0,0005	0,2425	0,0642	0,8435	0,7856	0,9568
Modal	8	0,031	0,0137	7,5E-06	0	0,9651	0,9658	0	9,66E-06	0,0574	0,0008	0,8435	0,843	0,9576
Modal	9	0,018	0,0007	2,24E-06	0	0,9658	0,9658	0	4,81E-06	0,0005	0,0011	0,8435	0,8435	0,9587
Modal	10	0,003	0	0	0	0,9658	0,9658	0	0	0	0	0,8435	0,8435	0,9587
Modal	11	0,003	0	0	0	0,9658	0,9658	0	0	0	0	0,8435	0,8435	0,9587
Modal	12	0,003	0	0	0	0,9658	0,9658	0	0	0	0	0,8435	0,8435	0,9587

Πίνακας 5.1 Πληροφορίες ιδιομορφών κτιρίου 1



Σχήμα 5.1 1η ιδιομορφή -μεταφορική Y



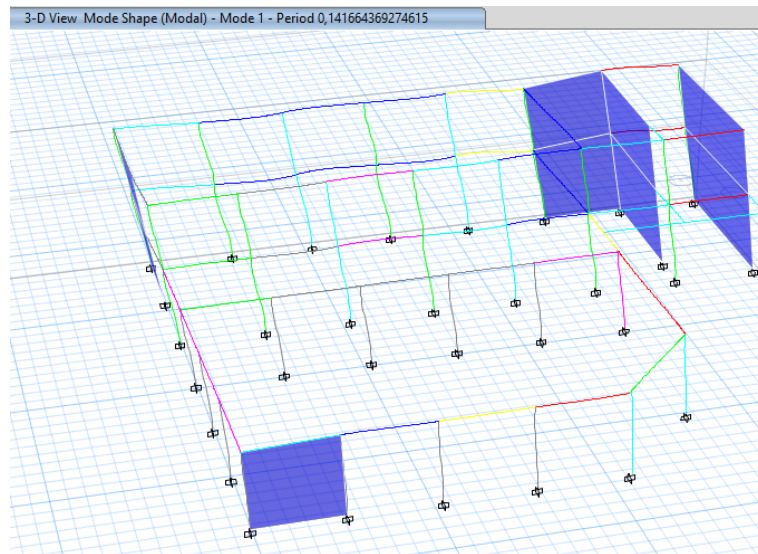
Σχήμα 5.2 2η ιδιομορφή- μεταφορική X

Η κύρια ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι $T = 0,278s$, η οποία είναι δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y. Η δεύτερη ιδιομορφή δεσπόζει στην διεύθυνση X με ιδιοπερίοδο $T = 0,179s$. Το κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί δύσκαμπτο, περισσότερο στην διεύθυνση X, κυρίως επειδή είναι η διεύθυνση που λειτουργούν τα μεγάλα διατμητικά τοιχώματα.

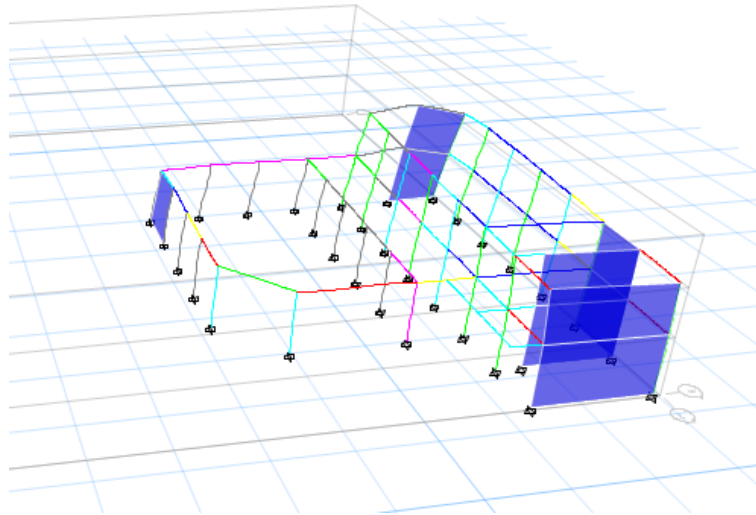
5.2.2 Ιδιομορφές κτιρίου 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,142	0,6036	0,1989	0	0,6036	0,1989	0	0,0267	0,174	0,0853	0,0267	0,174	0,0853
Modal	2	0,126	0,2633	0,5371	0	0,867	0,736	0	0,0883	0,0234	0,0656	0,115	0,1974	0,1509
Modal	3	0,065	0,074	0,0384	0	0,941	0,7744	0	0,108	0,371	0,4507	0,223	0,5684	0,6016
Modal	4	0,055	0,0145	0,1473	0	0,9555	0,9218	0	0,0072	0,0776	0,2529	0,2302	0,646	0,8545
Modal	5	0,05	0,0145	0,0376	0	0,97	0,9594	0	0,4121	0,1285	0,0392	0,6423	0,7745	0,8937
Modal	6	0,023	0,0001	0,0107	0	0,9701	0,9701	0	0,1382	0,0061	0,0418	0,7806	0,7806	0,9355
Modal	7	0,003	0	0	0	0,9701	0,9701	0	0	0	0	0,7806	0,7806	0,9355
Modal	8	0,003	0	0	0	0,9701	0,9701	0	0	0	0	0,7806	0,7806	0,9355
Modal	9	0,003	0	0	0	0,9701	0,9701	0	0	0	0	0,7806	0,7806	0,9355
Modal	10	0,003	0	0	0	0,9701	0,9701	0	0	0	0	0,7806	0,7806	0,9355
Modal	11	0,003	0	0	0	0,9701	0,9701	0	0	0	0	0,7806	0,7806	0,9355
Modal	12	0,003	0	0	0	0,9701	0,9701	0	0	0	0	0,7806	0,7806	0,9355

Πίνακας 5.2 Πληροφορίες ιδιομορφών κτιρίου 2



Σχήμα 5.3 1η ιδιομορφή -μεταφορική X



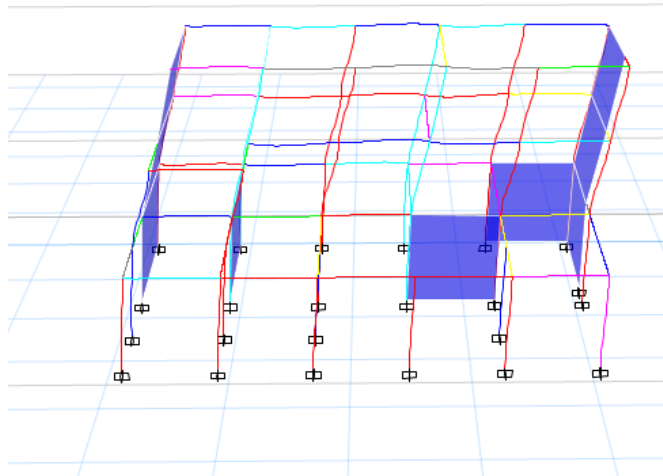
Σχήμα 5.4 2η ιδιομορφή- μεταφορική Y

Η κύρια ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι $T = 0,142s$, η οποία είναι δεσπόζουσα στην διεύθυνση X. Η δεύτερη ιδιομορφή δεσπόζει στην διεύθυνση Y με ιδιοπερίοδο $T = 0,126s$. Το κτίριο είναι δύσκαμπτο, με παρόμοια δυσκαμψία στις δύο διευθύνσεις.

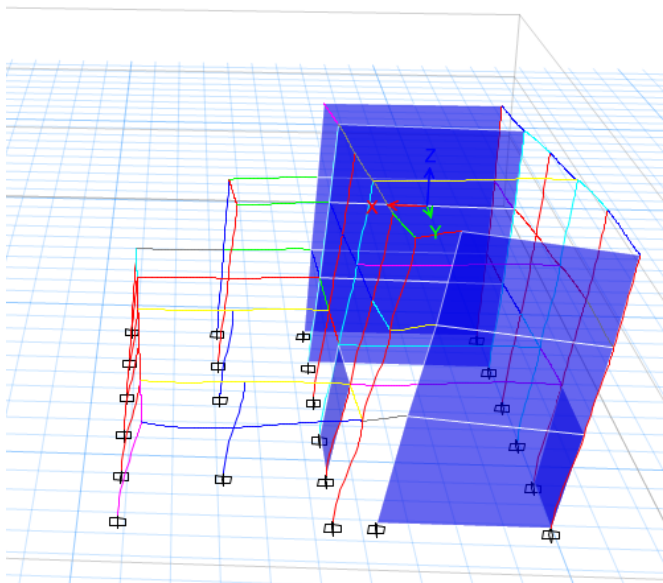
5.2.3 Ιδιομορφές κτιρίου 3

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,265	0,0003	0,6119	0	0,0003	0,6119	0	0,4004	0,0001	0,007	0,4004	0,0001	0,007
Modal	2	0,118	0,6007	0,0136	0	0,601	0,6255	0	0,0295	0,1518	0,1875	0,4299	0,1519	0,1945
Modal	3	0,094	0,1359	0,1972	0	0,7369	0,8228	0	0,2527	0,037	0,1798	0,6827	0,1889	0,3743
Modal	4	0,082	0,0806	0,0372	0	0,8174	0,86	0	0,0427	0,015	0,4316	0,7254	0,2039	0,8059
Modal	5	0,06	0,0039	0,0959	0	0,8213	0,9558	0	0,0964	0,0035	0,0017	0,8218	0,2075	0,8076
Modal	6	0,044	0,1019	0,0048	0	0,9233	0,9607	0	0,0058	0,4296	0,0459	0,8276	0,6371	0,8535
Modal	7	0,032	0,0356	0,002	0	0,9589	0,9626	0	0,0023	0,1848	0,0948	0,8299	0,8219	0,9483
Modal	8	0,024	0,0033	3,01E-05	0	0,9622	0,9627	0	2,56E-05	0,0074	0,0002	0,8299	0,8293	0,9485
Modal	9	0,018	0,0005	3,85E-05	0	0,9627	0,9627	0	3,35E-05	0,0007	0,0015	0,8299	0,8299	0,95
Modal	10	0,003	0	0	0	0,9627	0,9627	0	0	0	0	0,8299	0,8299	0,95
Modal	11	0,003	0	0	0	0,9627	0,9627	0	0	0	0	0,8299	0,8299	0,95
Modal	12	0,003	0	0	0	0,9627	0,9627	0	0	0	0	0,8299	0,8299	0,95

Πίνακας 5.3 Πληροφορίες ιδιομορφών κτιρίου 3



Σχήμα 5.5 1η ιδιομορφή -μεταφορική Y



Σχήμα 5.6 2η ιδιομορφή- μεταφορική X

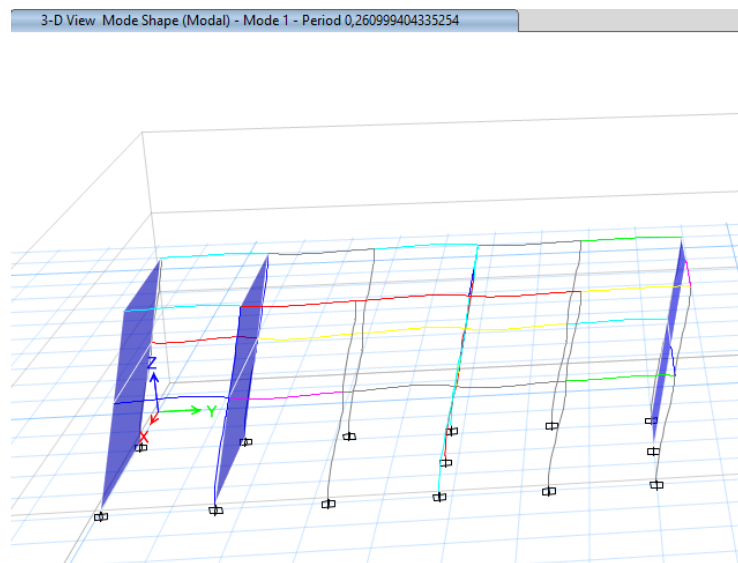
Η κύρια ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι $T = 0,265s$, η οποία είναι δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y. Η δεύτερη ιδιομορφή δεσπόζει στην διεύθυνση X με ιδιοπερίοδο $T = 0,1184s$. Το κτίριο είναι δύσκαμπτο, περισσότερο στην διεύθυνση X, επειδή είναι η διεύθυνση που λειτουργούν τα μεγάλα διατμητικά τοιχώματα.

5.2.4 Ιδιομορφές κτιρίου 4

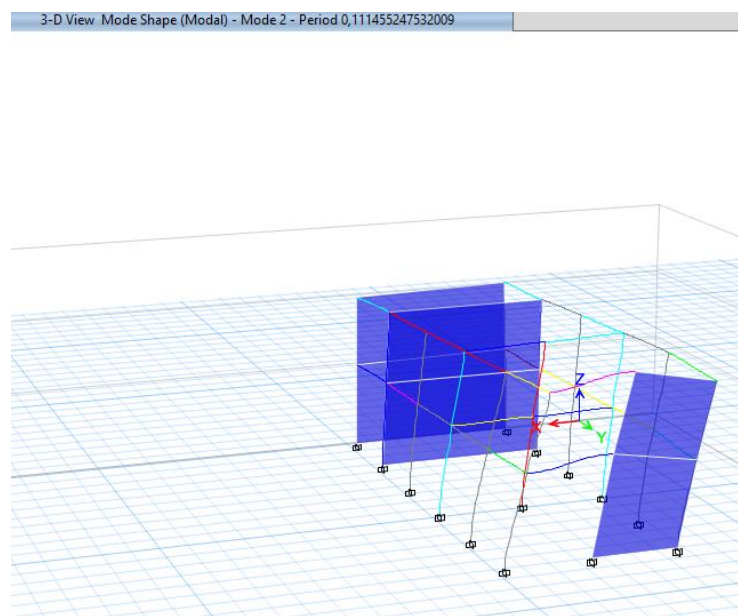
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,261	0,0002	0,8779	0	0,0002	0,8779	0	0,1521	4,59E-05	0,0007	0,1521	4,59E-05	0,0007
Modal	2	0,111	0,5545	0,0007	0	0,5547	0,8786	0	0,0001	0,1191	0,3011	0,1522	0,1192	0,3019
Modal	3	0,076	0,0006	0,0776	0	0,5553	0,9562	0	0,5468	8,62E-07	3,57E-05	0,6989	0,1192	0,3019
Modal	4	0,054	0,3216	5,99E-06	0	0,8769	0,9562	0	4,97E-05	0,0368	0,5334	0,699	0,156	0,8352
Modal	5	0,034	0,0594	2,27E-05	0	0,9363	0,9563	0	0,0002	0,361	0,0437	0,6992	0,517	0,879
Modal	6	0,019	0,02	3,29E-06	0	0,9563	0,9563	0	2,45E-05	0,1821	0,046	0,6992	0,6992	0,925
Modal	7	0,003	0	0	0	0,9563	0,9563	0	0	0	0	0,6992	0,6992	0,925
Modal	8	0,003	0	0	0	0,9563	0,9563	0	0	0	0	0,6992	0,6992	0,925
Modal	9	0,003	0	0	0	0,9563	0,9563	0	0	0	0	0,6992	0,6992	0,925
Modal	10	0,003	0	0	0	0,9563	0,9563	0	0	0	0	0,6992	0,6992	0,925
Modal	11	0,003	0	0	0	0,9563	0,9563	0	0	0	0	0,6992	0,6992	0,925
Modal	12	0,003	0	0	0	0,9563	0,9563	0	0	0	0	0,6992	0,6992	0,925

Πίνακας 5.4 Πληροφορίες ιδιομορφών κτιρίου 4



Σχήμα 5.7 1η ιδιομορφή -μεταφορική Y



Σχήμα 5.8 2η ιδιομορφή- μεταφορική X

Η κύρια ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι $T = 0,261s$, η οποία είναι δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y. Η δεύτερη ιδιομορφή δεσπόζει στην διεύθυνση X με ιδιοπερίοδο $T = 0,111s$. Το κτίριο χαρακτηρίζεται ως δύσκαμπτο, περισσότερο στην διεύθυνση X, κυρίως επειδή είναι η διεύθυνση που λειτουργούν τα μεγάλα διατμητικά τοιχώματα.

5.3 Ανελαστικές στατικές αναλύσεις

5.3.1 Ορισμός Ανελαστικών στατικών αναλύσεων (pushover)

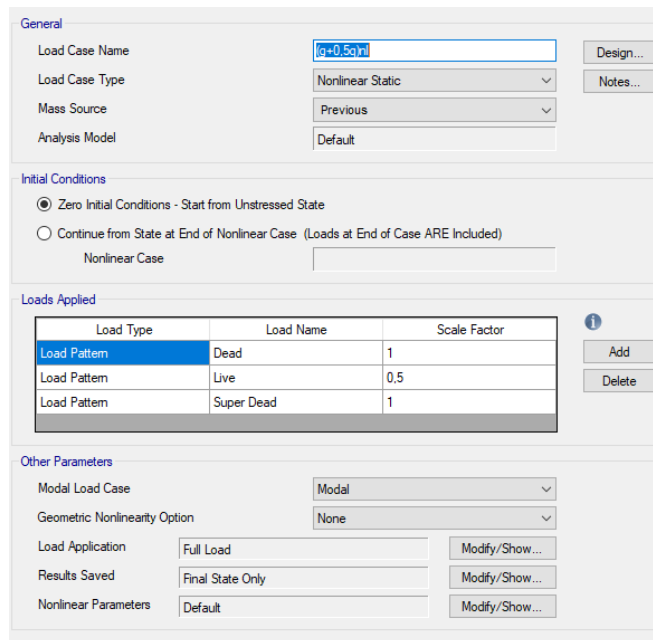
Κάθε κτίριο της σχολικής μονάδας υπόκειται σε ανάλυση pushover στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y. Για να εφαρμοστεί η συγκεκριμένη μέθοδος, ικανοποιείται η προϋπόθεση για την Σ.Α.Δ, καθώς έχει επιλεγεί «Ικανοποιητική». Τα σχολεία θεωρούνται κατηγορίας σπουδαιότητας III και συνεπώς, ο ελάχιστος στόχος αποτίμησης είναι B1. Άρα στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέγεται στόχος B1, που σημαίνει ότι η πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών είναι 10% και η στάθμη επιτελεστικότητας είναι «Σημαντικές Βλάβες». Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επειδή η πιθανότητα υπερβάσεως εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών είναι 10% λαμβάνεται υπόψη ολόκληρη η σεισμική δράση του ΕΚ 8-1.

Οι αναλύσεις γίνονται με ομοιόμορφη αλλά και ιδιομορφική κατανομή καθ' ύψος. Η χωρική επαλληλία των φορτίσεων γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα ΕΚ8 και τελικά προκύπτουν 24 συνδυασμοί για κάθε κτίριο (12 για κάθε διεύθυνση). Για τους ελέγχους, επιλέγεται η δυσμενέστερη καμπύλη ικανότητας. Η καμπύλη αυτή διγραμμικοποιείται με τον τρόπο που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και αναλύθηκε παραπάνω στη παράγραφο 2.8. Ο κόμβος ελέγχου σε κάθε κτίριο ορίζεται στο ΚΜ της οροφής του κτιρίου· ενώ, η μετατόπιση ελέγχου εισάγεται, συνήθως, ως περίπου ίση με το 4% του ύψους κάθε κτιρίου.

Πριν τον ορισμό της ανάλυσης pushover, πρέπει να γίνει μη γραμμική στατική ανάλυση με τον συνδυασμό $G + 0,5Q$. Τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης θεωρούνται η αρχική κατάσταση του φορέα και η ανελαστική στατική ξεκινάει μετά από αυτήν.

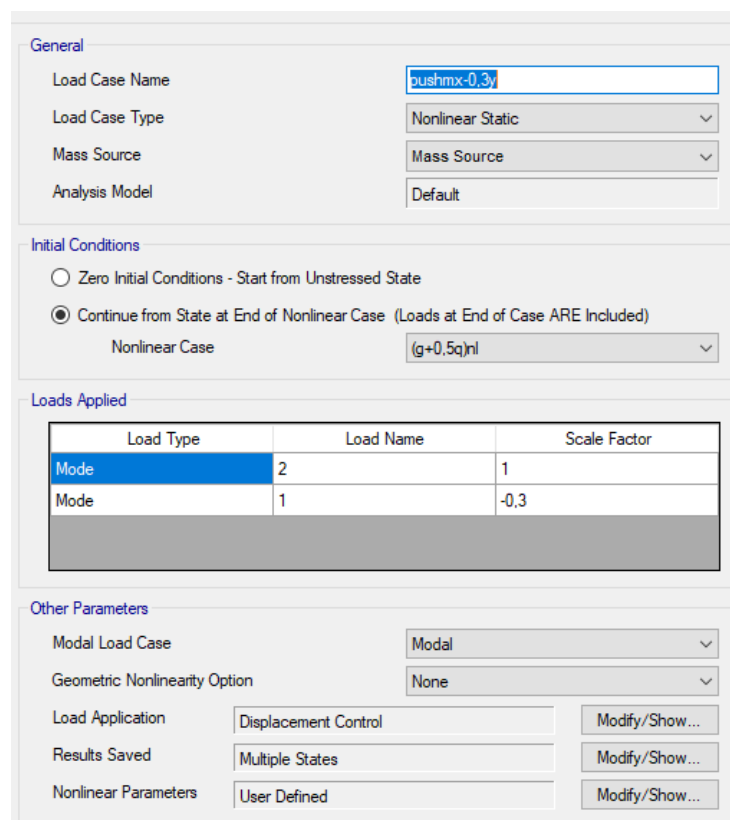
Ιδιομορφική κατανομή X	Ομοιόμορφη κατανομή X	Ιδιομορφική κατανομή Y	Ομοιόμορφη κατανομή Y
X	X	Y	Y
-X	-X	-Y	-Y
X+0,3Y	X+0,3Y	Y+0,3X	Y+0,3X
X-0,3Y	X-0,3Y	Y-0,3X	Y-0,3X
-X+0,3Y	-X+0,3Y	-Y+0,3X	-Y+0,3X
-X-0,3Y	-X-0,3Y	-Y-0,3X	-Y-0,3X

Πίνακας 5.5 Συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης για ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή και προς τις 2 κατευθύνσεις



Σχήμα 5.9 Συνδυασμός $G+0,5Q$

Η εισαγωγή της pushover γίνεται με την ακολουθία εντολών: Define→ Load Cases→ Add new Case και στην επιλογή του τύπου φόρτισης επιλέγεται Nonlinear Static και παρακάτω ο τρόπος επιβολής φορτίου (Load application) θα είναι «ελεγχόμενη μετακίνηση» (Deformation Control). Ακολουθούν φωτογραφίες που υποδεικνύουν τον τρόπο με τον οποίο ορίζεται η ανάλυση αυτή.



Σχήμα 5.10 Ορισμός ανάλυσης pushover (Κτίριο 1-X-0,3Y με ιδιομορφική κατανομή)

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of mm

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Solution Control

Maximum Total Steps	1000
Maximum Null Steps	200
Use Event-To-Event Stepping	Yes
Event Lumping Tolerance (Relative)	0,01
Maximum Events per Step	24
Use Iteration	Yes
Maximum Constant-Stiffness Iterations	10
Maximum Newton-Raphson Iterations	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	0,0001
Use Line Search	No

Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

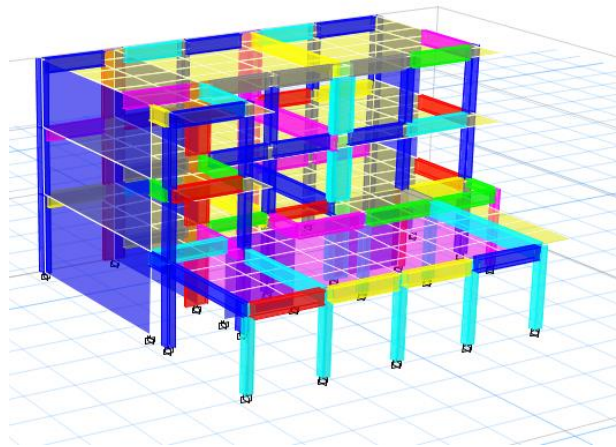
Σχήμα 5.11 Παράμετροι pushover ανάλυσης

Η σημασία των παραμέτρων, οι οποίες αναφέρονται αναλυτικά στο εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος, είναι η εξής:

- **Minimum Number of Saved States:** Καθορίζει τα σημεία κατά τα οποία γίνεται αποθήκευση των αποτελεσμάτων. Τα σημεία αποθήκευσης, προκύπτουν από τη διαίρεση της μετακίνησης στόχου, προς τον ελάχιστο αριθμό βημάτων αποθήκευσης
- **Maximum Total Steps:** Μέγιστος αριθμός βημάτων κατά την ανάλυση και καθορίζει τη διάρκεια της ανάλυσης
- **Maximum Null Steps:** Βήματα που εντοπίζονται κατά τη διάρκεια της διαδικασίας επίλυσης, όταν επιχειρείται αποφόρτιση μιας πλαστικής άρθρωσης ή όταν η σύγκλιση δεν επέρχεται και απαιτείται μικρότερο βήμα ανάλυσης.
- **Maximum Constant-Stiffness Iterations:** Οι επαναλήψεις που πραγματοποιούνται με σκοπό να επιτευχθεί η ισορροπία, σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Στο κάθε βήμα, επιχειρείται πρώτα η προσέγγιση σταθερής δυσκαμψίας.
- **Maximum Newton-Raphson Iterations:** Εάν η ισορροπία δεν επιτευχθεί με την παραπάνω διαδικασία, τότε αυτή επαναλαμβάνεται με τη μέθοδο Newton-Raphson. Αν αποτύχει και αυτή η προσέγγιση, τότε διαιρείται το βήμα και επαναλαμβάνεται η διαδικασία.
- **Iteration Convergence Tolerance (Relative):** Αριθμητική ανοχή, που δίνει το πρόγραμμα στην παραπάνω επαναληπτική διαδικασία. Αφορά το σφάλμα που επιτρέπεται μεταξύ της δρώσας και της υπολογισθείσας δύναμης σε κάθε επανάληψη, για την επίτευξη σύγκλισης.

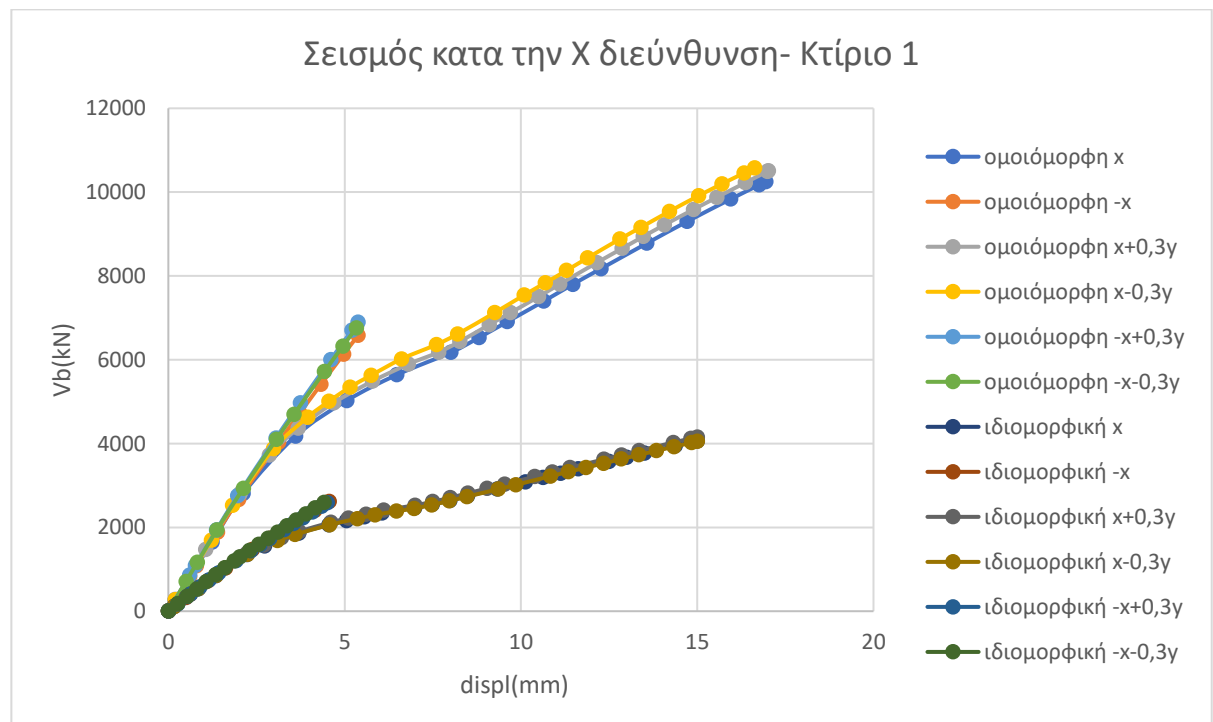
5.3.2 Αποτελέσματα Ανελαστικών στατικών αναλύσεων

5.3.2.1 Κτίριο 1- Διεύθυνση X



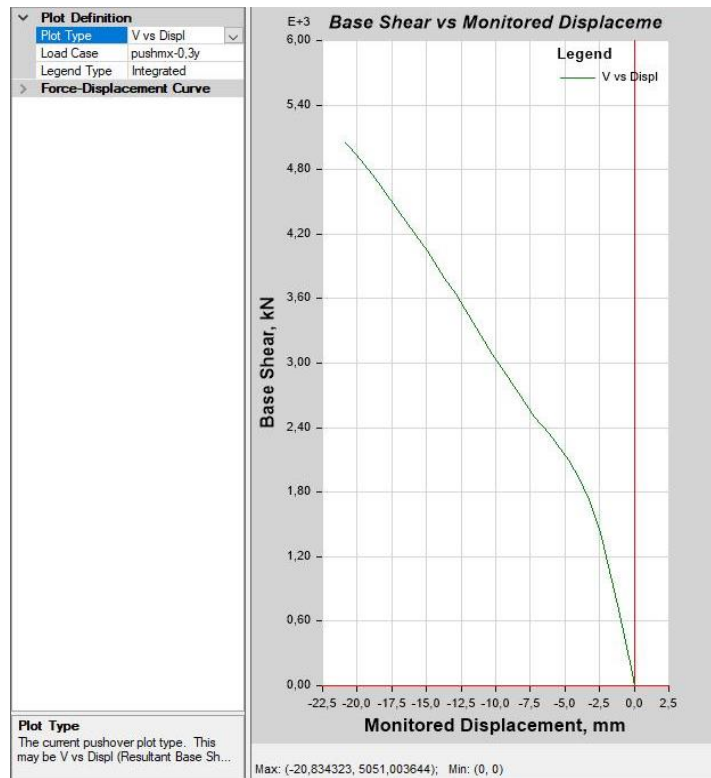
Σχήμα 5.12 3D απεικόνιση Κτιρίου 1

Αρχικά, αφού έχουν γίνει οι αναλύσεις με όλους τους πιθανούς συνδυασμούς, παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης συγκεντρωτικά, με σκοπό να συγκριθούν και να προκύψει η δυσμενέστερη. Τα κριτήρια σύγκρισης είναι η τέμνουσα βάση και η κλίση του ελαστικού κλάδου.



Σχήμα 5.13 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο1, διεύθυνση X

Κατά τον έλεγχο της διεύθυνσης X, δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο X-0,3Y με ιδιομορφική κατανομή της οριζόντιας φόρτισης.

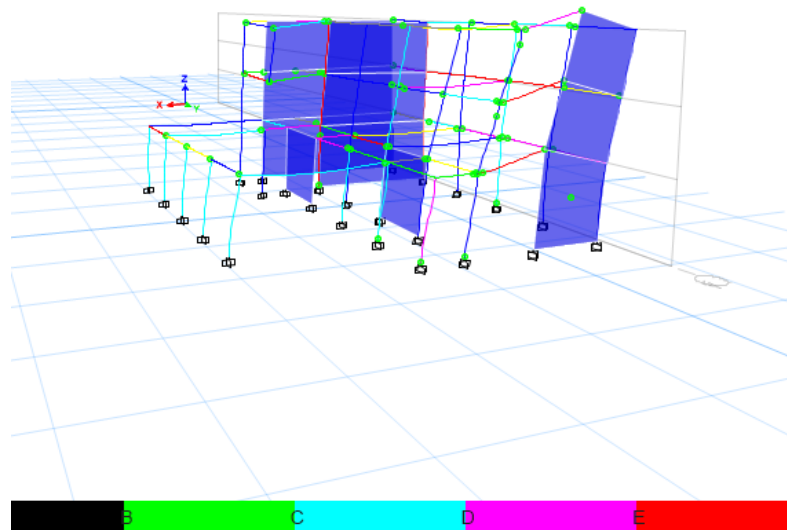


Σχήμα 5.14 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 1 για τον συνδυασμό Χ-0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή

Στην συνέχεια, παρουσιάζονται πινακοποιημένα τα σημεία (βήματα) που σχηματίζουν την καμπύλη, μαζί με τις πληροφορίες για την μη γραμμική συμπεριφορά των διατομών σε κάθε βήμα. Ακολουθεί η παραμορφωμένη κατάσταση του κτιρίου στο τέλος της ανάλυσης, όπου διακρίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Di	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	207	12	0	0	0	219	12	0	0	219
1	-0,169	109,7581	206	13	0	0	0	219	13	0	0	219
2	-1,117	704,1221	205	14	0	0	0	219	14	0	0	219
3	-2,404	1426,4015	202	17	0	0	0	219	17	0	0	219
4	-3,242	1726,3194	200	19	0	0	0	219	19	0	0	219
5	-4,009	1931,0768	197	22	0	0	0	219	22	0	0	219
6	-4,775	2100,58	195	24	0	0	0	219	24	0	0	219
7	-6,176	2348,5151	193	26	0	0	0	219	26	0	0	219
8	-7,23	2493,9688	190	29	0	0	0	219	29	0	0	219
9	-8,396	2719,0766	189	30	0	0	0	219	30	0	0	219
10	-9,44	2929,7283	185	34	0	0	0	219	34	0	0	219
11	-10,207	3086,4577	184	35	0	0	0	219	35	0	0	219
12	-11,628	3383,1665	179	40	0	0	0	218	40	0	0	219
13	-12,895	3640,076	175	44	0	0	0	217	44	0	0	219
14	-13,661	3792,855	175	44	0	0	0	217	44	0	0	219
15	-14,959	4042,5078	172	47	0	0	0	215	47	0	0	219
16	-16,299	4285,7371	170	49	0	0	0	214	49	0	0	219
17	-17,066	4424,0404	169	50	0	0	0	214	50	0	0	219
18	-18,136	4614,3342	166	53	0	0	0	213	52	1	0	219
19	-18,915	4749,9148	162	57	0	0	0	213	55	2	0	219
20	-19,79	4891,8962	157	62	0	0	0	206	60	0	2	219
21	-20,557	5008,0673	157	62	0	0	0	206	60	0	2	219
22	-20,834	5051,0036	157	62	0	0	0	206	60	0	2	219

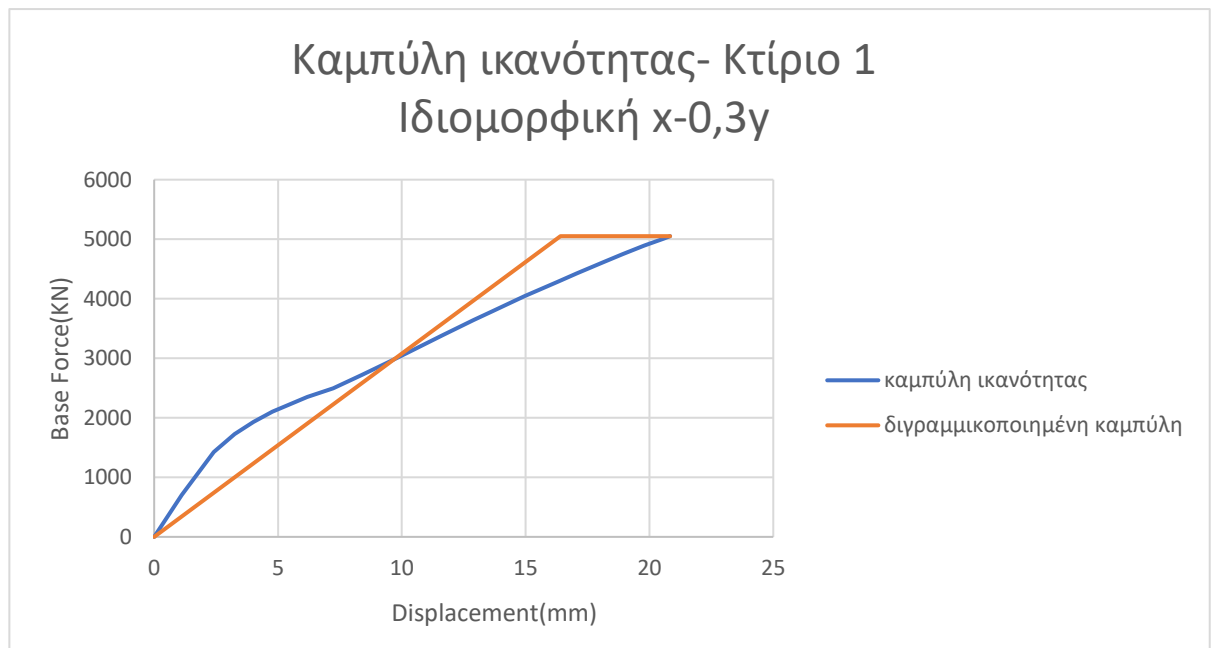
Πίνακας 5.6 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό Χ-0,3Υ



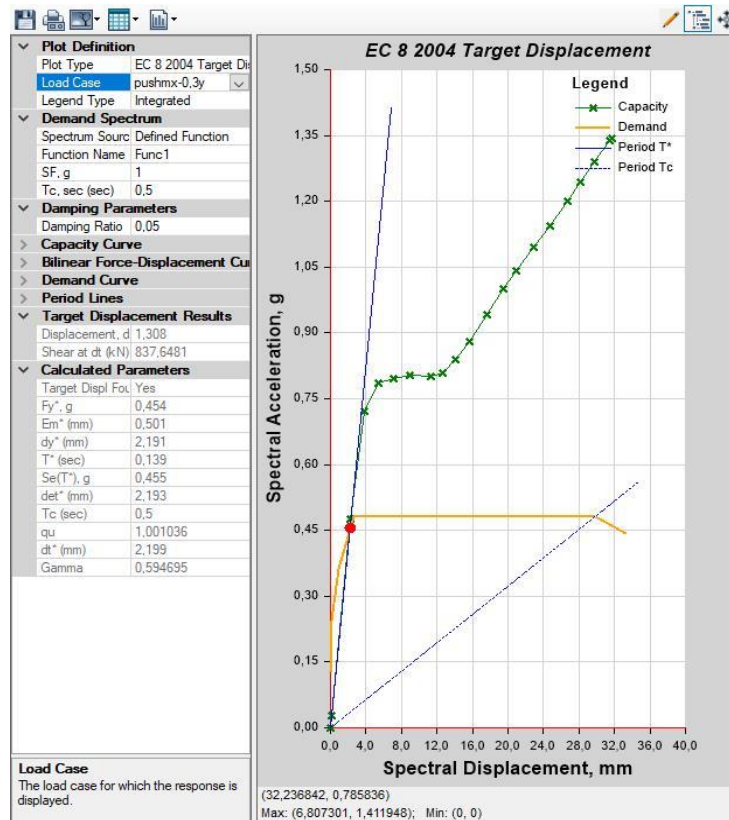
Σχήμα 5.15 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 1 στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης για X-0,3Y

Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης- Μέθοδος συντελεστών

Έπειτα, η καμπύλη αντίστασης διγραμμικοποιείται και πλέον εξάγονται τα απαραίτητα στοιχεία για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Παράλληλα, παρουσιάζεται το διάγραμμα που εμπεριέχει το φάσμα ικανότητας της κατασκευής (μορφή ADRS) και το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΚ8 (μορφή ADRS), από το οποίο ουσιαστικά προκύπτει το συμπέρασμα σχετικά με την αντισεισμική επάρκεια του κτιρίου στην διεύθυνση X, σύμφωνα με την στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες».



Σχήμα 5.16 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 1-Διεύθυνση X



Σχήμα 5.17 Διαγράμματα ADRS

$$\delta B(\Sigma B) = 0,5 * (\delta u + \delta y) / \gamma_{RD} \quad (5.1)$$

$$\delta \tau = c_0 * c_1 * c_2 * c_3 * \frac{T e^2}{4\pi^2} * S_e(T) \quad (5.2)$$

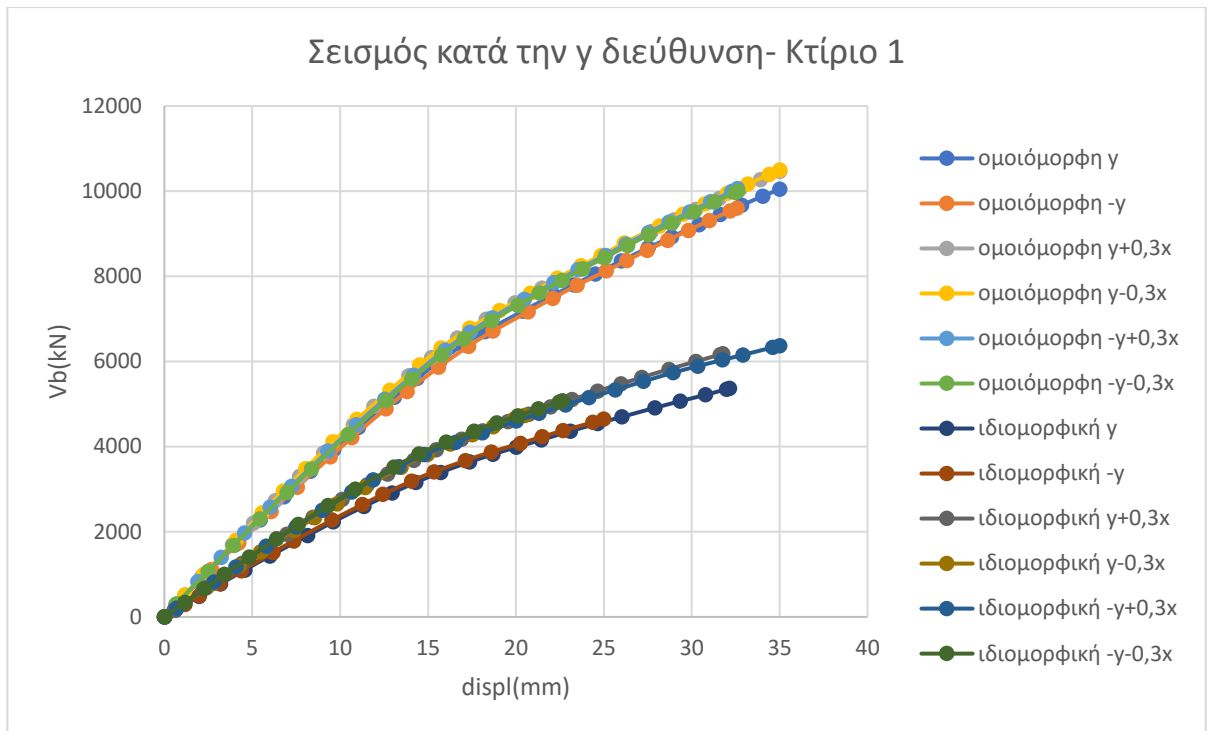
γ_{rd}	1,4	$K_e(KN/m)$	302386,4
C_0	1,3	$K_0(KN/m)$	593345
C_1	1,624786	R	3,2
C_2	1		
C_3	1		
$S_e(T)(m/s^2)$	4,8		
$T^*(s)$	0,246		
$T_e(s)$	0,261947	$T_c(s)$	0,5
$\delta t(m)$	0,01555721		
$\delta B(m)$	0,018393375		

Πίνακας 1 Εφαρμογή μεθόδου συντελεστών

Προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεστικότητας «Σ.Β» $\delta t < \delta B$, συνεπώς το κτίριο 1 επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση X.

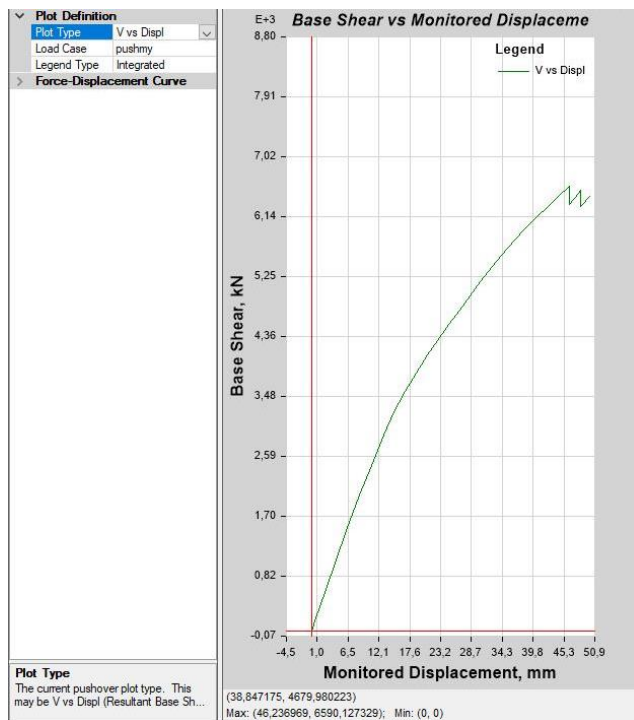
5.3.2.2 Κτίριο 1- Διεύθυνση Y

Παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στην διεύθυνση Y όλων των συνδυασμών συγκεντρωτικά.



Σχήμα 5.18 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο1, διεύθυνση Y

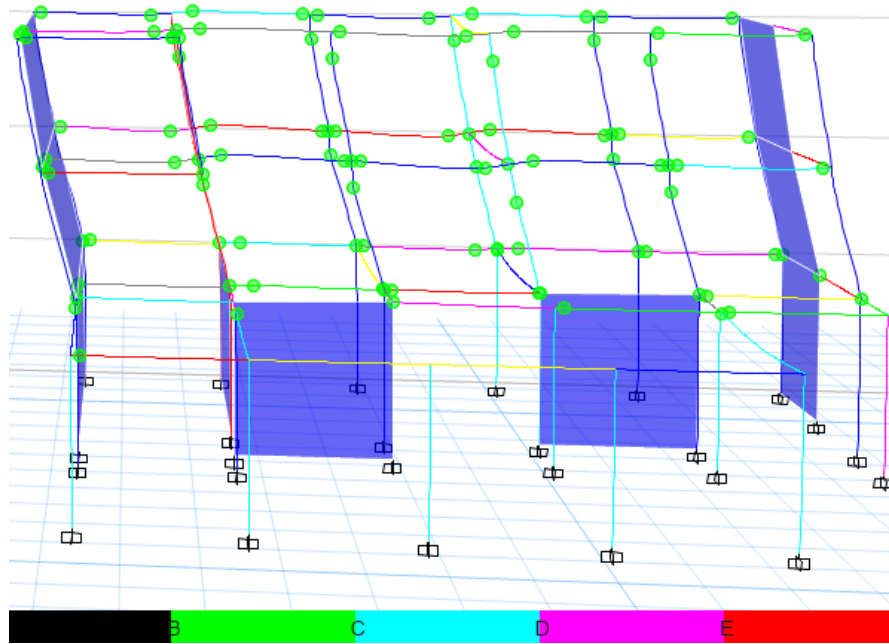
Προκύπτει ότι η ιδιομορφική ανάλυση Y είναι η δυσμενέστερη, αφού η τέμνουσα βάσης στην συγκεκριμένη ανάλυση έχει την μικρότερη τιμή.



Σχήμα 5.19 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 1 για τον συνδυασμό Y με ιδιομορφική κατανομή

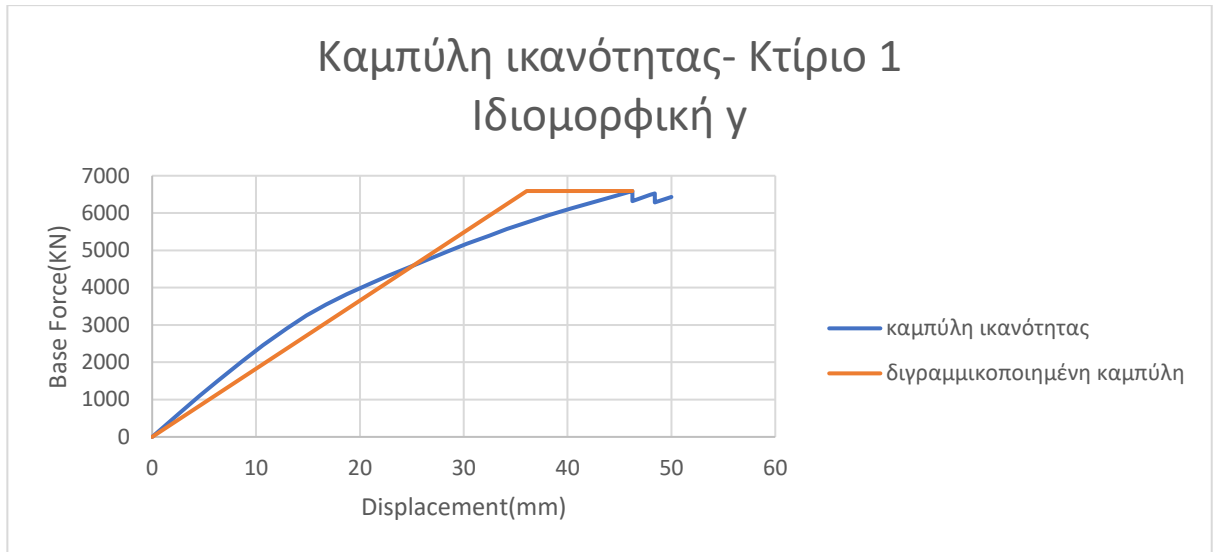
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored DiBase Force		A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	207	12	0	0	0	207	12	0	0	219
1	0,622	154,0864	205	14	0	0	0	205	14	0	0	219
2	2,561	622,7452	201	18	0	0	0	201	18	0	0	219
3	4,57	1100,899	193	26	0	0	0	193	26	0	0	219
4	6,29	1496,537	187	32	0	0	0	187	32	0	0	219
5	8,641	2019,312	182	37	0	0	0	182	37	0	0	219
6	10,684	2457,488	179	40	0	0	0	179	40	0	0	219
7	12,958	2908,41	173	46	0	0	0	173	46	0	0	219
8	14,859	3255,863	166	53	0	0	0	166	53	0	0	219
9	16,752	3547,151	162	57	0	0	0	162	56	1	0	219
10	18,72	3820,696	154	65	0	0	0	154	64	1	0	219
11	20,851	4088,837	150	69	0	0	0	150	67	2	0	219
12	22,654	4309,571	148	71	0	0	0	148	68	3	0	219
13	24,623	4538,217	146	73	0	0	0	146	69	4	0	219
14	26,592	4761,367	141	78	0	0	0	141	74	4	0	219
15	28,461	4970,887	139	80	0	0	0	139	76	3	1	219
16	30,311	5174,058	138	81	0	0	0	138	77	2	2	219
17	32,45	5396,753	135	84	0	0	0	135	80	2	2	219
18	34,162	5570,679	132	87	0	0	0	132	83	1	3	219
19	36,488	5787,005	129	90	0	0	0	129	86	1	3	219
20	38,181	5945,365	125	94	0	0	0	125	90	1	3	219
21	40,318	6119,268	120	99	0	0	0	120	95	0	4	219
22	42,73	6310,55	119	100	0	0	0	119	96	0	4	219
23	44,577	6459,489	117	102	0	0	0	117	98	0	4	219
24	46,237	6590,127	115	103	1	0	0	115	99	1	4	219
25	46,237	6322,383	115	103	0	1	0	115	99	1	4	219
26	47,977	6490,534	115	103	0	1	0	115	98	2	4	219
27	48,403	6524,206	115	102	1	1	0	115	98	2	4	219
28	48,403	6288,651	113	104	0	2	0	113	99	3	4	219
29	50	6434,456	113	104	0	2	0	113	99	3	4	219

Πίνακας 5.7 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό Υ

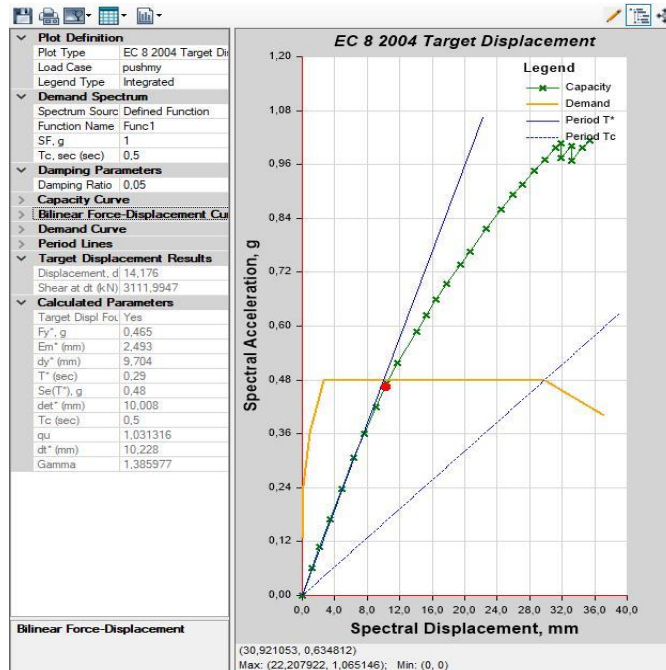


Σχήμα 5.20 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 1 στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης για Χ-0,3Υ

Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 5.21 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 1-Διεύθυνση Y

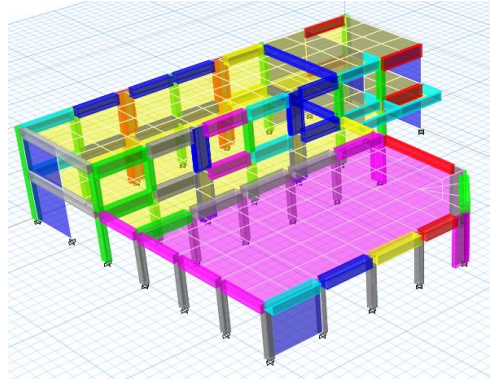


Σχήμα 5.22 Διαγράμματα ADRS

γrd	1,4	Ke(KN/m)	
Co(Γ)	1,30	Ko(KN/m)	240897
C1	1,399065	R	3,2
C2	1		
C3	1		
Se(T)(m/s ²)	4,8		
T*(s)	0,292		
Te(s)	0,316364	Tc(s)	0,5
δt(m)	0,018874214		
δB(m)	0,036400766		

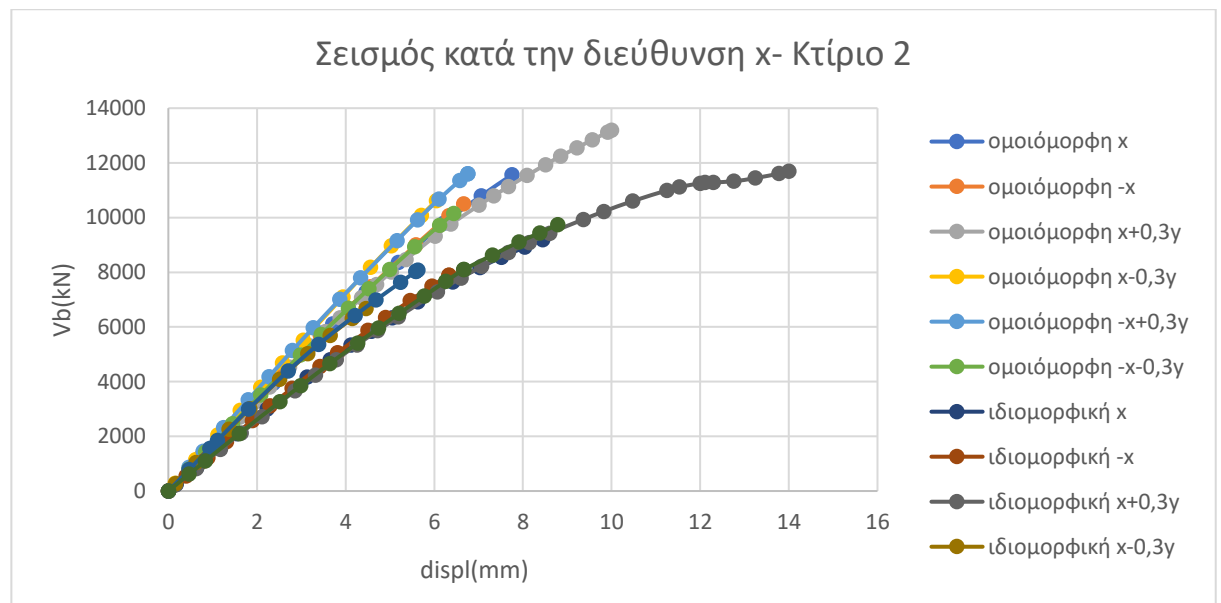
Τελικά η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεστικότητας «Σ.Β» $\delta t < \delta B$, συνεπώς το κτίριο 1 επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση Υ. Συνεπώς το κτίριο 2 επιτελεί τους στόχους και στις δύο κύριες διευθύνσεις.

5.3.2.3 Κτίριο 2- Διεύθυνση X



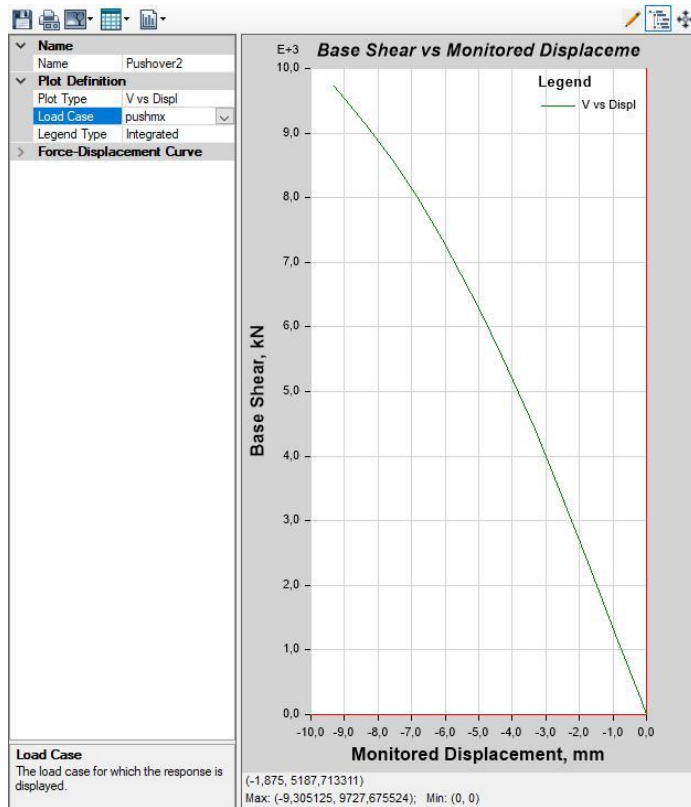
Σχήμα 5.23 3D απεικόνιση Κτιρίου 2

Παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στην διεύθυνση X όλων των συνδυασμών συγκεντρωτικά.



Σχήμα 5.24 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο2, διεύθυνση X

Προκύπτει ότι η ιδιομορφική ανάλυση X είναι η δυσμενέστερη, διότι η κλίση του αρχικού τμήματος είναι μικρότερη

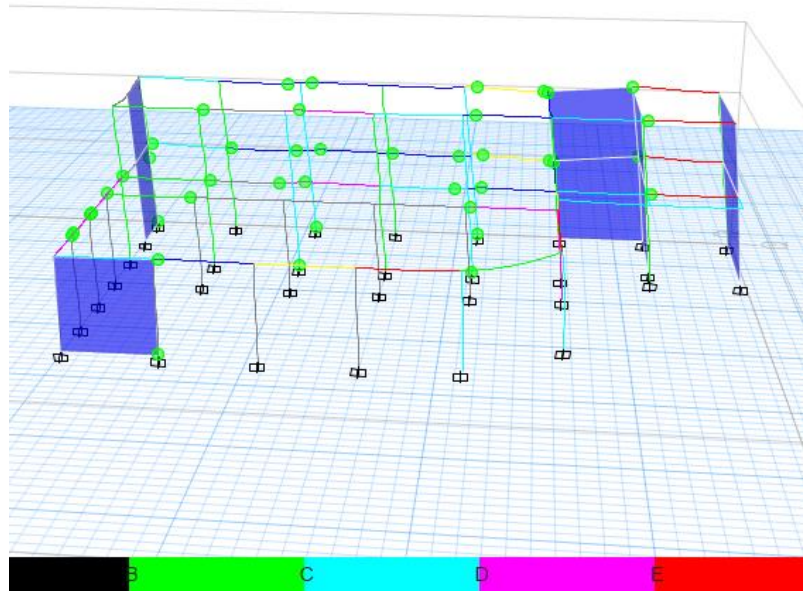


Σχήμα 5.25 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 2 για τον συνδυασμό Χ με ιδιομορφική κατανομή

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

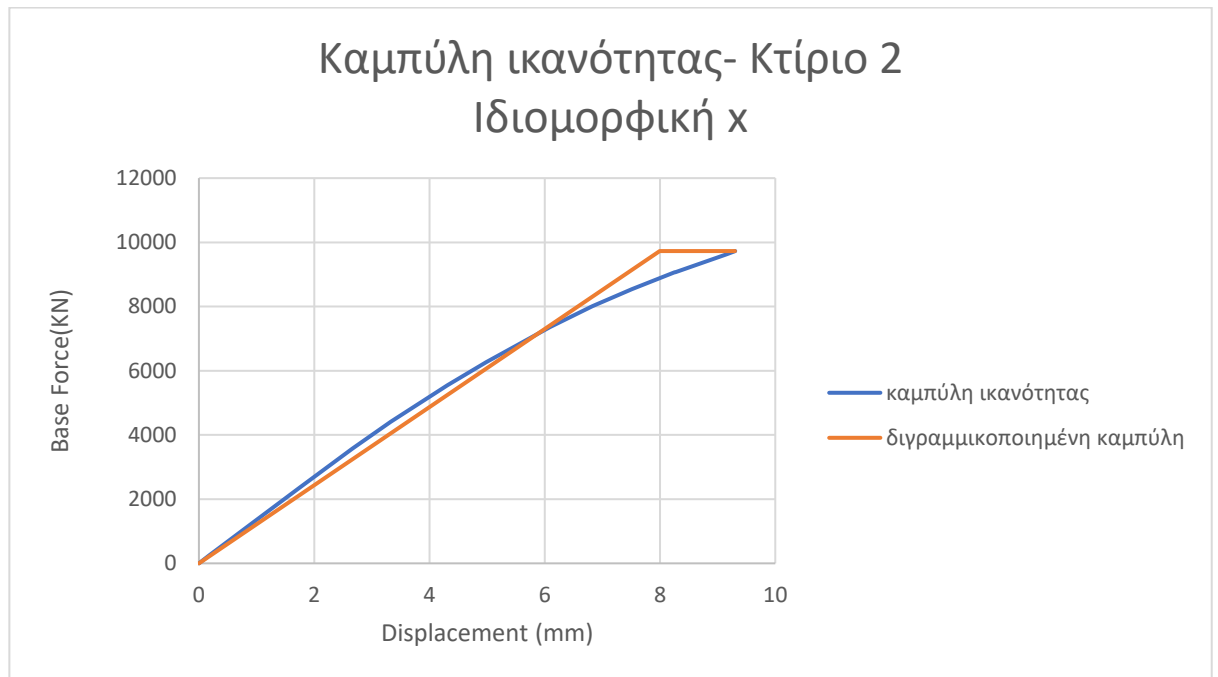
Step	Monitored Displacement, mm	Base Force, kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	190	9	0	0	0	190	9	0	0	199
1	-0,175	240,9732	187	12	0	0	0	187	12	0	0	199
2	-0,842	1144,252	186	13	0	0	0	186	13	0	0	199
3	-1,749	2356,975	183	16	0	0	0	183	16	0	0	199
4	-2,664	3570,905	179	20	0	0	0	179	20	0	0	199
5	-3,331	4415,295	178	21	0	0	0	178	21	0	0	199
6	-4,315	5552,321	177	22	0	0	0	177	22	0	0	199
7	-4,982	6266,014	177	22	0	0	0	177	22	0	0	199
8	-6,096	7362,356	172	27	0	0	0	172	27	0	0	199
9	-6,83	8012,477	168	31	0	0	0	168	31	0	0	199
10	-7,51	8538,082	162	37	0	0	0	162	37	0	0	199
11	-8,257	9065,925	160	39	0	0	0	160	39	0	0	199
12	-8,265	9068,933	160	39	0	0	0	160	39	0	0	199
13	-9,153	9629,681	155	44	0	0	0	155	43	0	1	199
14	-9,305	9727,676	155	44	0	0	0	155	43	0	1	199

Πίνακας 5.8 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό Χ

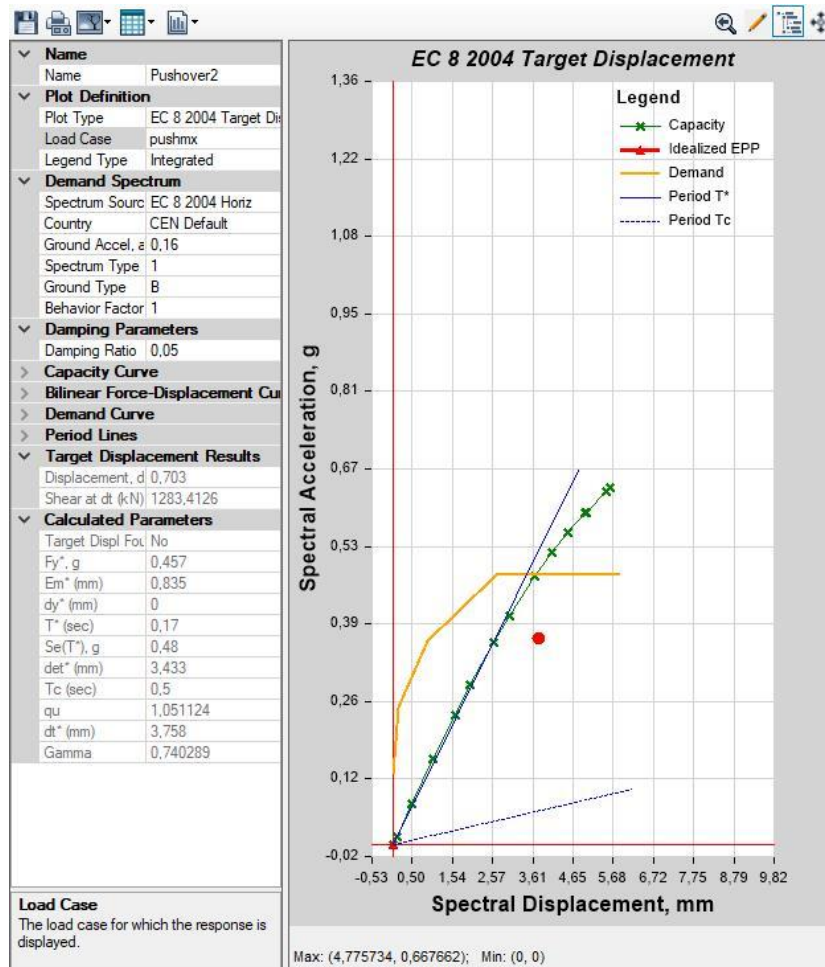


Σχήμα 5.26 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 2- Διεύθυνση X

Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 5.27 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 2-Διεύθυνση X

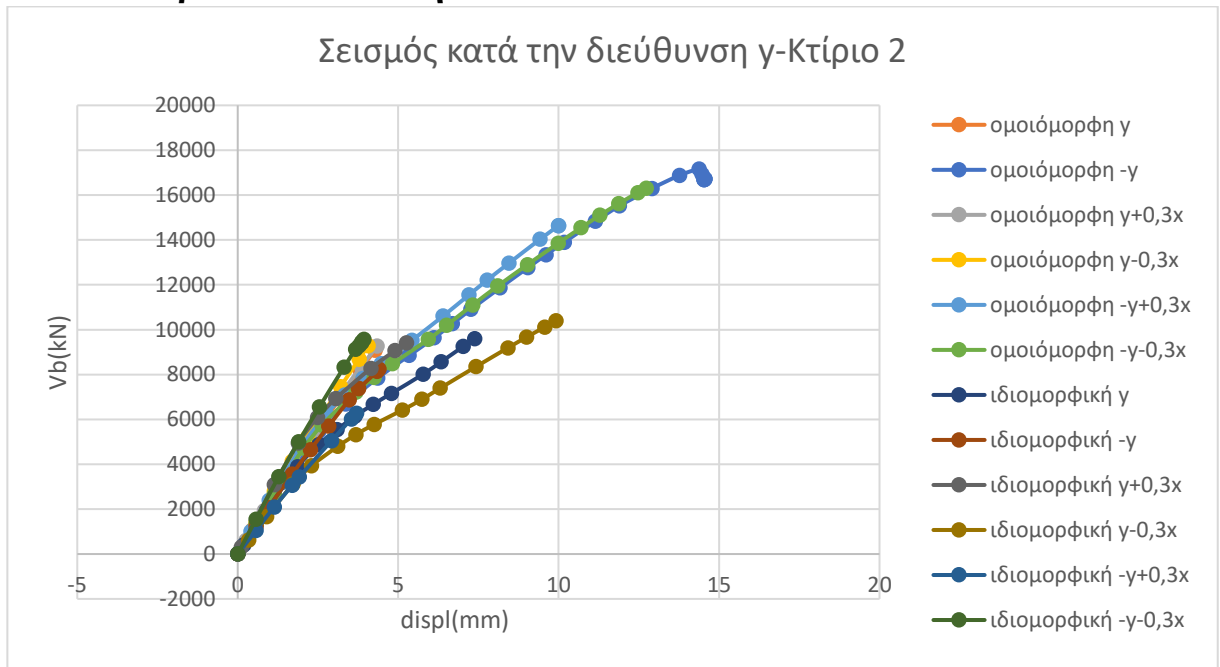


Σχήμα 5.28 Διαγράμματα ADRS

γrd	1,4	Ke(KN/m)	1257731
Co(Γ)	0,74	Ko(KN/m)	1347613
C1	2,265962	R	3,2
C2	1		
C3	1		
Se(T)(m/s ²)	4,8		
T*(s)	0,17		
Te(s)	0,17597	Tc(s)	0,5
δt(m)	0,005898		
δB(m)	0,008177338		

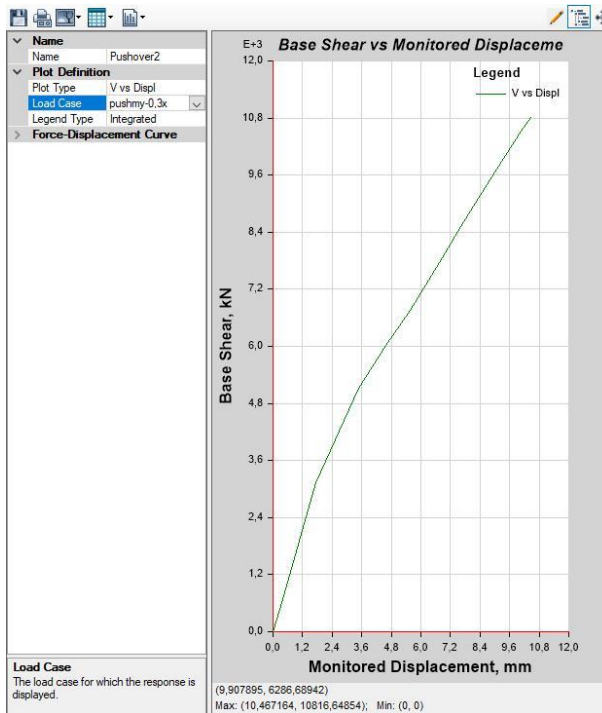
Η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεστικότητας «Σ.Β» ($\delta t < \delta B$). Συνεπώς το κτίριο 2 επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση X.

5.3.2.4 Κτίριο 2- Διεύθυνση Υ



Σχήμα 5.29 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο2, διεύθυνση γ

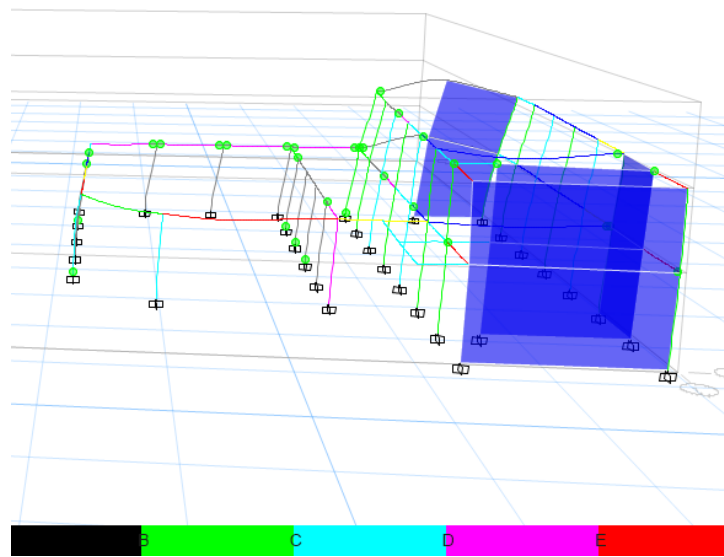
Δυσμενέστερη είναι η ιδιομορφική ανάλυση Υ-0,3Χ.



Σχήμα 5.30 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 2 για τον συνδυασμό Υ-0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή

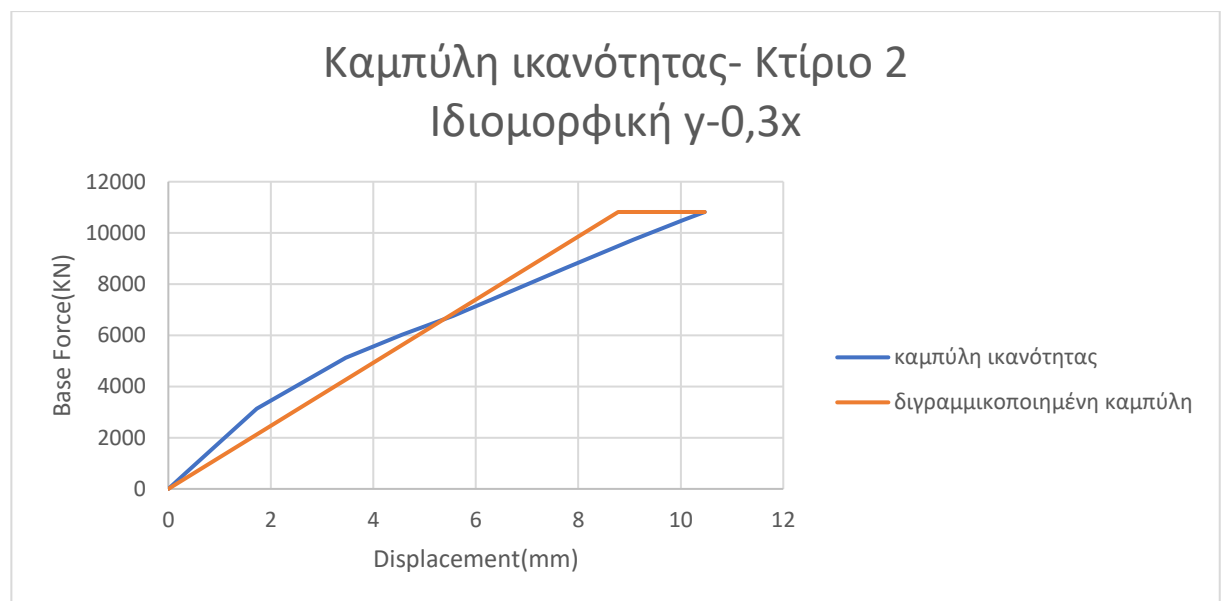
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Di	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	190	9	0	0	0	190	9	0	0	199
1	0,337	620,1897	188	11	0	0	0	188	11	0	0	199
2	1,728	3139,829	185	14	0	0	0	185	14	0	0	199
3	3,459	5128,477	182	17	0	0	0	182	17	0	0	199
4	4,562	6024,4	180	19	0	0	0	180	19	0	0	199
5	5,562	6766,169	178	21	0	0	0	178	21	0	0	199
6	6,735	7762,385	176	23	0	0	0	176	23	0	0	199
7	7,746	8626,736	173	26	0	0	0	173	26	0	0	199
8	9,08	9735,154	167	32	0	0	0	167	31	1	0	199
9	10,08	10521,35	164	35	0	0	0	164	34	0	1	199
10	10,467	10816,65	162	37	0	0	0	162	36	0	1	199

Πίνακας 5.9 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό $\gamma-0,3\chi$

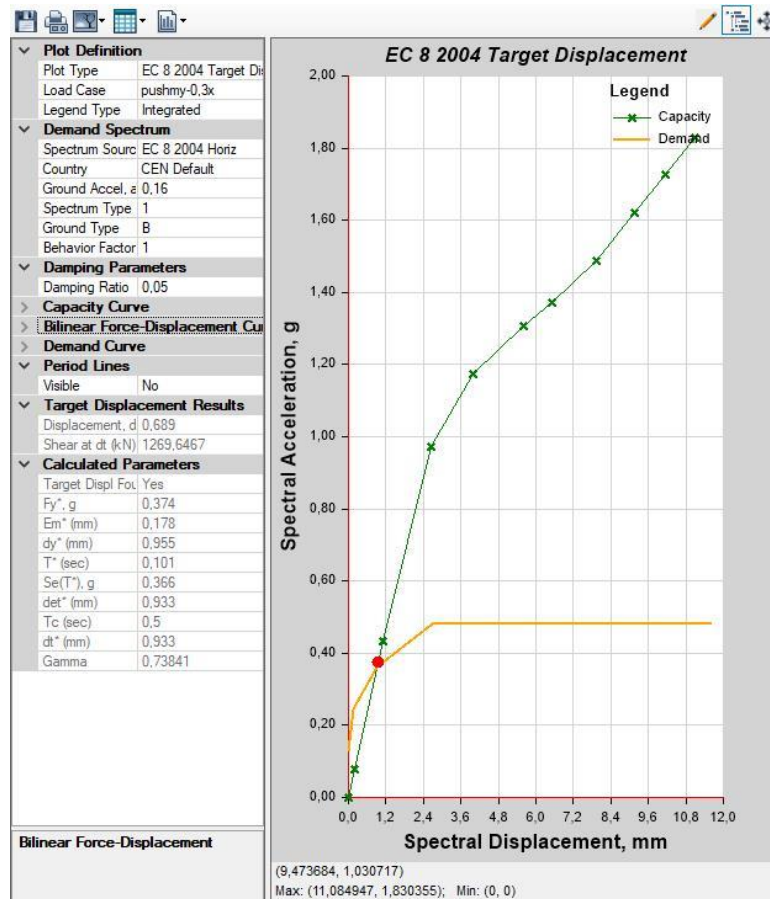


Σχήμα 5.31 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 2- Διεύθυνση Y

Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 5.32 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 2-Διεύθυνση Y

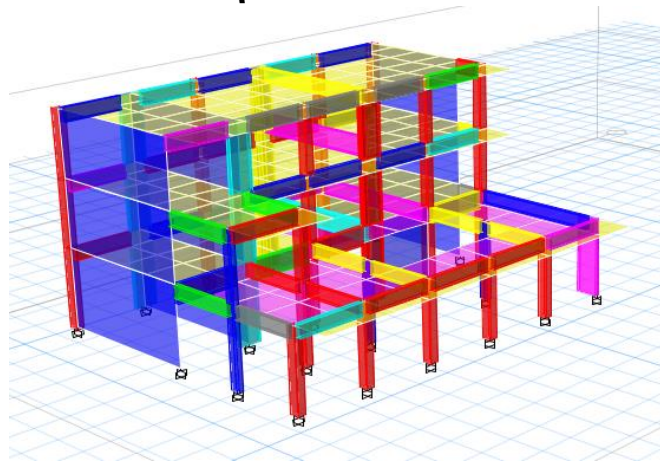


Σχήμα 5.33 Διαγράμματα ADRS

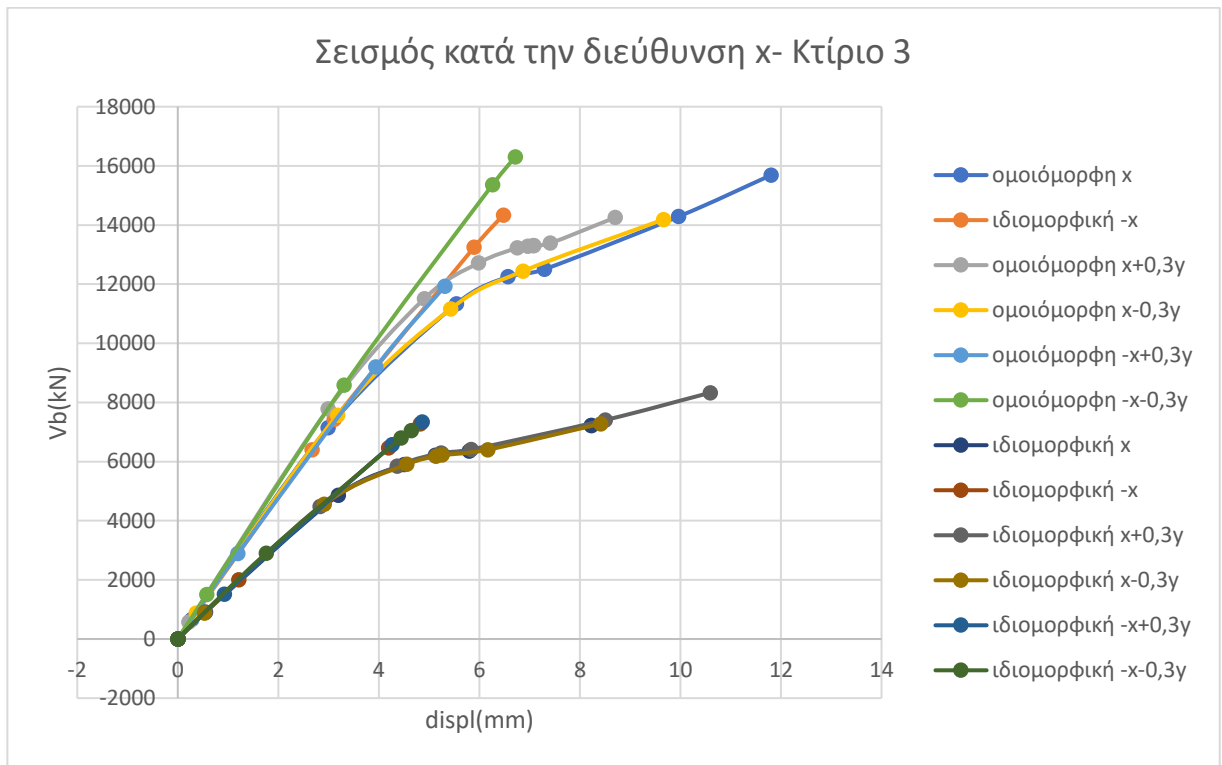
γ_{rd}	1,4	$K_e(\text{KN/m})$	1216499
C_0	0,79	$K_0(\text{KN/m})$	1817031
C_1	2,827734	R	2,446667
C_2	1		
C_3	1		
$Se(T)(\text{m/s}^2)$	3,67		
$T^*(\text{s})$	0,102		
$Te(\text{s})$	0,122215	$T_c(\text{s})$	0,5
$\delta t(\text{m})$	0,002163		
$\delta B(\text{m})$	0,0087397		

Η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεστικότητας «Σ.Β.» ($\delta t < \delta B$). Άρα το κτίριο 2 επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση Y και τελικά και στις δύο κύριες διευθύνσεις.

5.3.2.5 Κτίριο 3- Διεύθυνση X

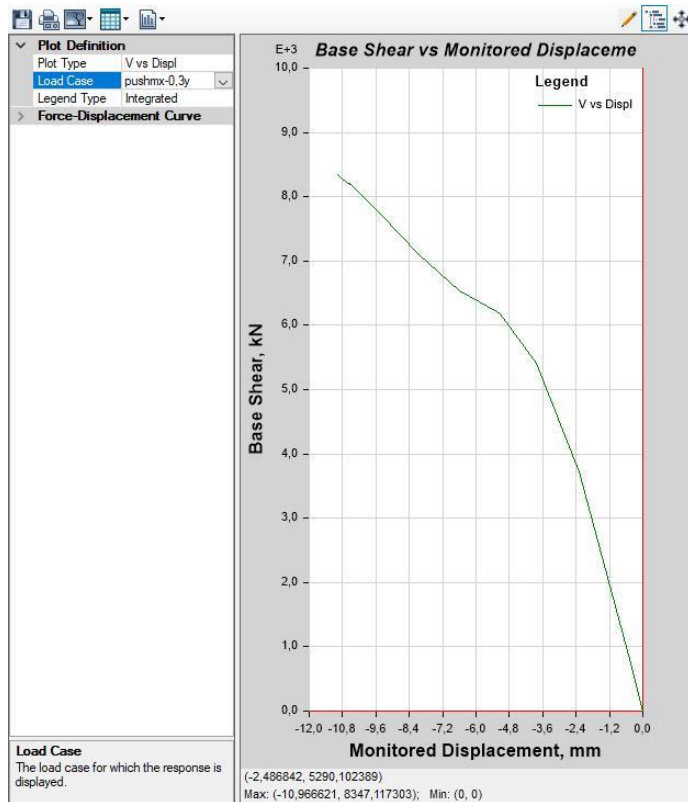


Σχήμα 5.34 3D απεικόνιση Κτιρίου 3



Σχήμα 5.35 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο3, διεύθυνση X

Δυσμενέστερη είναι η ιδιομορφική ανάλυση X-0,3Y.

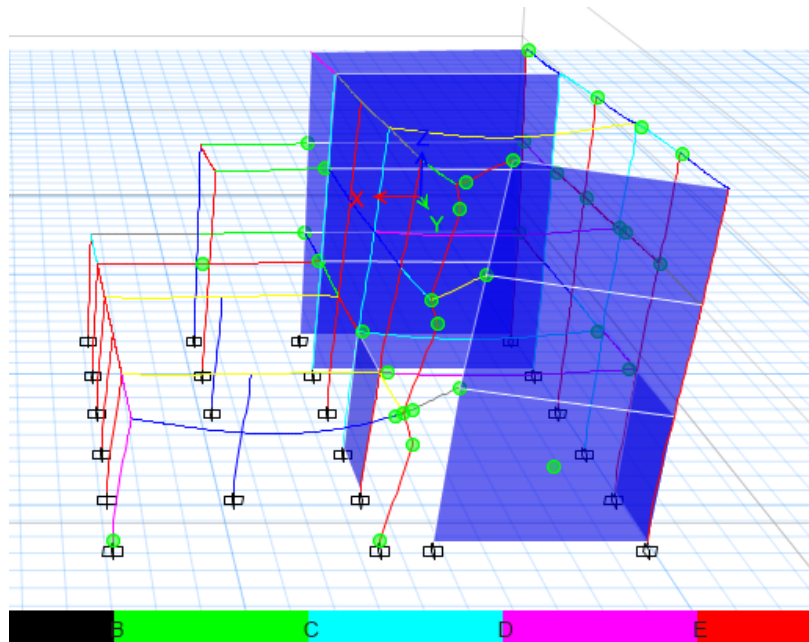


Σχήμα 5.36 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 3 για τον συνδυασμό Χ-0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

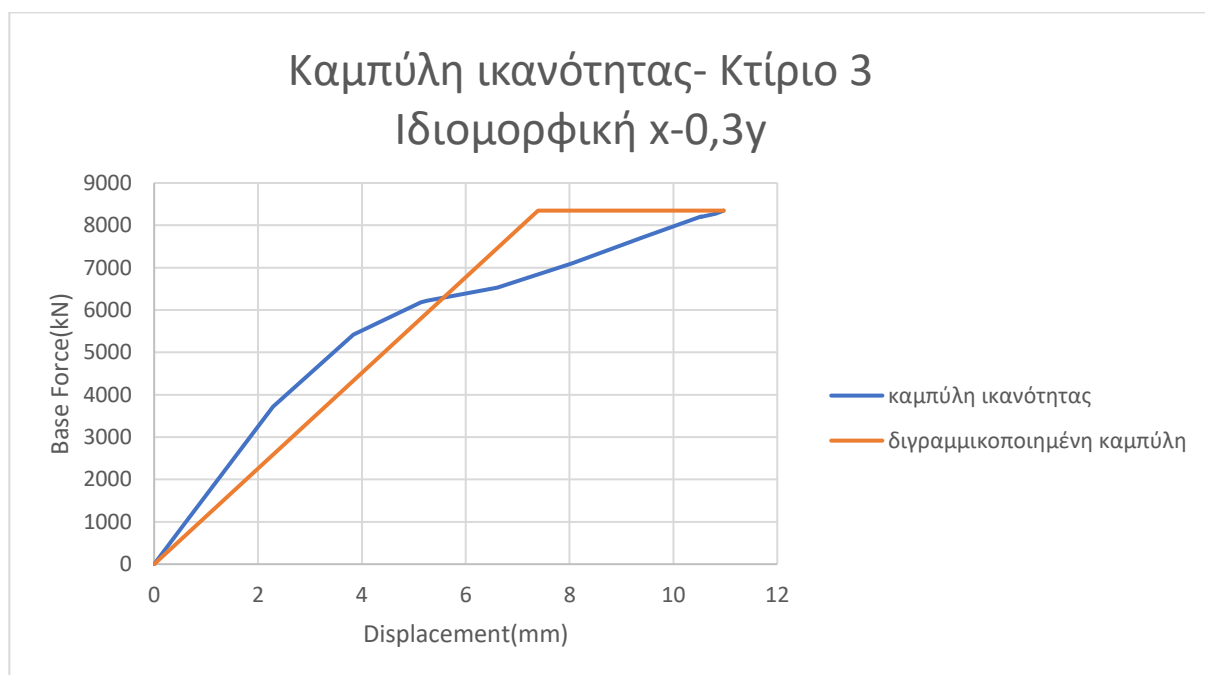
Step	Monitored Displacement, mm	Base Force, kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	198	5	0	0	0	198	5	0	0	203
1	-0,529	870,001	196	7	0	0	0	196	7	0	0	203
2	-2,287	3721,47	193	10	0	0	0	193	10	0	0	203
3	-3,838	5414,479	189	14	0	0	0	189	14	0	0	203
4	-5,137	6182,576	184	19	0	0	0	184	19	0	0	203
5	-5,255	6218,05	182	21	0	0	0	182	21	0	0	203
6	-6,608	6531,956	179	24	0	0	0	179	24	0	0	203
7	-8,052	7107,223	175	28	0	0	0	175	26	0	2	203
8	-9,429	7725,75	173	30	0	0	0	173	28	0	2	203
9	-10,533	8205,209	170	33	0	0	0	170	31	0	2	203
10	-10,534	8196,02	170	33	0	0	0	170	31	0	2	203
11	-10,536	8197,028	170	33	0	0	0	170	31	0	2	203
12	-10,814	8272,581	168	35	0	0	0	168	33	0	2	203
13	-10,964	8345,902	168	35	0	0	0	168	33	0	2	203
14	-10,964	8345,762	168	35	0	0	0	168	33	0	2	203
15	-10,967	8347,117	168	35	0	0	0	168	33	0	2	203

Πίνακας 5.10 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό Χ-0,3Υ

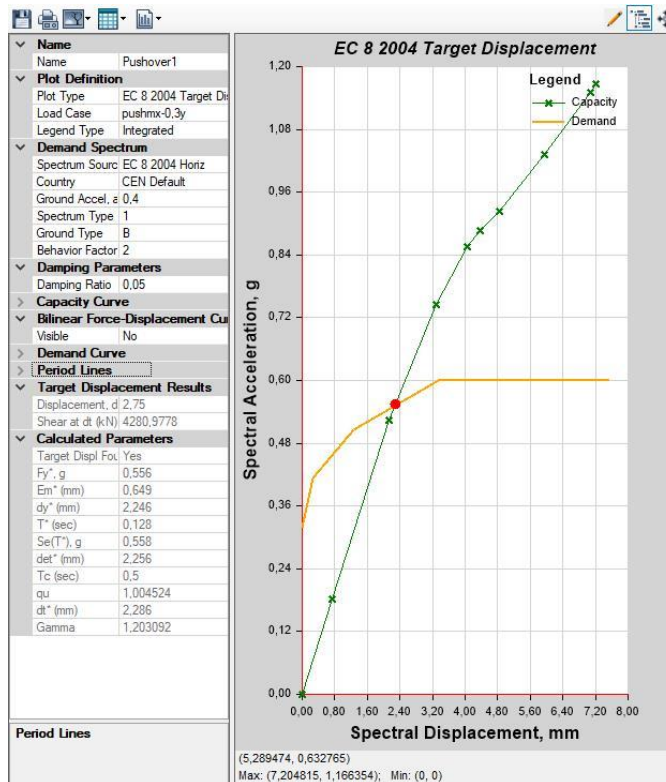


Σχήμα 5.37 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 3- Διεύθυνση X

Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 5.38 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 3-Διεύθυνση X

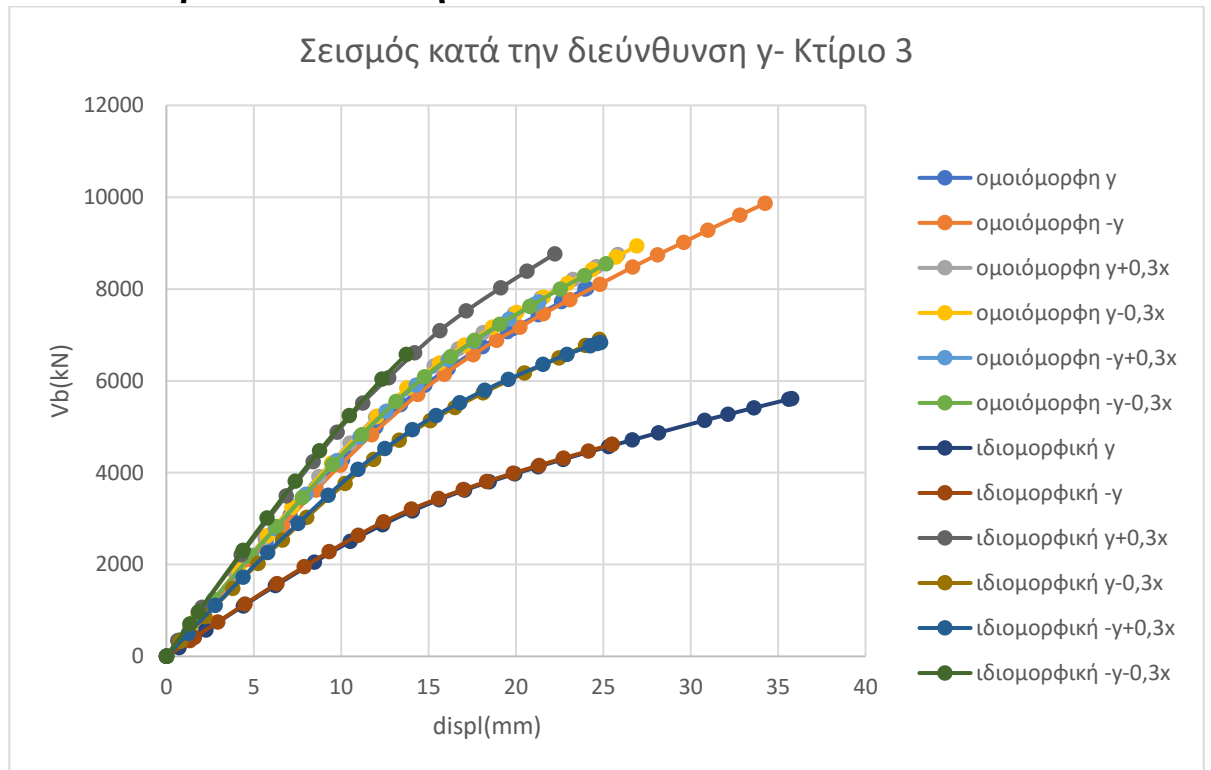


Σχήμα 5.39 Διάγραμμα ADRS

γrd	1,4	Ke(KN/m)	1203538
Co	1,3	Ko(KN/m)	1627228
C1	2,640295	R	3,2
C2	1		
C3	1		
Se(T)(m/s ²)	4,8		
T*(s)	0,127		
Te(s)	0,147672	Tc(s)	0,5
δt(m)	0,00673791		
δB(m)	0,008052		

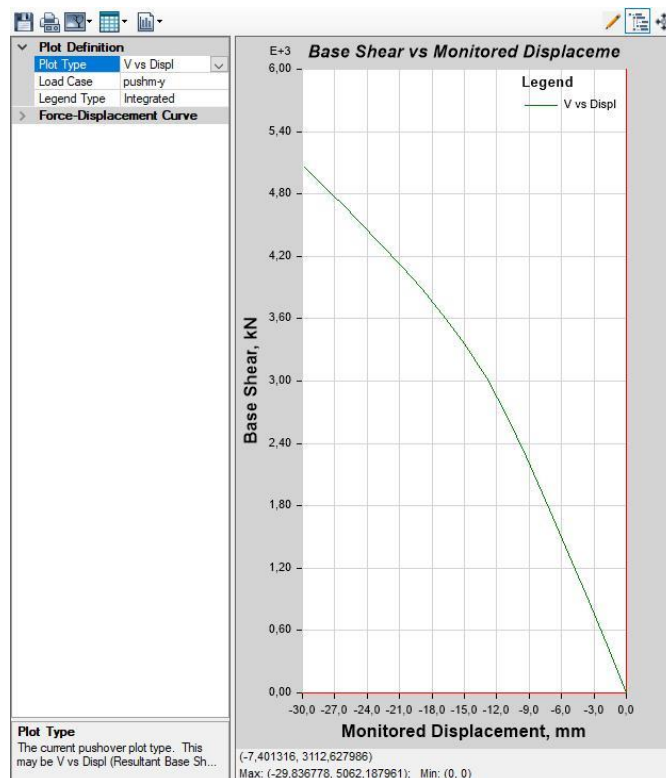
Η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεσματικότητας «Σ.Β» ($\delta t < \delta B$). Άρα το κτίριο 3 επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση X.

5.3.2.6 Κτίριο 3- Διεύθυνση Y



Σχήμα 5.40 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο3, διεύθυνση Y

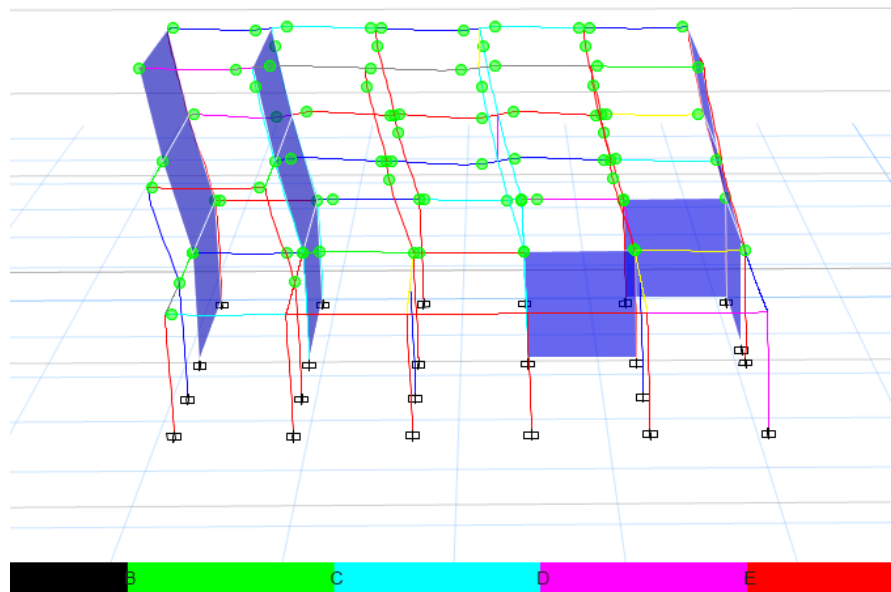
Δυσμενέστερη είναι η ιδιομορφική ανάλυση -Y.



Σχήμα 5.41 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 3 για τον συνδυασμό -Y με ιδιομορφική κατανομή

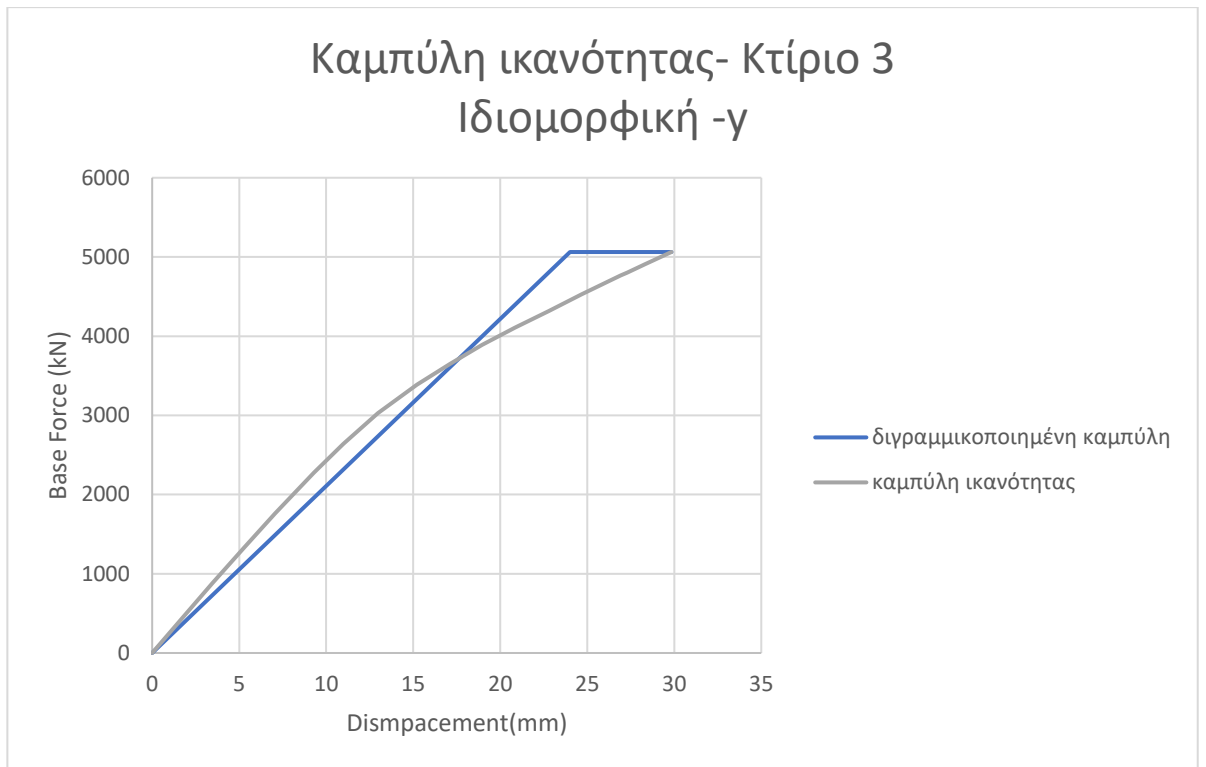
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displacement	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	198	5	0	0	0	198	5	0	0	203
1	-1,606	411,0985	196	7	0	0	0	196	7	0	0	203
2	-3,471	882,6221	194	9	0	0	0	194	9	0	0	203
3	-5,295	1335,737	189	14	0	0	0	189	14	0	0	203
4	-7,073	1763,328	181	22	0	0	0	181	22	0	0	203
5	-9,299	2277,741	176	27	0	0	0	176	27	0	0	203
6	-10,978	2639,446	170	33	0	0	0	170	33	0	0	203
7	-12,973	3029,161	162	41	0	0	0	162	41	0	0	203
8	-15,217	3386,488	155	48	0	0	0	155	48	0	0	203
9	-17,101	3645,297	149	54	0	0	0	149	54	0	0	203
10	-18,953	3887,238	147	56	0	0	0	147	55	1	0	203
11	-20,838	4106,865	144	59	0	0	0	144	55	3	1	203
12	-22,791	4319,136	142	61	0	0	0	142	56	4	1	203
13	-24,676	4528,781	138	65	0	0	0	138	60	4	1	203
14	-26,389	4710,212	134	69	0	0	0	134	64	4	1	203
15	-26,918	4764,97	133	70	0	0	0	133	65	4	1	203
16	-26,918	4764,845	133	70	0	0	0	133	65	4	1	203
17	-27,301	4804,392	132	71	0	0	0	132	66	4	1	203
18	-27,303	4804,374	132	71	0	0	0	132	66	4	1	203
19	-28,32	4907,982	132	71	0	0	0	132	66	4	1	203
20	-28,322	4908,063	132	71	0	0	0	132	66	4	1	203
21	-29,837	5062,188	132	71	0	0	0	132	66	3	2	203

Πίνακας 5.11 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό -Y

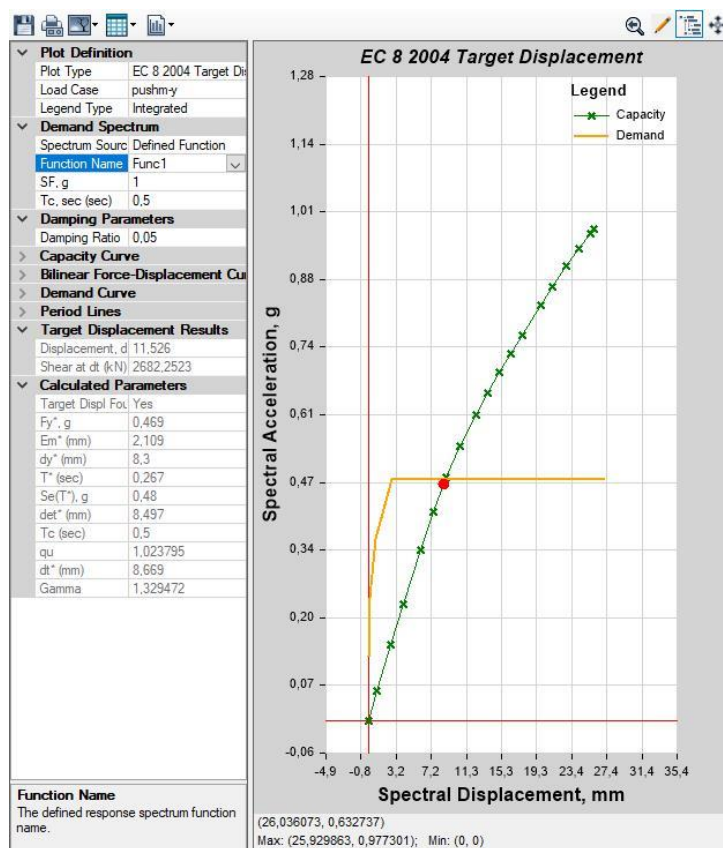


Σχήμα 5.42 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 3- Διεύθυνση Y

Διγραμμικοποίηση- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 5.43 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 3-Διεύθυνση Y

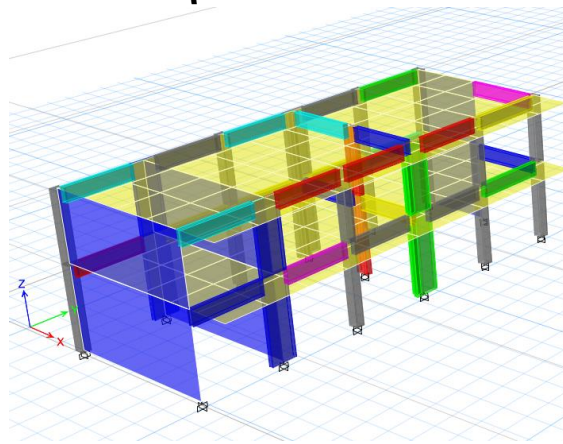


Σχήμα 5.44 Διαγράμματα ADRS

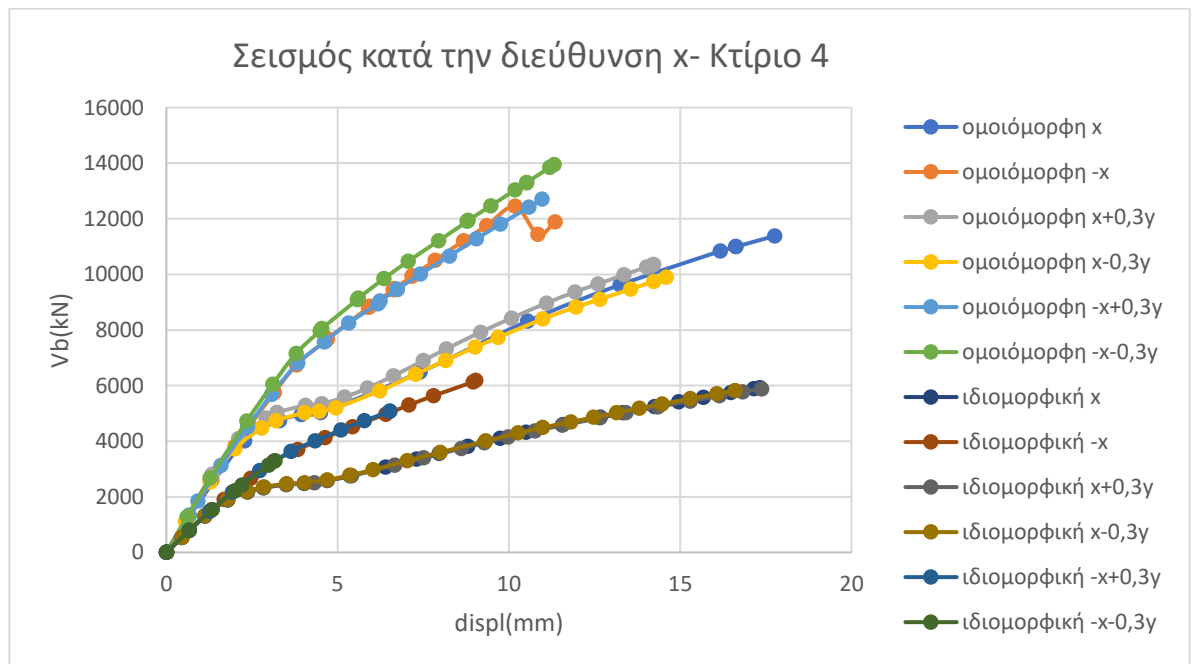
γ_{rd}	1,4	$K_e(KN/m)$	222546,3
C_o	1,3	$K_o(KN/m)$	254284,7
C_1	1,54509	R	3,2
C_2	1		
C_3	1		
$Se(T)(m/s^2)$	4,8		
$T^*(s)$	0,266		
$T_e(s)$	0,278884	$T_c(s)$	0,5
$\delta t(m)$	0,017297465		
$\delta B(m)$	0,024676		

Η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεστικότητας «Σ.Β» ($\delta t < \delta B$). Άρα το κτίριο 3 επαρκεί έναντι σεισμού και κατά την διεύθυνση Y.

5.3.2.7 Κτίριο 4- Διεύθυνση X

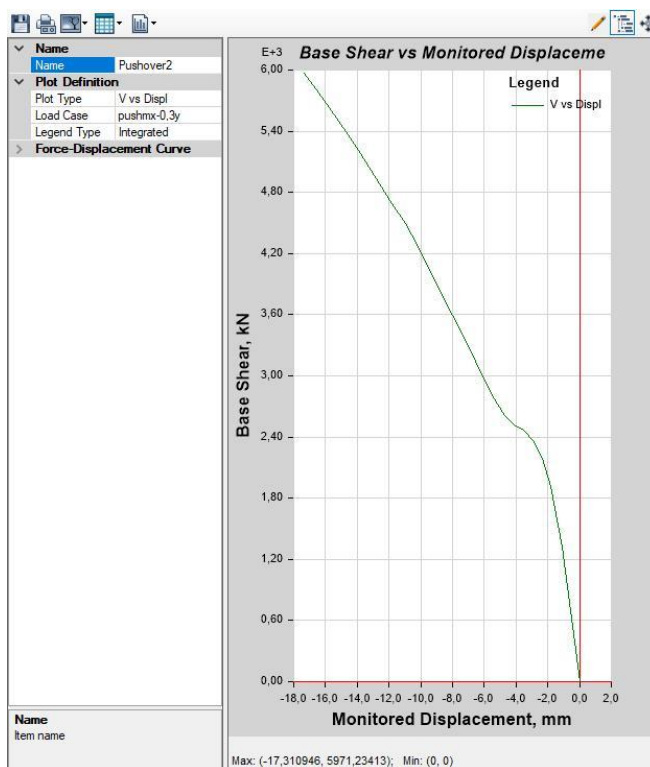


Σχήμα 5.45 3D απεικόνιση Κτιρίου 4



Σχήμα 5.46 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο4, διεύθυνση X

Δυσμενέστερη είναι η ιδιομορφική ανάλυση X-0,3Y.

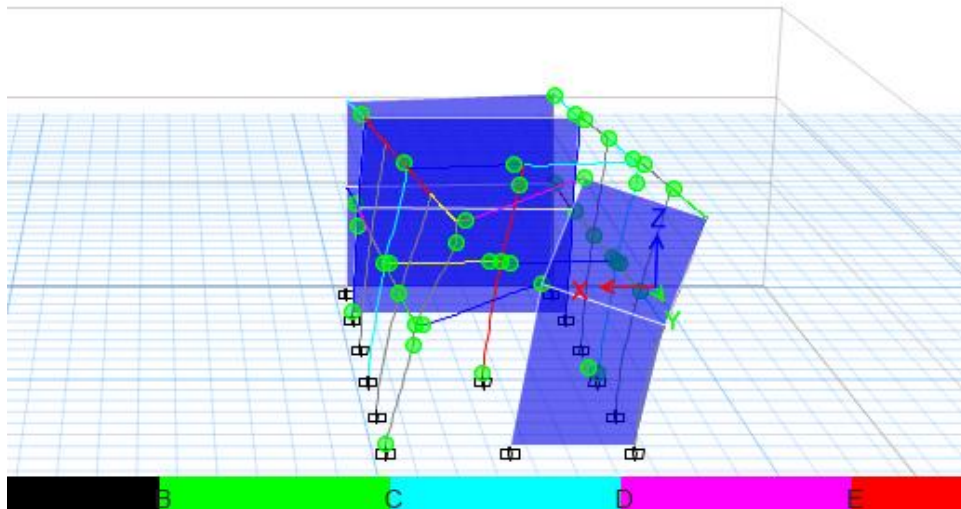


Σχήμα 5.47 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 4 για τον συνδυασμό X-0,3Y με ιδιομορφική κατανομή

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

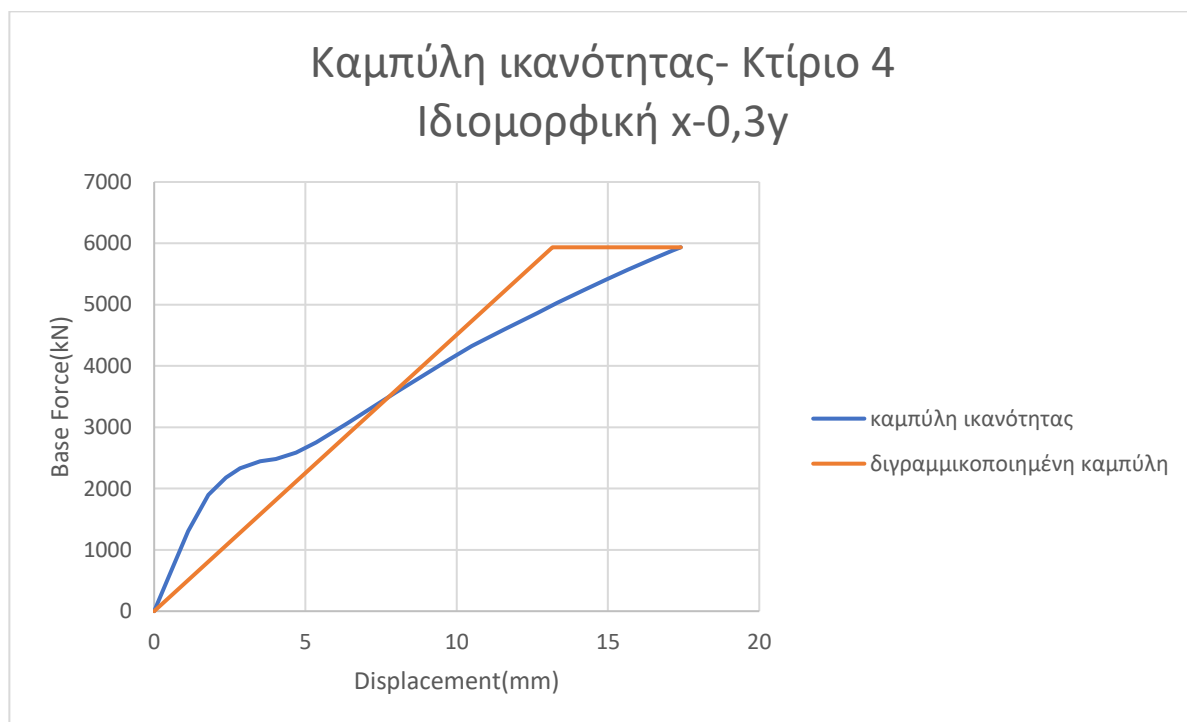
Step	Monitored Displacement, mm	Base Force, kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	106	0	0	0	0	106	0	0	0	106
1	-0,455	536,81	106	0	0	0	0	106	0	0	0	106
2	-1,122	1308,955	106	0	0	0	0	106	0	0	0	106
3	-1,788	1896,501	104	2	0	0	0	104	2	0	0	106
4	-2,37	2181,192	101	5	0	0	0	101	5	0	0	106
5	-2,837	2332,082	100	6	0	0	0	100	5	0	1	106
6	-3,504	2447,778	95	11	0	0	0	95	10	0	1	106
7	-4,021	2482,383	95	11	0	0	0	95	10	0	1	106
8	-4,688	2587,75	94	12	0	0	0	94	11	0	1	106
9	-5,355	2750,722	94	12	0	0	0	94	11	0	1	106
10	-6,389	3064,868	92	14	0	0	0	92	12	0	1	106
11	-7,299	3351,708	90	16	0	0	0	90	14	0	1	106
12	-7,965	3560,088	89	17	0	0	0	89	16	0	1	106
13	-8,79	3811,838	89	17	0	0	0	89	16	0	1	106
14	-9,738	4101,536	88	18	0	0	0	88	16	0	1	106
15	-10,494	4322,75	87	18	1	0	0	87	17	0	1	106
16	-11,575	4596,16	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
17	-12,662	4862,913	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
18	-13,328	5027,957	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
19	-14,255	5247,899	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
20	-14,954	5410,193	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
21	-15,673	5572,5	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
22	-16,475	5746,925	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
23	-17,152	5885,359	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106
24	-17,407	5934,584	87	18	1	0	0	87	18	0	1	106

Πίνακας 5.12 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό X-0,3Y

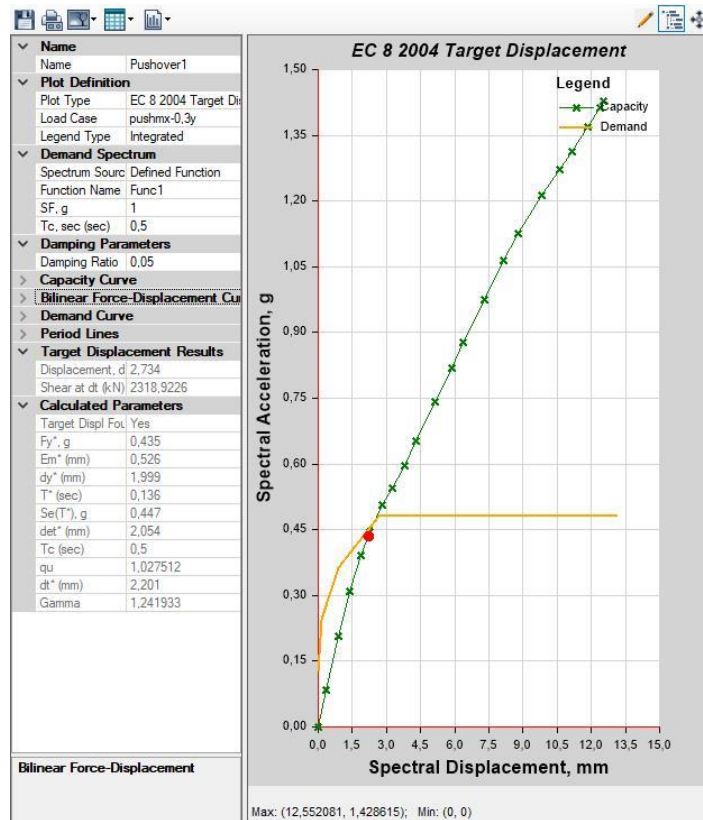


Σχήμα 5.48 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 4- Διεύθυνση x

Διγραμμικοποίηση- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 5.49 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 4-Διεύθυνση X

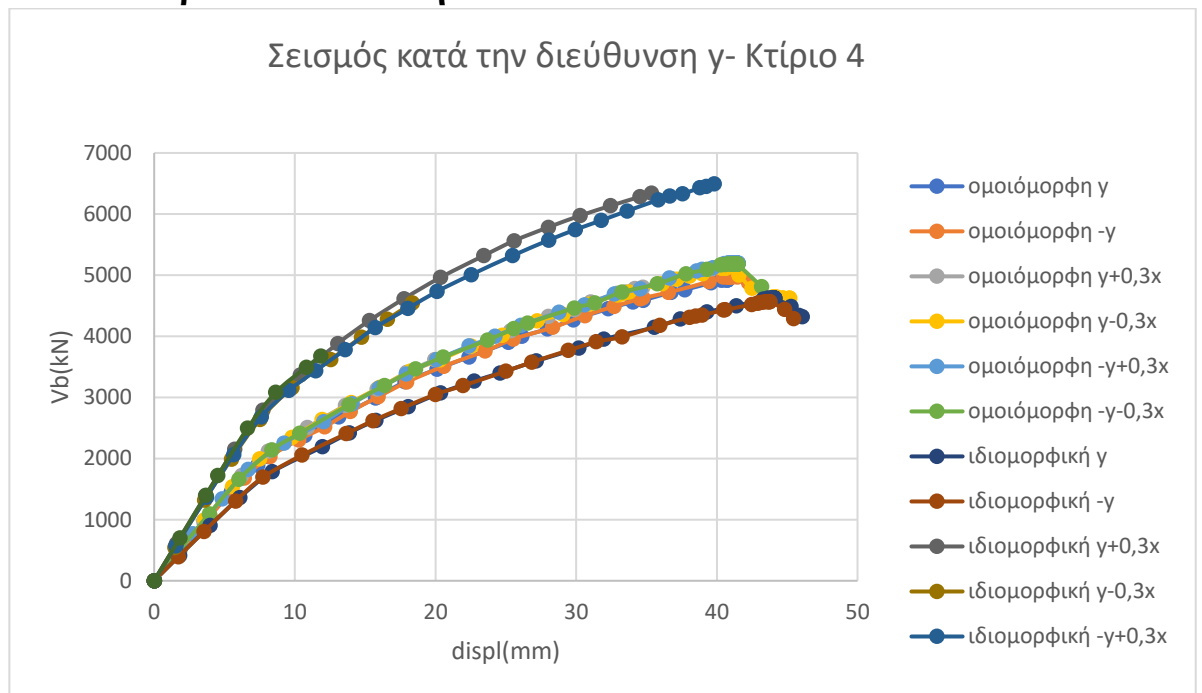


Σχήμα 5.50 Διαγράμματα ADRS

γ_{rd}	1,4	$K_e(KN/m)$	459201
$C_0(\Gamma)$	1,2413	$K_0(KN/m)$	1060683
C_1	2,27284	R	2,993333
C_2	1		
C_3	1		
$Se(T)(m/s^2)$	4,49		
$T^*(s)$	0,137		
$T_e(s)$	0,171739	$T_c(s)$	0,5
$\delta t(m)$	0,005827984		
$\delta B(m)$	0,0132919001		

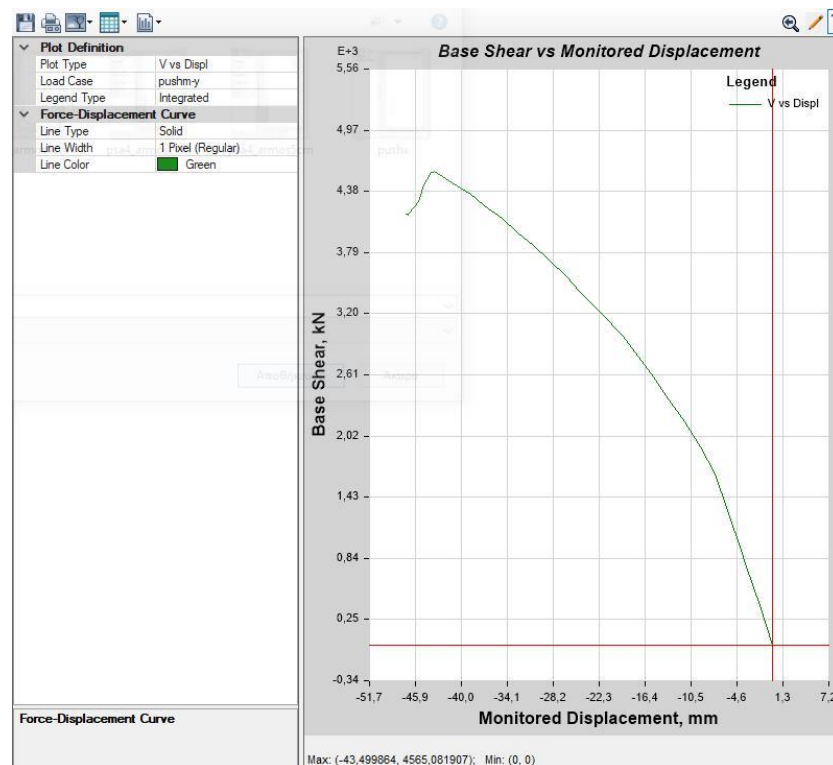
Η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεσματικότητας «Σ.Β» ($\delta t < \delta B$). Άρα το κτίριο 4 επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση X.

5.3.2.8 Κτίριο 4- Διεύθυνση Y



Σχήμα 5.51 Συγκεντρωτικές καμπύλες pushover-Κτίριο4, διεύθυνση Y

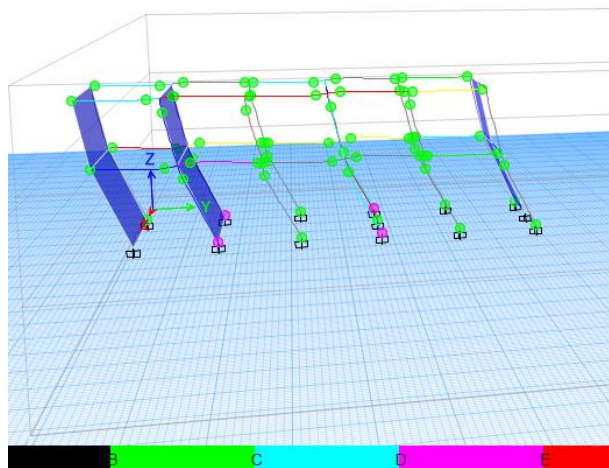
Δυσμενέστερη η ιδιομορφική ανάλυση $-\gamma$. Όπως φαίνεται από την ανάλυση αλλά και απ' αυτές που προηγήθηκαν είναι σύνηθες η ιδιομορφική κατανομή να είναι δυσμενέστερη, διότι ενεργοποιείται μόνο το ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας της ιδιομορφής, που έχει επιλεγεί για να γίνει η ανάλυση.



Σχήμα 5.52 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 4 για τον συνδυασμό $-\gamma$ με ιδιομορφική κατανομή

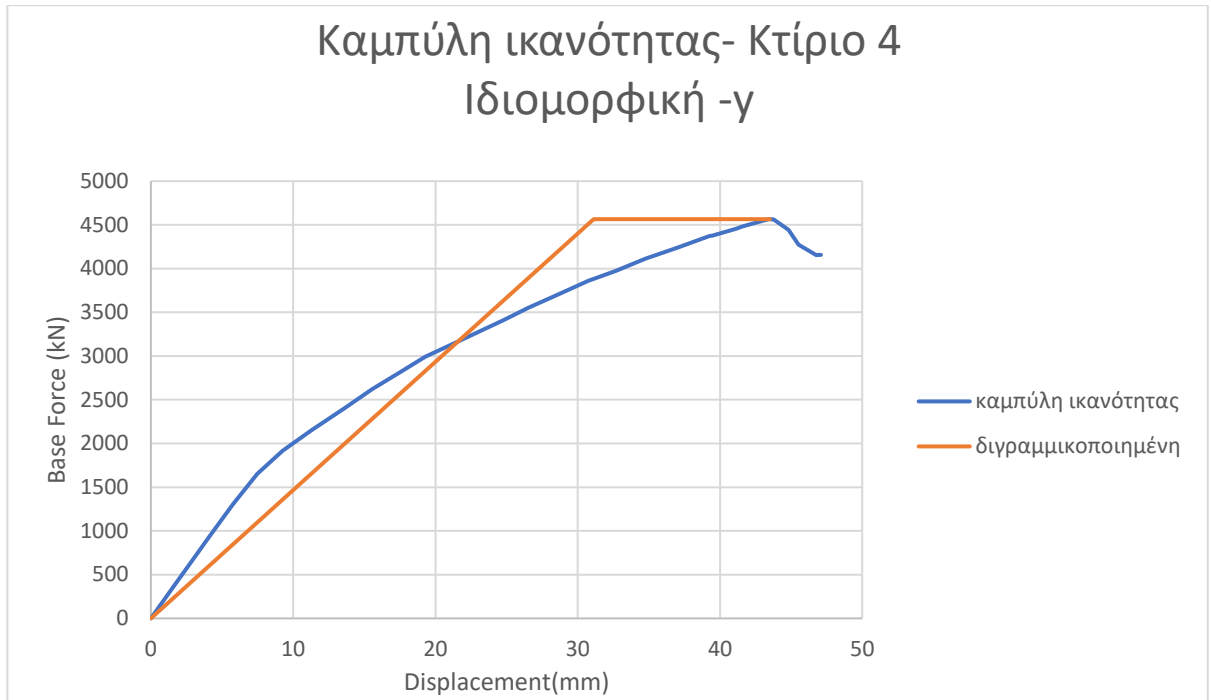
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Base Force		A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	106	0	0	0	0	106	0	0	0	106
1	-1,667	382,0556	105	1	0	0	0	105	1	0	0	106
2	-3,333	758,3754	105	1	0	0	0	105	1	0	0	106
3	-4,064	923,3461	104	2	0	0	0	104	2	0	0	106
4	-5,777	1303,104	100	6	0	0	0	100	6	0	0	106
5	-7,472	1652,247	90	16	0	0	0	90	16	0	0	106
6	-9,251	1914,584	86	20	0	0	0	86	20	0	0	106
7	-11,277	2150,984	82	24	0	0	0	82	24	0	0	106
8	-13,643	2404,99	79	27	0	0	0	79	27	0	0	106
9	-15,542	2618,506	73	33	0	0	0	73	31	2	0	106
10	-17,541	2816,117	70	36	0	0	0	70	32	4	0	106
11	-19,286	2990,755	64	42	0	0	0	64	38	4	0	106
12	-21,905	3188,74	61	45	0	0	0	61	41	4	0	106
13	-24,818	3415,011	59	47	0	0	0	59	43	4	0	106
14	-26,485	3549,901	59	47	0	0	0	59	43	4	0	106
15	-28,615	3702,586	54	52	0	0	0	54	48	3	1	106
16	-30,747	3859,044	52	54	0	0	0	52	49	0	5	106
17	-32,682	3973,701	50	56	0	0	0	50	51	0	5	106
18	-34,753	4112,917	48	58	0	0	0	48	53	0	5	106
19	-36,964	4235,7	48	58	0	0	0	48	52	0	6	106
20	-38,948	4355,441	42	64	0	0	0	42	58	0	6	106
21	-39,277	4372,633	41	65	0	0	0	41	59	0	6	106
22	-39,441	4377,745	40	66	0	0	0	40	60	0	6	106
23	-41,165	4457,944	40	66	0	0	0	40	59	1	6	106
24	-41,596	4481,996	40	66	0	0	0	40	59	1	6	106
25	-43,45	4565,011	39	65	2	0	0	39	57	2	6	106
26	-43,5	4565,082	39	65	2	0	0	39	57	2	6	106
27	-43,667	4564,428	39	65	2	0	0	39	57	2	6	106
28	-43,679	4564,494	39	65	2	0	0	39	57	2	6	106
29	-43,725	4564,262	39	65	2	0	0	39	57	2	6	106
30	-43,777	4563,689	39	64	3	0	0	39	56	2	6	106
31	-44,822	4440,205	39	63	4	0	0	39	55	2	6	106
32	-45,515	4274,295	39	63	3	1	0	39	55	2	6	106
33	-46,778	4153,254	38	64	3	1	0	38	56	2	6	106
34	-46,785	4151,46	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
35	-46,785	4151,585	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
36	-46,915	4155,753	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
37	-47,019	4157,164	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
38	-47,032	4157,169	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
39	-47,045	4157,155	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
40	-47,058	4157,079	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
41	-47,072	4156,691	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
42	-47,091	4156,656	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106
43	-47,098	4156,518	38	64	2	2	0	38	56	2	6	106

Πίνακας 5.13 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό Χ-0,3Υ

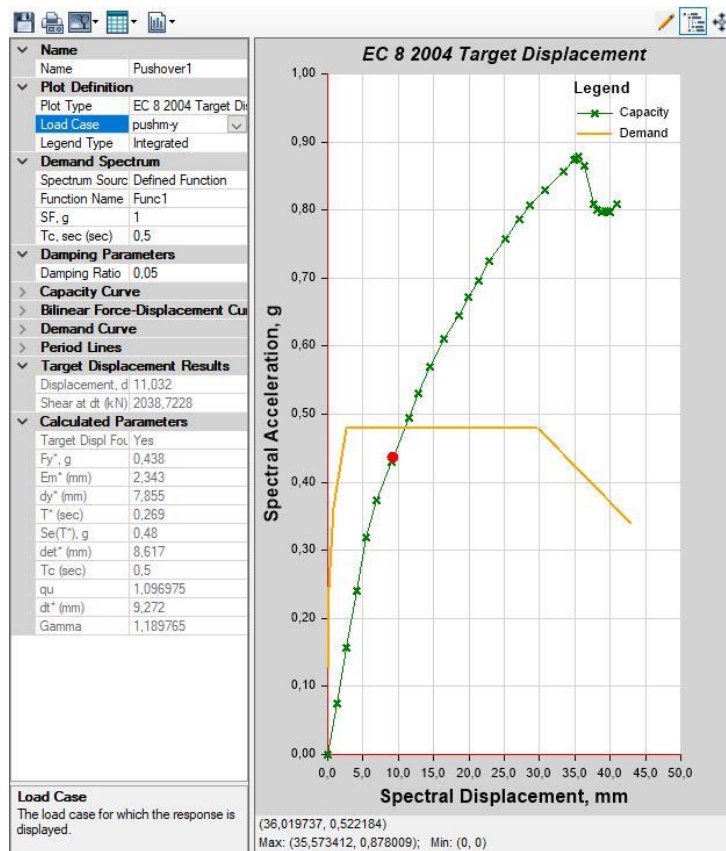


Σχήμα 5.53 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 4- Διεύθυνση Υ

Διγραμμικοποίηση- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 5.54 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κτιρίου 4-Διεύθυνση Y



Σχήμα 5.55 Διαγράμματα ADRS

γrd	1,4	Ke(KN/m)	155073,9
Co	1,2	Ko(KN/m)	225567,6
C1	1,404945	R	3,2
C2	1		
C3	1		
Se(T)(m/s ²)	4,8		
T*(s)	0,266		
Te(s)	0,3146612	Tc(s)	0,5
δt(m)	0,014518635		
δB(m)	0,032682		

Η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεστικότητας «Σ.Β» (δt<δB). Άρα το κτίριο 4 επαρκεί έναντι σεισμού και κατά την διεύθυνση Y.

5.3.3 Έλεγχος τοιχίων σε τέμνουσα

Το μοντέλο προσομοίωσης για τα τοιχία δεν έχει πρόβλεψη για αστοχία έναντι τέμνουσας δύναμης, αλλά θεωρεί ότι το τοιχίο μπορεί να αναπτύξει τέμνουσα χωρίς να αστοχεί. Για το λόγο αυτό θα γίνει έλεγχος για την τέμνουσα δύναμη που έχει αναπτυχθεί τη στιγμή που η κατασκευή φτάνει στο σημείο επιτελεστικότητας (performance point) με την μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. .

Η φέρουσα ικανότητα σε τέμνουσα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται από τον τύπο:

$$V_R = 0.85(1 - 0.06 (\min 5; \mu\theta pl))(1 + 1.8 \min (0.15; N/(f_c A_c)))(1 + 0.25 \max(1.75; 100\rho_{tot}))(1 - 0.2 \min(2; a_s)) \sqrt{f_c} b_w z \quad (5.3)$$

Κρίνεται ότι δεν χρειάζεται να εξεταστεί το ενδεχόμενο ολίσθησης και να υπολογιστεί η $V_{r,sls}$. Οι υπολογισμοί για όλα τα τοιχία συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα, όπου φαίνεται ότι η V_R είναι πάντα μεγαλύτερη από την V_{max} .

	bx	by	ρtot	N(KN/m)	N(KN)	as	Σεισμός κατά x		Vmax(KN)	μθpl	Σεισμός κατά y	
							μθpl	Vmax(KN)			Vmax(KN)	Vr,max(KN)
ΚΤΙΡΙΟ 1												
T4	0,2	4	0,005122	239,47	957,88	0,3488	-	0	10,79	1245,422	1268,55768	
T5	0,2	4	0,005122	117,946	471,784	0,3488	-	0	11,23341293	1263,101	1268,557681	
T6	10	0,2	0,005191	92,56	925,6	0,3488	5,66	326,251	-	0	2278,894203	
T7	8	0,2	0,005212	158,47	1267,76	0,3488	7,77	710,5	-	0	1942,115363	
T8	4	0,2	0,005122	120,968	483,872	0,3488	11,22220729	1040,058	-	0	1268,55768	
ΚΤΙΡΙΟ 2												
T1	4	0,2	0,005122	49,085	196,34	0,3488	11,49	1155,143	-	0	1268,557681	
T2	0,2	4	0,005122	81,375	325,5	0,3488	-	0	11,37009456	1058,193	1268,557681	
T12	4	0,2	0,005122	81,341	325,364	0,3488	11,49	1210,32	-	0	1268,557681	
T13	0,2	6	0,005122	87,448	524,688	0,3488	-	0	11,484	1061,45	1605,336522	
T14	0,2	8	0,005212	53,999	431,992	0,3488	-	0	8,018125156	845,705	1942,115363	
ΚΤΙΡΙΟ 3												
T3	0,2	4	0,005122	93,542	374,168	0,3488	-	0	11,59148641	1148,83	1268,557681	
T5	0,2	4	0,005122	258,288	1033,152	0,3488	-	0	11,43361152	1202,3395	1268,557681	
T6	8	0,2	0,005212	102,383	819,064	0,3488	7,90096333	109,936	-	0	1942,115363	
T7	8	0,2	0,005212	157,234	1257,872	0,3488	7,76966883	611,514	-	0	1942,115363	
T8	6	0,2	0,005248	95,657	573,942	0,3488	8,63	1355,91	-	0	1605,336522	
ΚΤΙΡΙΟ 4												
T5	8	0,2	0,005212	80,865	646,92	0,3488	7,952897908	1001,583	-	0	1942,115363	
T6	8	0,2	0,005212	77,97	623,76	0,3488	7,952897908	1454,54	-	0	1942,115363	
T7	4	0,2	0,005122	44,559	178,236	0,3488	11,5098186	1257,9675	-	0	1268,557681	

Πίνακας 5.14 Έλεγχος τεμνουσών διατμητικών τοιχίων

5.4 Ανελαστικές Δυναμικές Αναλύσεις

5.4.1 Εκτίμηση σεισμικής αλληλόδρασης γειτονικών κτιρίων

Η καταγραφή της επιρροής του αρμού διαστολής γίνεται με την μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης (ανάλυση χρονοιστοριών). Τα κτίρια αναλύονται αρχικά σε προσομοίωμα όπου βρίσκονται μόνο τους και έπειτα σε προσομοίωμα όπου βρίσκονται σε σύνδεση με τα υπόλοιπα κτίρια, με την χρήση ειδικών στοιχείων gap. Για την καλύτερη αποτύπωση πιθανής επαφής θα συγκριθούν τα διαγράμματα μετατοπίσεων των σημείων στην κορυφή των κτιρίων μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων και οι τέμνουσες των κατακόρυφων στοιχείων. Βέβαια, το κύριο φαινόμενο που εξελίσσεται κατά την επαφή αυτή, είναι η πλαστική κρούση, που δημιουργεί απώλειες ενέργειας και δεν συνυπολογίζονται στην παρούσα εργασία. Οπότε, αρκετά αποτελέσματα μπορούν να θεωρηθούν επισφαλής· αλλά, μπορεί να διερευνηθεί πρώτον το αν υπάρχει σύγκρουση των κτιρίων, υπό μια συγκεκριμένη φόρτιση και δεύτερον το μέγεθος του φαινομένου αυτού και πόσο επηρεάζει τα κτίρια. Επειδή ελέγχονται μετατοπίσεις, οι στηρίξεις στην θεμελίωση δεν προσομοιώνονται ως απλές πακτώσεις, αλλά ως ελατήρια.

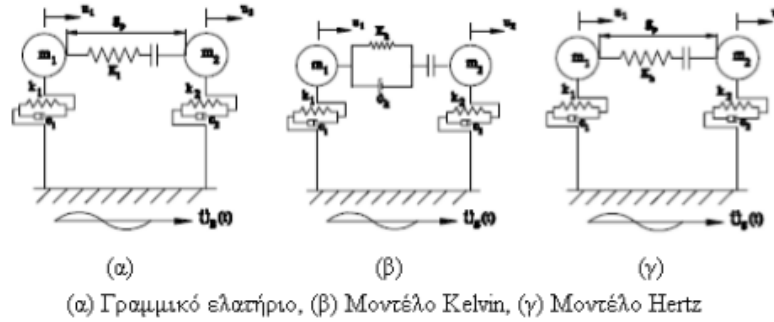
Αρχικά εξετάστηκε η περίπτωση αρμού διαστολής ίσου με 5 cm, που είναι και η πραγματική κατάσταση, ενώ έπειτα αναλύθηκαν οι περιπτώσεις ο αρμός να είναι 2 και 1 cm. Οι αναλύσεις για τον έλεγχο αλληλεπίδρασης των κτιρίων γίνονται στην διεύθυνση y όπου βρίσκονται στη σειρά τα κτίρια 1, 3 και 4.

Η εφαρμογή της μεθόδου και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω στην παράγραφο 5.4.4.

5.4.2 Σύνδεση κτιρίων-Παράμετροι προσομοίωσης ελατηρίων

Σε αυτήν την μέθοδο το πρόβλημα μοντελοποιείται με τη χρήση ενός στοιχείου που ενεργοποιείται όταν οι κατασκευές έρχονται κοντά. Υπάρχουν τα εξής είδη ελατηρίων, που μπορούν να χρησιμοποιηθούν:

- **Γραμμικό ελατήριο** Είναι η απλούστερη μέθοδος και μπορεί να εκτελεστεί εύκολα και σε λογισμικό, όμως δεν προσομοιώνονται οι απώλειες ενέργειας.
- **Μοντέλο Kelvin** Σε αυτό το μοντέλο χρησιμοποιείται ένα γραμμικό ελατήριο σε συνδυασμό με ένα αποσβεστήρα. Η σταθερά απόσβεσης εκφράζει την ποσότητα απώλειας ενέργειας αλλά το ιξώδες στοιχείο παραμένει ενεργοποιημένο και μετά την επαφή.
- **Μοντέλο Hertz** Σε αυτό το μοντέλο χρησιμοποιείται ένα μη γραμμικό ελατήριο. Η προσέγγιση είναι ρεαλιστική, αλλά δεν μοντελοποιείται η απώλεια ενέργειας και η εφαρμογή του σε λογισμικό είναι ιδιαίτερα περίπλοκη.
- **Μοντέλο Hertzdamp** Σε αυτό το μοντέλο συνδυάζεται το μη γραμμικό ελατήριο Hertz με έναν μη γραμμικό αποσβεστήρα, ώστε να προσδιορίζεται η απώλεια ενέργειας. Αποτελεί την πιο αντιπροσωπευτική εξιδανίκευση.



Σχήμα 5.56 Στοιχεία προσομοίωσης επαφής κατασκευών

Το ETABS δίνει την δυνατότητα της συγκεκριμένης προσομοίωσης με την χρήση στοιχείων gap. Τα gap elements είναι στοιχεία, τα οποία λειτουργούν μόνο υπό θλίψη. Θεωρείται ο κατάλληλος τρόπος ώστε να προσομοιωθεί η σύνδεση των κτιρίων και να εντοπιστεί πιθανή σύγκρουση, χωρίς όμως να λαμβάνονται υπόψη οι απώλειες ενέργειας. Η δυσκαμψία του στοιχείου gap υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$f = \{k * (d + open) \text{ αν } d + open < 0, 0 \text{ σε άλλη περίπτωση (5.4)}$$

Η δυσκαμψία των gap element, που τοποθετούνται σε ακραίους κόμβους, ισούται με το άθροισμα των μισών δυστενειών των στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) που βρίσκονται στην διεπιφάνεια μεταξύ των κτιρίων και συντρέχουν στον κάθε κόμβο ($k = \frac{E * A}{L} \left(\frac{KN}{m} \right)$ (5.5)). Για παράδειγμα σε έναν μέσο κόμβο που αποτελείται από 3 δοκούς(0,25/0,7) και έναν στύλο(0,4/0,5) η δυσκαμψία του gap element θα είναι η εξής:

Δοκοί		Υποστυλώματα	
L=	4 m	L=	3,4 m
hw=	0,7 m	hw=	0,5 m
bw=	0,25 m	bw=	0,4 m
A=	0,175 m ²	A=	0,2 m ²
kδ=	1268750 kN/m	kστ=	1705882 kN/m

gap stiffness= 3609007 kN/m

General

Link Property Name: P-Delta Parameters:

Link Type: Acceptance Criteria:

Link Property Notes: None specified

Total Mass and Weight

Mass: kg Rotational Inertia 1: ton-m²

Weight: kN Rotational Inertia 2: ton-m²

Rotational Inertia 3: ton-m²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: m

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: m²

Directional Properties

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

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases:

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping:

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor:

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: kN/m

Effective Damping: kN-s/m

Nonlinear Properties

Stiffness: kN/m

Open: mm

Σχήμα 5.57 Χαρακτηριστικά gap element ETABS

5.4.3 Προσομοίωση θεμελίωσης

Για την εκτίμηση της σεισμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ των κτιρίων, κρίθηκε προτιμότερο η προσομοίωση της θεμελίωσης να γίνει με ελατήρια παρά να θεωρηθούν απλές πακτώσεις.

Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις σχέσεις Αβραμίδη 2001:

$$K_z = C_{τελ.} * b_x * b_y \quad (5.6)$$

$$K_{\varphi x} = C_{τελ.} * \frac{b_x * b_y^3}{12} \quad (5.7)$$

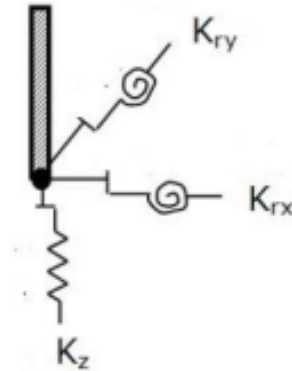
$$K_{\varphi y} = C_{τελ.} * \frac{b_y * b_x^3}{12} \quad (5.8)$$

$$C_{τελ.} = n\delta * n\sigma\chi * n\beta * C \quad (5.9)$$

$$n\delta = \left(\frac{b_x + b_p}{2b_x}\right)^2 \quad (5.10)$$

$$n\sigma\chi = \frac{1}{3} * \left(2 + \frac{b_x}{b_y}\right) \quad (5.11)$$

$$n\beta = 1 + 2 \frac{t}{b_x} \quad (5.12)$$



Σχήμα 5.58 Ελατήριο θεμελίωσης

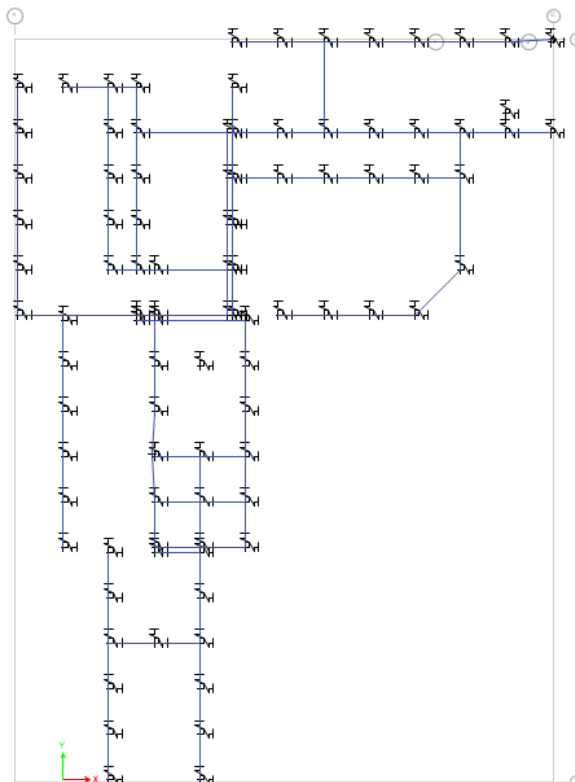
Πέδιλο διαστάσεων b_x/b_y , με $b_x < b_y$. $C=13\text{MPa}$

Όπου b_x : πλάτος θεμελίου, επιλέγεται η μικρότερη διάσταση του θεμελίου, b_y : μήκος θεμελίου, επιλέγεται η μεγαλύτερη διάσταση του θεμελίου, t : βάθος θεμελίου από την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους μέχρι την έδραση του θεμελίου, b_p : διάσταση της πρότυπης πλάκας πειραματικού προσδιορισμού του C , ίση με 0.305m , όπου C δείκτης εδάφους.

Η προσομοίωση της ενδοσημότητας του εδάφους, γίνεται μέσω τριών ελατηρίων, ένα κατακόρυφο ελατήριο (δυνατότητα κατακόρυφης μετακίνησης, u_z) και δύο στρωφικά ελατήρια (στροφή περί τους δυο οριζόντιους άξονες x (r_x) και y (r_y)). Η θέση τοποθέτησης των ελατηρίων στη βάση του προσομοιώματος, ορίζεται στο κάτω πέδιλο του πεδίου. Οι μετατοπίσεις και η στροφή στους υπόλοιπους τρεις βαθμούς ελευθερίας στη θέση εισαγωγής των ελατηρίων, θεωρούνται δεσμευμένοι ($u_x=u_y=r_z=0$). Οι συνδετήριες δοκοί εισήχθησαν ως στοιχεία beam, σύμφωνα με την κάτοψη θεμελίωσης (σχήμα 5.59).

	bx	by	lx	ly	t	nδ	ναχ	nβ	σελ	kz	kφx	kφy
Κτίριο 1												
T1T2T3T4	0,2	1,2	2,7	3,8	1,2	0,309672	0,903509	1,888889	6870,424	70490,56	84823,63	42823,01
k1k2k4k5k6k8k9k13k14	0,4	0,5	2,45	2,5	1	0,316119	0,993333	1,816327	7414,525	45413,97	23653,11	22716,44
k10k11k15k16k17k18k19	0,4	0,4	2,45	2,45	1	0,316119	1	1,816327	7464,287	44804,38	22411,53	22411,53
k12	0,25	0,5	1	2	1	0,425756	0,833333	3	13837,08	27674,16	9224,719	2306,18
T4T5	0,2	4	1,2	5,6	1	0,393234	0,738095	2,666667	10061,78	67615,19	176701	8113,823
T8	0,2	4	1,2	5,6	1	0,393234	0,738095	2,666667	10061,78	67615,19	176701	8113,823
T7	0,2	8	1,2	9,3	1	0,393234	0,709677	2,666667	9674,39	107966,2	778166,3	12955,94
Κτίριο 2												
T3T4T7T8	0,2	1,2	2,7	3,8	1,2	0,309672	0,903509	1,888889	6870,424	70490,56	84823,63	42823,01
T11	0,25	1,2	2,8	3,8	1,2	0,307431	0,912281	1,857143	6771,179	72045,35	86694,57	47069,63
T1T12	0,2	4	1,2	5,6	1	0,393234	0,738095	2,666667	10061,78	67615,19	176701	8113,823
T2T13	0,2	4	1,2	5,6	1	0,393234	0,738095	2,666667	10061,78	67615,19	176701	8113,823
T14	0,2	8	1,2	9,3	1	0,393234	0,709677	2,666667	9674,39	107966,2	778166,3	12955,94
k1k2k3k4	0,4	0,4	2,5	2,5	1	0,314721	1	1,8	7364,471	46027,95	23972,89	23972,89
k5k6k9k10k17k18k22k23k24k25	0,4	0,5	2,5	2,5	1	0,314721	1	1,8	7364,471	46027,95	23972,89	23972,89
k7k8k11k12k15k16k19	0,4	0,8	2,2	3,2	1	0,324123	0,895833	1,909091	7206,216	50731,76	43291,1	20461,81
Κτίριο 3												
T1T2T4	0,2	1,2	2,7	3,8	1,2	0,309672	0,903509	1,888889	6870,424	70490,56	84823,63	42823,01
T9	0,2	1,2	2,7	3,8	1,2	0,309672	0,903509	1,888889	6870,424	70490,56	84823,63	42823,01
T3T5	0,2	4	1,2	5,6	1	0,393234	0,738095	2,666667	10061,78	67615,19	176701	8113,823
T6T7	0,2	8	1,2	9,3	1	0,393234	0,709677	2,666667	9674,39	107966,2	778166,3	12955,94
T8	0,2	6	1,3	7,2	1	0,381069	0,726852	2,538462	9140,358	85553,75	369592,2	12048,82
k1k2k4k5k6k8k9k11k14k15k16k17k18	0,4	0,5	2,45	2,5	1	0,316119	0,993333	1,816327	7414,525	45413,97	23653,11	22716,44
k10k12k13	0,25	0,5	1	2	1	0,425756	0,833333	3	13837,08	27674,16	9224,719	2306,18
Κτίριο 4												
T1T2T3T4	0,2	1,2	2,7	3,8	1,2	0,309672	0,903509	1,888889	6870,424	70490,56	84823,63	42823,01
T5T6	8	0,2	9,3	1,2	1	0,318678	3,25	1,215054	16359,68	182574,1	21908,89	1315903
T7	4	0,2	5,6	1,2	1	0,368622	2,222222	1,357143	14452,34	97119,73	11654,37	253806,2
k1k2k4k5k7k9k10	0,5	0,4	2,5	2,45	1	0,9801	1,006803	1,8	23090,36	141428,4	70743,68	73660,64
k6	0,25	0,7	2,4	2,9	1	1,219184	0,942529	1,833333	27387,26	190615,4	133589,6	91495,37

Πίνακας 5.15 Συγκεντρωτικός πίνακας δυσκαμψιών ελατηρίων θεμελίωσης.



Σχήμα 5.59 Κάτοψη θεμελίωσης ETABS

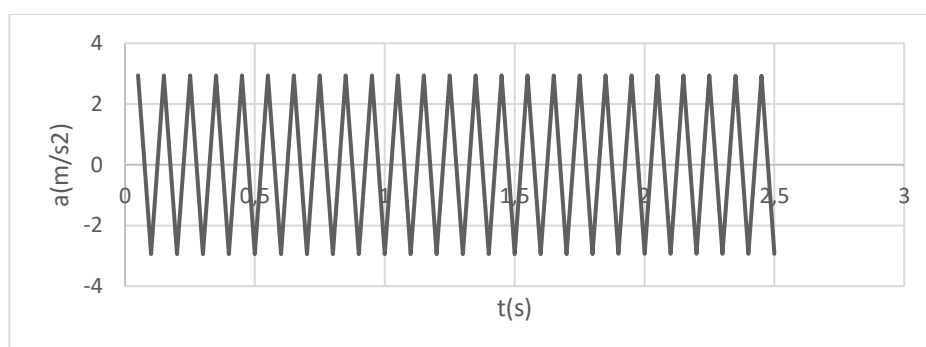
5.4.4 Εφαρμογή Ανελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων (n.l. time history analysis)

Υπάρχουν δύο μέθοδοι ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Η πρώτη είναι η μη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση χρονιοστορίας «Nonlinear Modal Time-History Analysis (FNA)» και η δεύτερη είναι η μη γραμμική ανάλυση χρονιοστορίας άμεσης ολοκλήρωσης «Nonlinear Direct-Integration Time-History Analysis». Και οι δύο μέθοδοι είναι εξαιρετικά αποτελεσματικές. Η μη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση χρονιοστορίας «Nonlinear Modal Time-History Analysis (FNA)» είναι πολύ πιο γρήγορη, αλλά ενώ δημιουργεί τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν οριστεί ως hinges, δεν τις λαμβάνει υπόψη του στην απόκριση του φορέα και αυτή παραμένει ελαστική ανεξαρτήτως μεγέθους φόρτισης. Όμως, συνυπολογίζει τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των gap elements. Συνεπώς, αφού η ικανότητα των κτιρίων έχει ελεγχθεί με υπερπροωθητική μέθοδο (pushover), θα χρησιμοποιηθεί η FNA μέθοδος για λόγους ευκολίας.

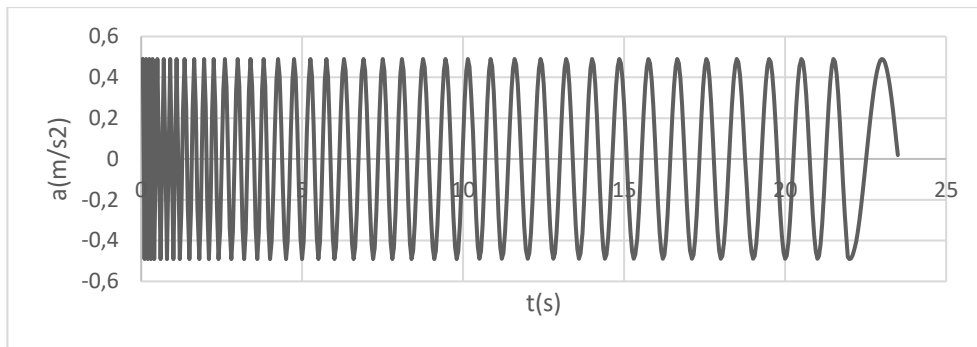
Όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 2, η σεισμική δράση εισάγεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Όσον αφορά τα συνθετικά, αναζητούνται χρονιοστορίες, οι οποίες δίνουν παραμορφωμένη κατάσταση και μετακινήσεις κοντά σε αυτές που υπολογιστήκαν με τις αναλύσεις pushover (performance point), ώστε να γίνει πιθανότερο το ενδεχόμενο επαφής λόγω διαφορετικής φάσης των κτιρίων. Δοκιμάζονται χρονιοστορίες είτε με σταθερή περίοδο περίπου ίση με κάποια άπαυτες των δεσποζουσών ιδιοπεριοδών των κτιρίων στην εξεταζόμενη διεύθυνση και σταθερό πλάτος είτε με ομαλά μεταβαλλόμενη ιδιοπερίοδο και σταθερό πλάτος. Οι δεύτερες δημιουργούν το φαινόμενο του λευκού ήχου και γι' αυτό κατά τις αναλύσεις χαρακτηρίζονται με αυτό με το όνομα. Πραγματοποιήθηκαν πολλές δοκιμές με πολλές χρονιοστορίες και παρουσιάζονται αυτές που δίνουν τα καλύτερα αποτελέσματα. Όπως αναφέρεται παραπάνω στην παράγραφο 4.4.1, ελέγχονται κυρίως τα κτίρια 1,3 και 4 κατά την διεύθυνση Y.

Οι χρονιοστορίες που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

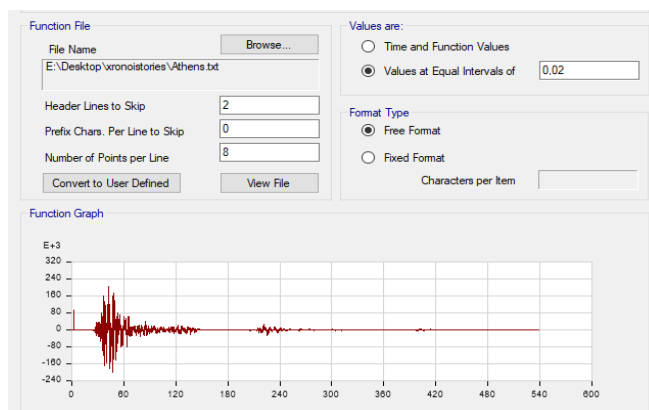
- Σεισμός Καλαμάτας 13/9/1986
- Σεισμός Ρώμης 6/5/1976
- Μετατροπή φάσματος ευρωκώδικα EC8 σε χρονιοστορία
- Σταθερό πλάτος επιτάχυνσης: $a=0,3g$, Περίοδος: $0,25s$, αριθμός κύκλων: 10 (διάρκεια: $2,5s$)



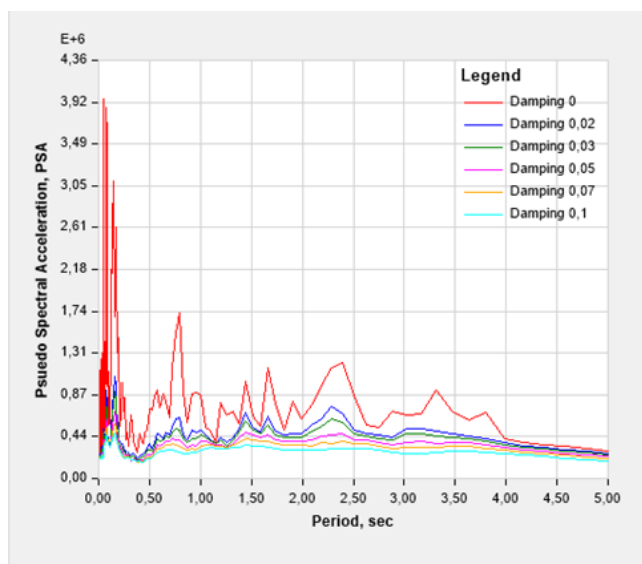
- Χρονοιστορία με σταθερό πλάτος επιτάχυνσης: $a=0,05g$ και ομαλά μεταβαλλόμενη περίοδο ('λευκός ήχος') (διάρκεια: 23,5s)



Για να πραγματοποιηθεί η ανελαστική δυναμική ανάλυση, αρχικά ορίζεται η χρονοιστορία, μέσω συνάρτησης (function). Αυτή είτε δημιουργείται από το πρόγραμμα είτε εισάγεται από επιλεγμένο αρχείο. Απ' αυτήν προκύπτει αυτόματα το φάσμα επιταχύνσεων. Στην συνέχεια εισάγεται η φόρτιση όπως φαίνεται στο σχήμα 5.62, όπου εκτός των δυναμικών φορτίων υπάρχουν και τα κατακόρυφα. Κάθε ανάλυση έχει 300 βήματα, με την διάρκεια του καθενός να είναι 0,1s· άρα, η συνολική διάρκεια της δράσης είναι 30s. Αφού γίνει η ανάλυση εξάγονται η παραμορφωμένη κατάσταση των κτιρίων στο τέλος της διέγερσης και τα διαγράμματα μετατοπίσεων στις οροφές. Τα σημεία ελέγχου είναι το κέντρο μάζας της οροφής κάθε δομήματος.



Σχήμα 5.60 Χρονοιστορία σεισμικής δράσης με επίκεντρο την Καλαμάτα 13/9/1986



Σχήμα 5.61 Ψευδοφάσμα επιταχύνσεων σεισμικής δράσης με επίκεντρο την Καλαμάτα 13/9/1986

General

Load Case Name:

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (Mass Source)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	seismos_kalamata	0,01
Load Pattern	Dead	Default Uniform	1
Load Pattern	Super Dead	Default Uniform	1
Load Pattern	Live	Default Uniform	0,5

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 300

Output Time Step Size: 0,1 sec

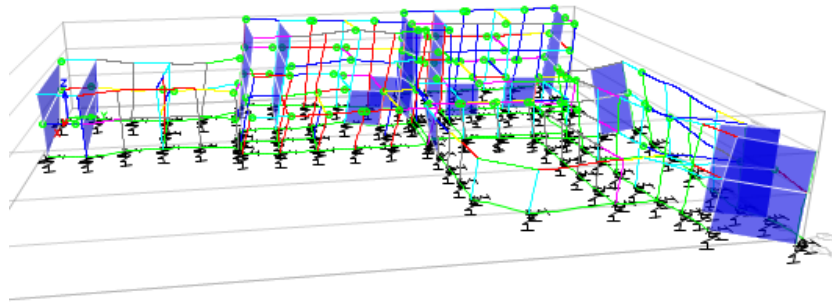
Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Σχήμα 5.62 Ορισμός σεισμικής φόρτισης

5.4.4.1 Σεισμός Καλαμάτας 13.9.1986

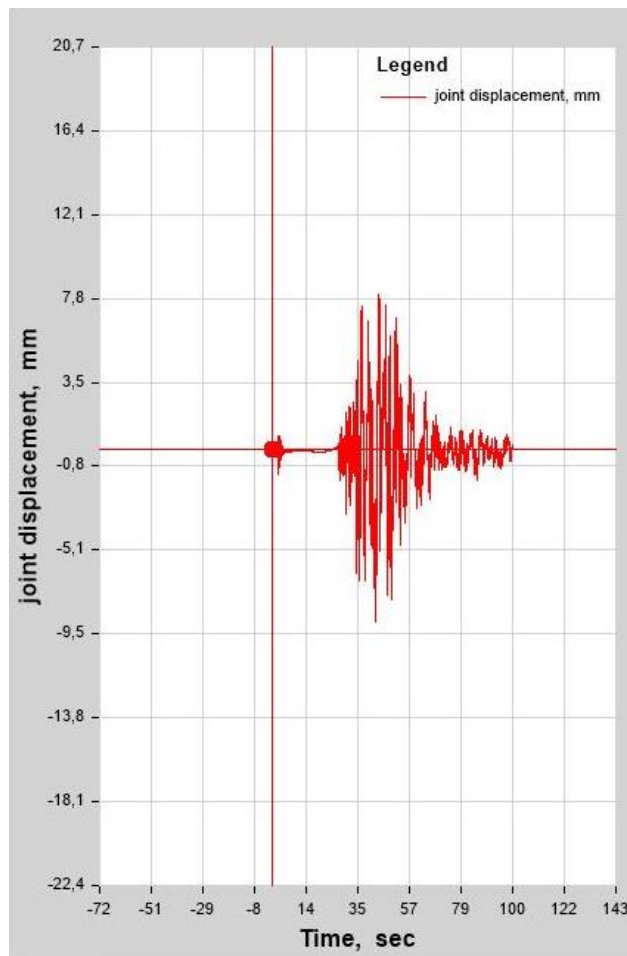
Η σεισμική δράση που πραγματοποιήθηκε στις 13.9.1986 με επίκεντρο την Καλαμάτα είχε μέγεθος 5,8 R, μέγιστη επιτάχυνση 0,297g και όπως φαίνεται από το ψευδοφάσμα της εικόνας 79 δίνει μεγάλες επιταχύνσεις σε κατασκευές με μικρότερη ιδιοπερίοδο. Κατά την ανάλυση του σεισμού δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις, όμως τα κτίρια έχουν σημαντικά περιθώρια αντοχής, καθώς επίσης οι μετατοπίσεις αν και είναι σημαντικές, δεν είναι αρκετές ώστε να ελεγχθεί ενδεχόμενο αλληλεπίδρασης των δομημάτων.



Σχήμα 5.63 Παραμορφωμένη κατάσταση κτιρίων στο τέλος της διέγερσης

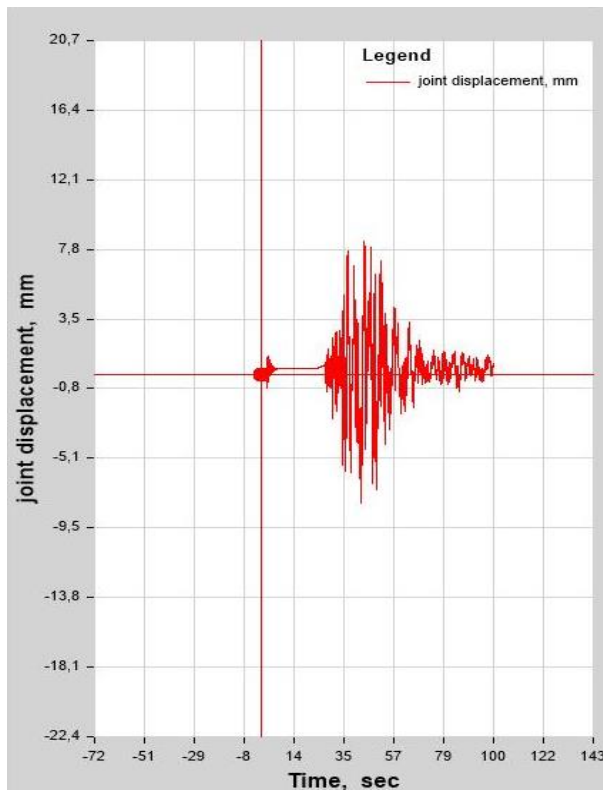
Διαγράμματα μετατοπίσεων:

Η μέγιστη μετατόπιση οροφής του κτιρίου 1 είναι $u_{max} = -8,83\text{mm}$



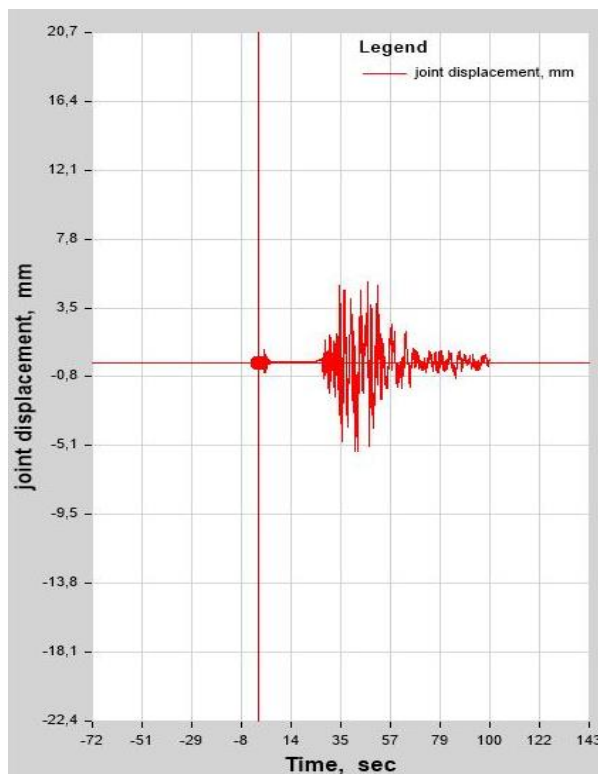
Σχήμα 5.64 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την σεισμική διέγερση με επίκεντρο την Καλαμάτα(13/9/1986)

Η μέγιστη μετατόπιση οροφής του κτιρίου 3 είναι $u_{max}=8,27\text{mm}$



Σχήμα 5.65 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 3 κατά την σεισμική διέγερση με επίκεντρο την Καλαμάτα(13/9/1986)

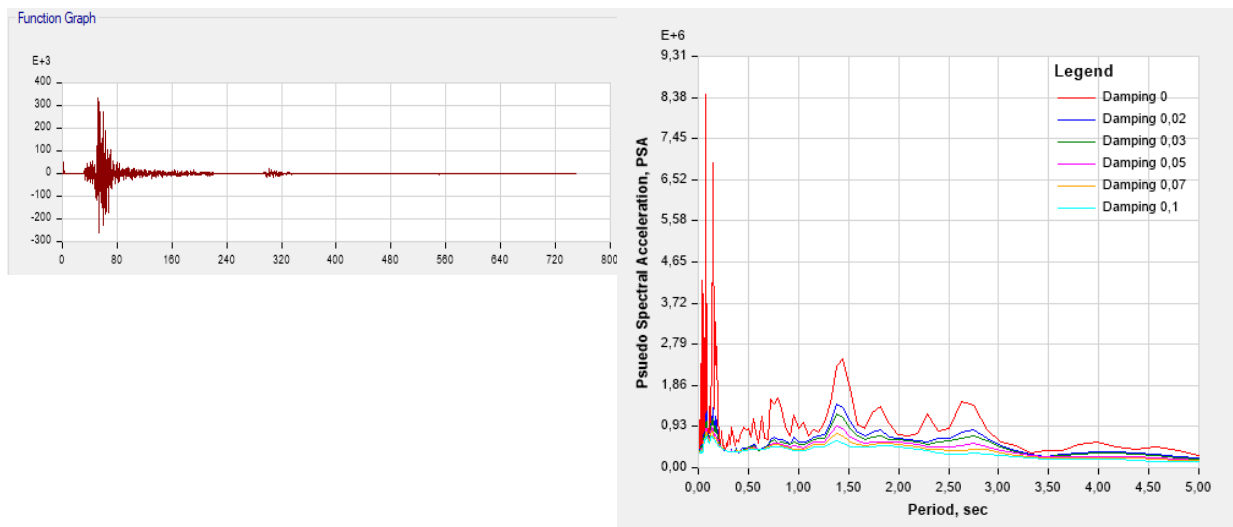
Η μέγιστη μετατόπιση οροφής του κτιρίου 4 είναι $u_{max}=-5,52\text{mm}$



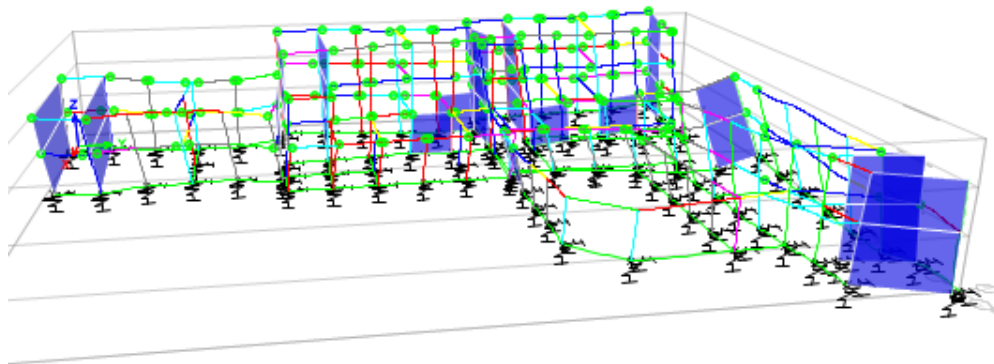
Σχήμα 5.66 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 4 κατά την σεισμική διέγερση με επίκεντρο την Καλαμάτα(13/9/1986)

5.4.4.2 Σεισμός Ρώμης 6/5/1976

Η σεισμική δράση που πραγματοποιήθηκε στις 6.5.1976 με επίκεντρο την Ρώμη είχε μέγεθος 6,5 R, μέγιστη επιτάχυνση 0,313g και όπως φαίνεται από το ψευδοφάσμα της εικόνας 79 δίνει μεγάλες επιταχύνσεις σε κατασκευές με μικρότερη ιδιοπερίοδο. Κατά την ανάλυση του σεισμού, η κτιριακή μονάδα δείχνει να καταπονείται σημαντικά, καθώς οι κατασκευές πλαστικοποιούνται, όμως και στην διέγερση αυτή, υπάρχουν περιθώρια αντοχής και σεισμικής ικανότητας. Από τις μετακινησιακές αποκρίσεις των κτιρίων, φαίνεται ότι δεν υπάρχει περίπτωση επαφής των κτιρίων ούτε στις θεωρητικές περιπτώσεις όπου ο αρμός είναι 1 και 2 cm, αφού εκτός του ότι οι μετατοπίσεις δεν είναι πολύ μεγάλες, οι κατασκευές παρουσιάζουν πανομοιότυπη φάση.



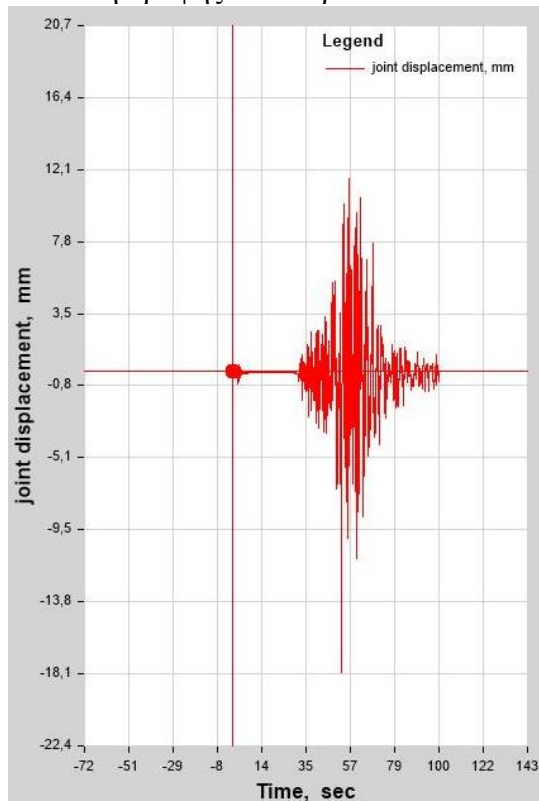
Σχήμα 5.67 Χρονοιστορία και το αντίστοιχο ψευδοφάσμα επιταχύνσεων σεισμικής δράσης με επίκεντρο την Ρώμη 6/5/1976



Σχήμα 5.68 Παραμορφωμένη κατάσταση κτιρίων στο τέλος της διέγερσης

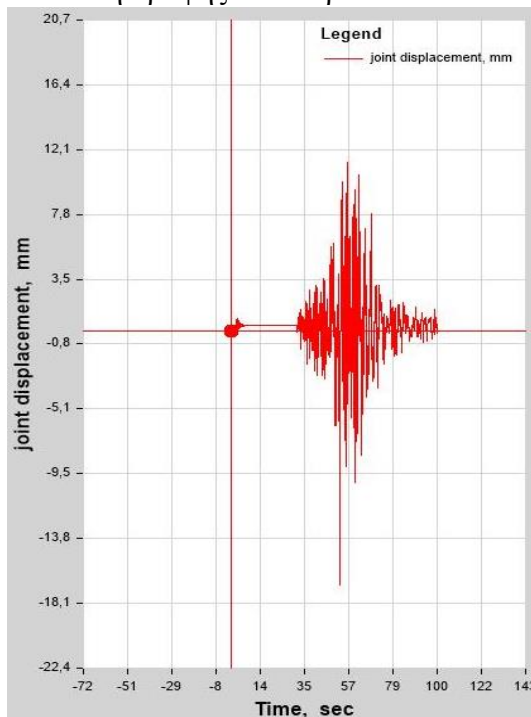
Διαγράμματα μετατοπίσεων:

Η μέγιστη μετατόπιση οροφής του κτιρίου 1 είναι $u_{max}=-18,015\text{mm}$.



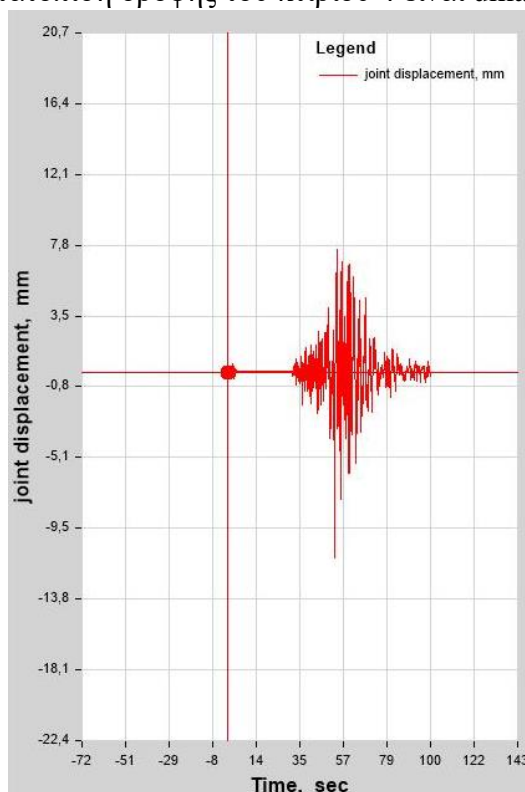
Σχήμα 5.69 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την σεισμική διέγερση με επίκεντρο την Ρώμη (6/5/1976)

Η μέγιστη μετατόπιση οροφής του κτιρίου 3 είναι $u_{max}=-16,85\text{mm}$.



Σχήμα 5.70 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 3 κατά την σεισμική διέγερση με επίκεντρο την Ρώμη (6/5/1976)

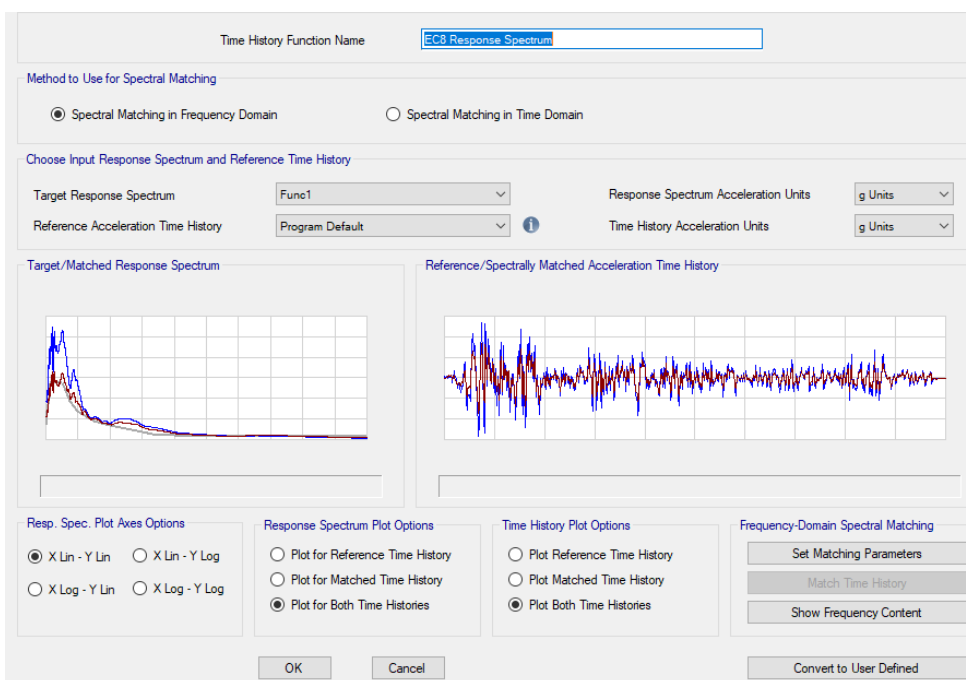
Η μέγιστη μετατόπιση οροφής του κτιρίου 4 είναι $u_{max} = -11,226\text{mm}$.



Σχήμα 5.71 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 4 κατά την σεισμική διέγερση με επίκεντρο την Ρώμη (6/5/1976)

5.4.4.3 Μετατροπή φάσματος ευρωκώδικα EC8 σε χρονιστορία

Το φάσμα σχεδιασμού, που υπολογίστηκε στην παράγραφο 3.3.3, μετατρέπεται σε χρονιστορία, ώστε να γίνει ανελαστική δυναμική ανάλυση με αυτό. Ελέγχονται και οι δύο διευθύνσεις με την συγκεκριμένη φόρτιση.



Σχήμα 5.72 Μετατροπή φάσματος σε χρονιστορία

X Διεύθυνση

General

Load Case Name: EC8_ResponseSpectrum

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (Mass Source)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: _____

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EC8 Response Spe...	9806,65
Acceleration	U2	EC8 Response Spe...	2942
Load Pattern	Dead	Default Uniform	1
Load Pattern	Super Dead	Default Uniform	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

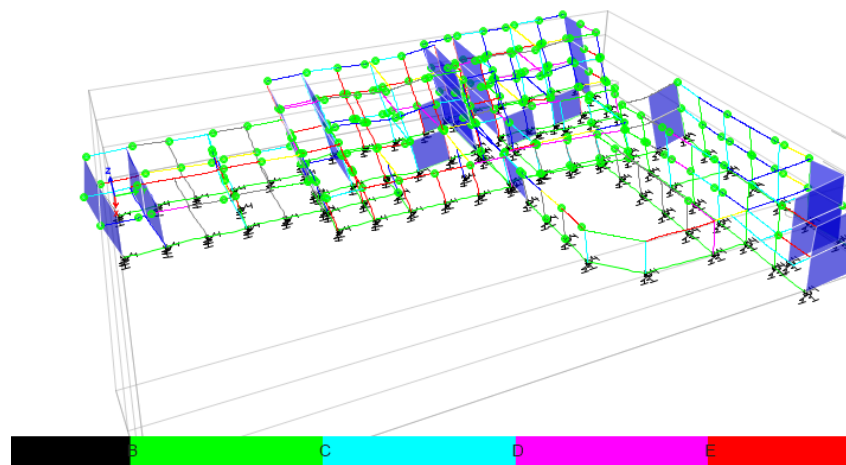
Number of Output Time Steps: 100

Output Time Step Size: 0,1 sec

Modal Damping: Constant at 0,05

Nonlinear Parameters: Default

Σχήμα 5.73 Ορισμός σεισμικής φόρτισης (X+0,3Y)

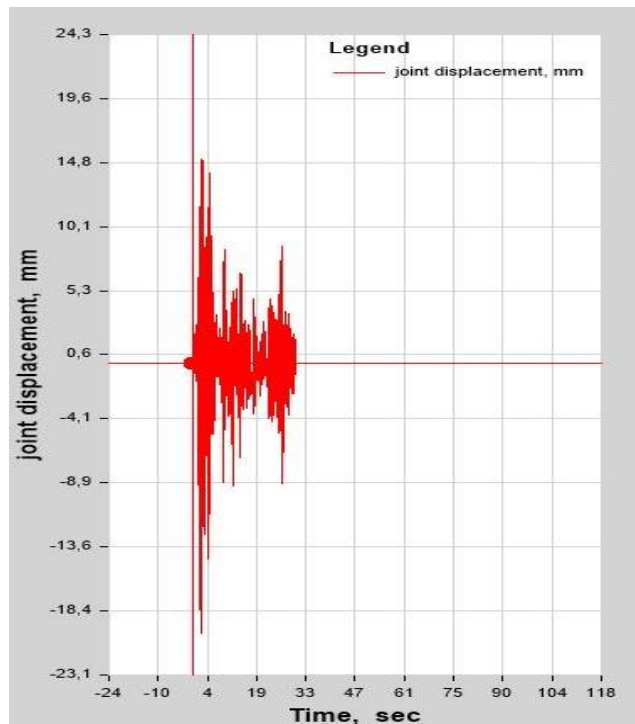


Σχήμα 5.74 Παραμορφωμένη κατάσταση κτιρίων στο τέλος της διέγερσης

Στο τέλος της ανάλυσης, παρατηρούνται πλαστικές αρθρώσεις όμως τα κτίρια αντέχουν και δεν καταρρέουν.

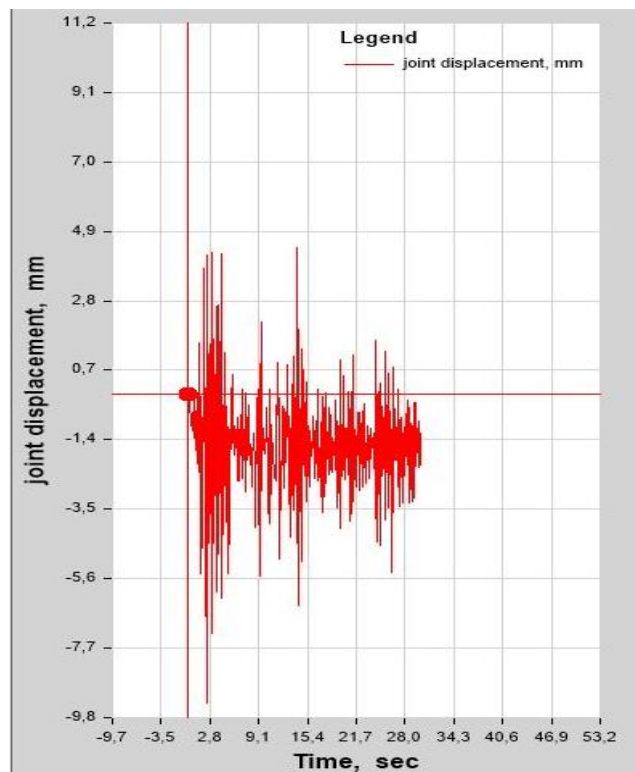
Παρουσιάζονται τα διαγράμματα μετατοπίσεων των κτιρίων και οι αντίστοιχες μέγιστες μετατοπίσεις.

Κτίριο 1: $u_{x\max}=-19,98\text{mm}$ ($u_{y\max}=3.773\text{mm}$)



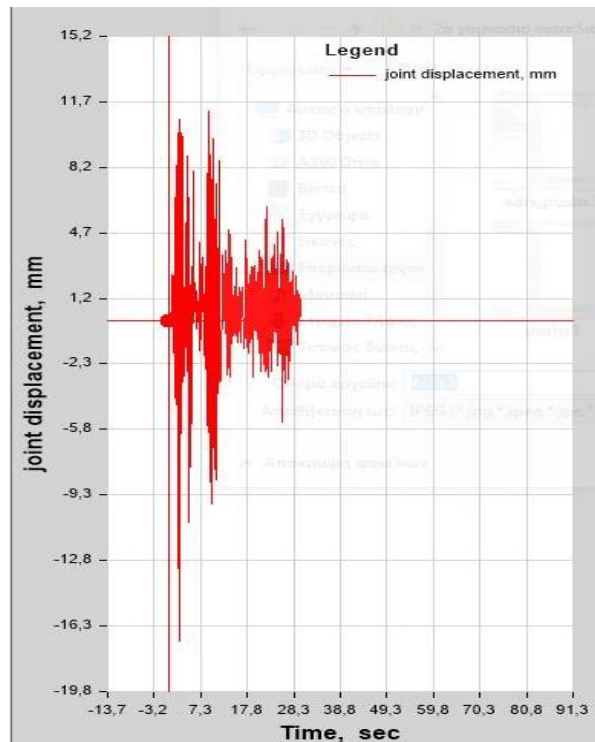
Σχήμα 5.75 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιοστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση X

Κτίριο 2: $u_{x\max}=-9,31\text{mm}$ ($u_{y\max}=1.333\text{mm}$)



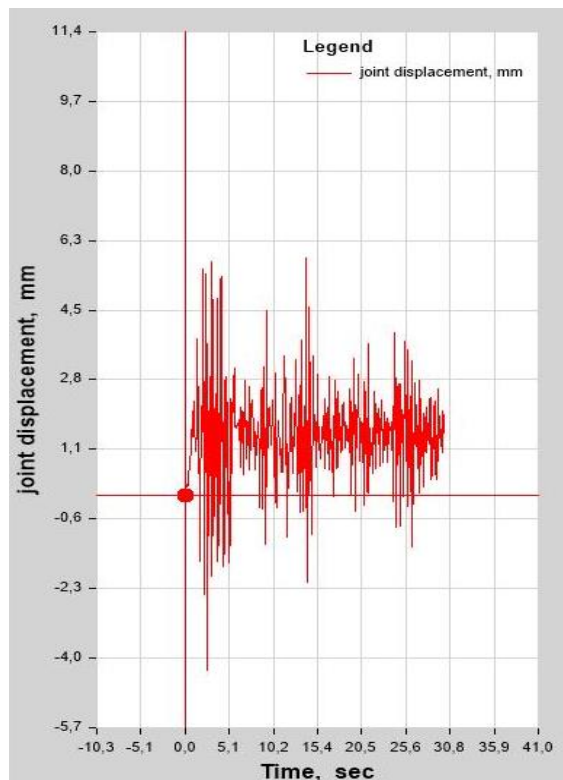
Σχήμα 5.76 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 2 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιοστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση X

Κτίριο 3: $u_{x\max}=-17,117\text{mm}$ ($u_{y\max}=2.263\text{mm}$)



Σχήμα 5.77 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 3 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιοστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση X

Κτίριο 4: $u_{x\max}=5,83\text{mm}$ ($u_{y\max}=2.693\text{mm}$)



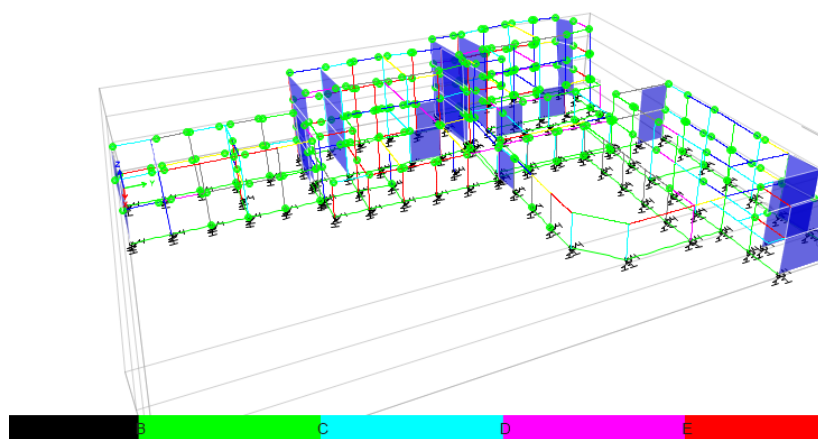
Σχήμα 5.78 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 4 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιοστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση

Υ Διεύθυνση

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	EC8 Response Spe...	9806.65
Acceleration	U1	EC8 Response Spe...	2942
Load Pattern	Dead	Default Uniform	1
Load Pattern	Super Dead	Default Uniform	1

Σχήμα 5.79 Ορισμός σεισμικής φόρτισης (Y+0,3X)

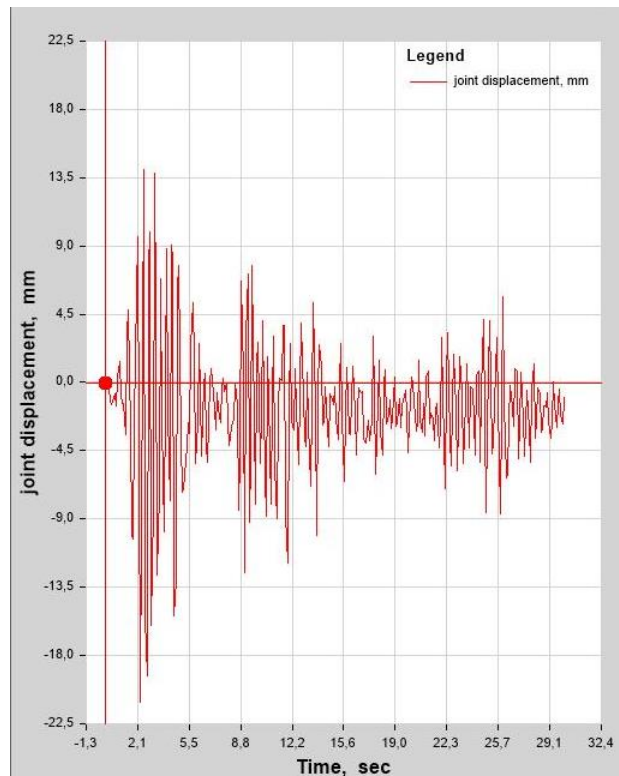
Δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις όμως τα κτίρια αντέχουν και δεν καταρρέουν. Επίσης παρατηρούνται μεγάλες μετατοπίσεις και μπορεί να ελεγχθεί το ενδεχόμενο αλληλεπίδρασης μεταξύ των κτιρίων.



Σχήμα 5.80 Παραμορφωμένη κατάσταση κτιρίων στο τέλος της διέγερσης

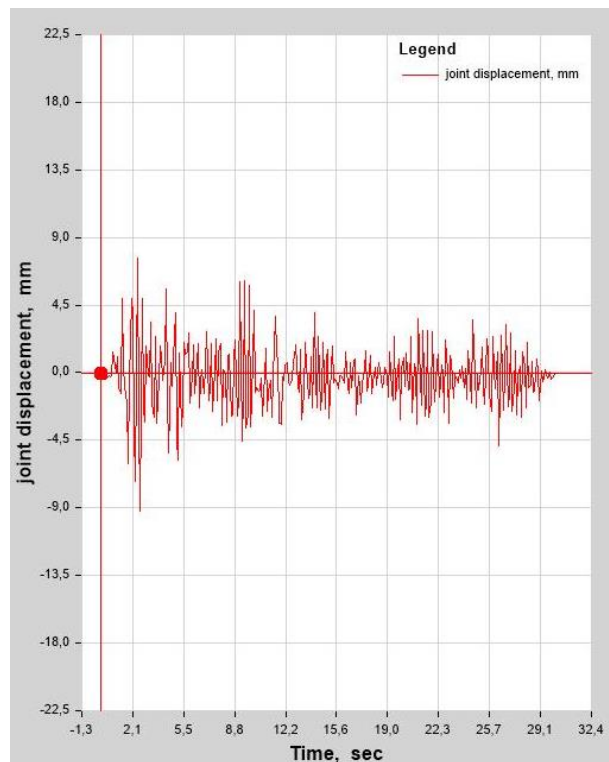
Παρουσιάζονται τα διαγράμματα μετατοπίσεων των κτιρίων και οι αντίστοιχες μέγιστες μετατοπίσεις.

Κτίριο 1: $u_{y\max} = -18,3\text{mm}$ ($u_{x\max} = 1,636\text{mm}$)



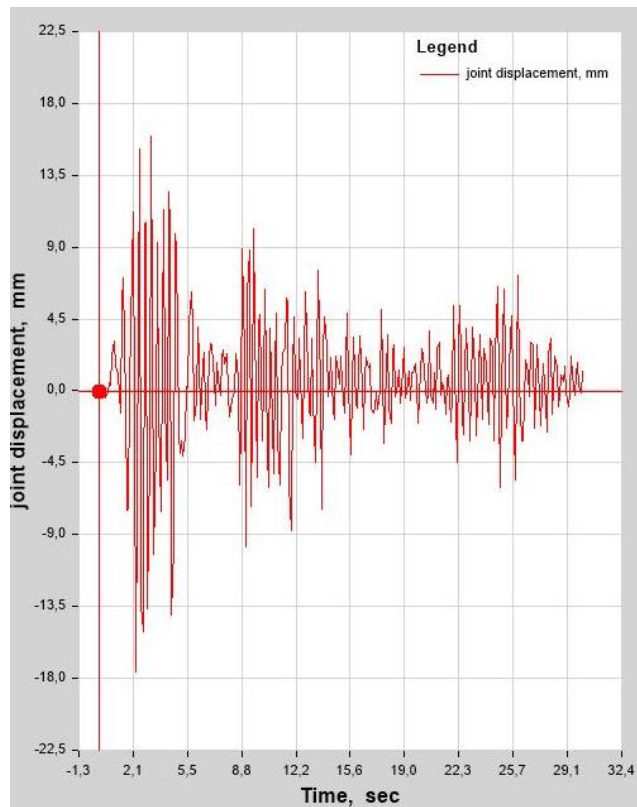
Σχήμα 5.81 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιοστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση Y

Κτίριο 2: $u_{y\max} = 7,9\text{mm}$ ($u_{x\max} = 1.510\text{mm}$)



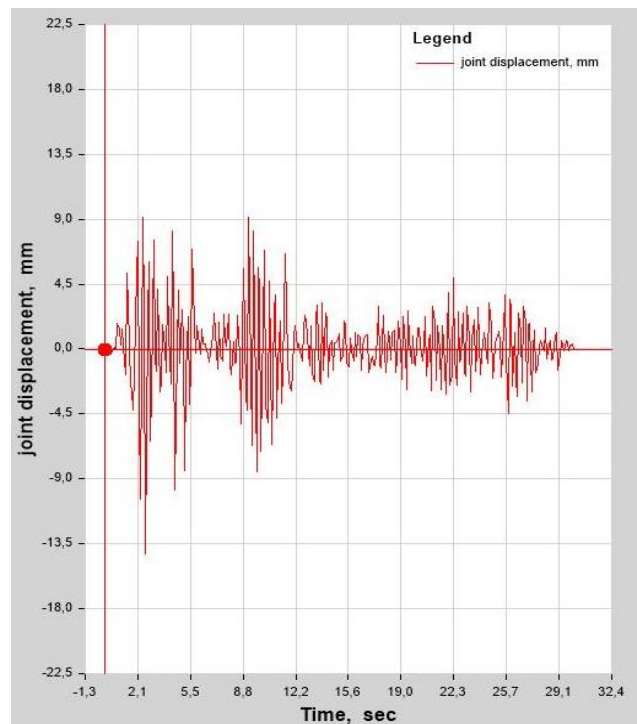
Σχήμα 5.82 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιοστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση Y

Κτίριο 3: $u_{\max}=16,1\text{mm}$ ($u_{x\max}=0.253\text{mm}$)



Σχήμα 5.83 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση Y

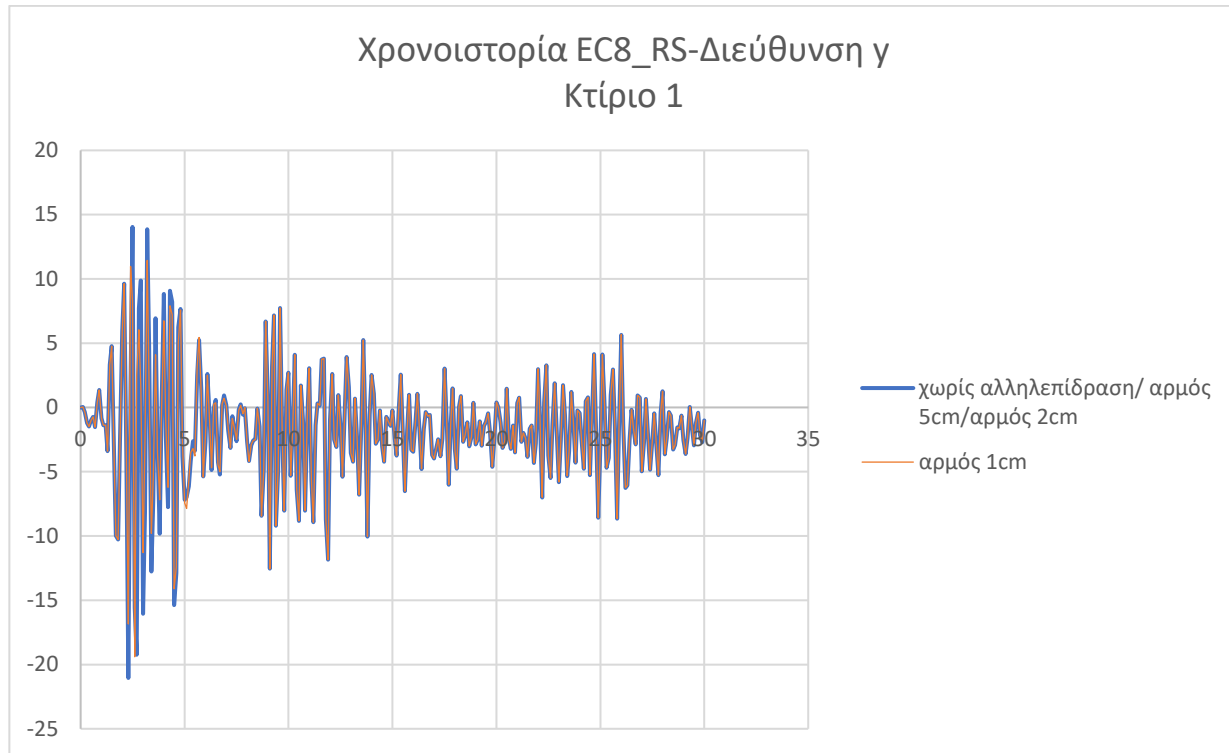
Κτίριο 4: $u_{\max}=8.508\text{mm}$ ($u_{x\max}=0.260\text{mm}$)



Σχήμα 5.84 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία αντίστοιχη του φάσματος σχεδιασμού (EC8)- Διεύθυνση Y

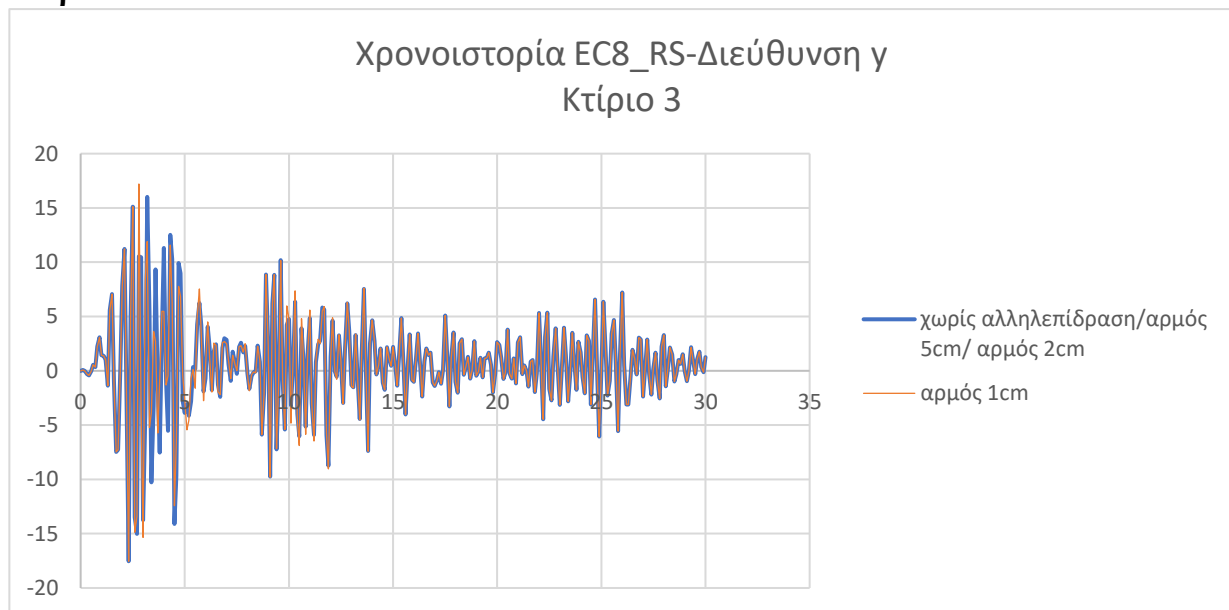
Για τον έλεγχο της αλληλεπίδρασης μεταξύ των κτιρίων σχεδιάζονται συγκριτικά διαγράμματα απόκρισης μετατοπίσεων για το κάθε κτίριο για κάθε ενδεχόμενο αλληλεπίδρασης· δηλαδή οι περιπτώσεις όπου δεν υπάρχει καθόλου αλληλεπίδραση (ανάλυση κάθε κτιρίου σε ξεχωριστό προσομοίωμα), ο αρμός να είναι 5cm (πραγματική κατάσταση), ο αρμός να είναι 2cm και ο τέλος αρμός να είναι 1cm.

Κτίριο 1



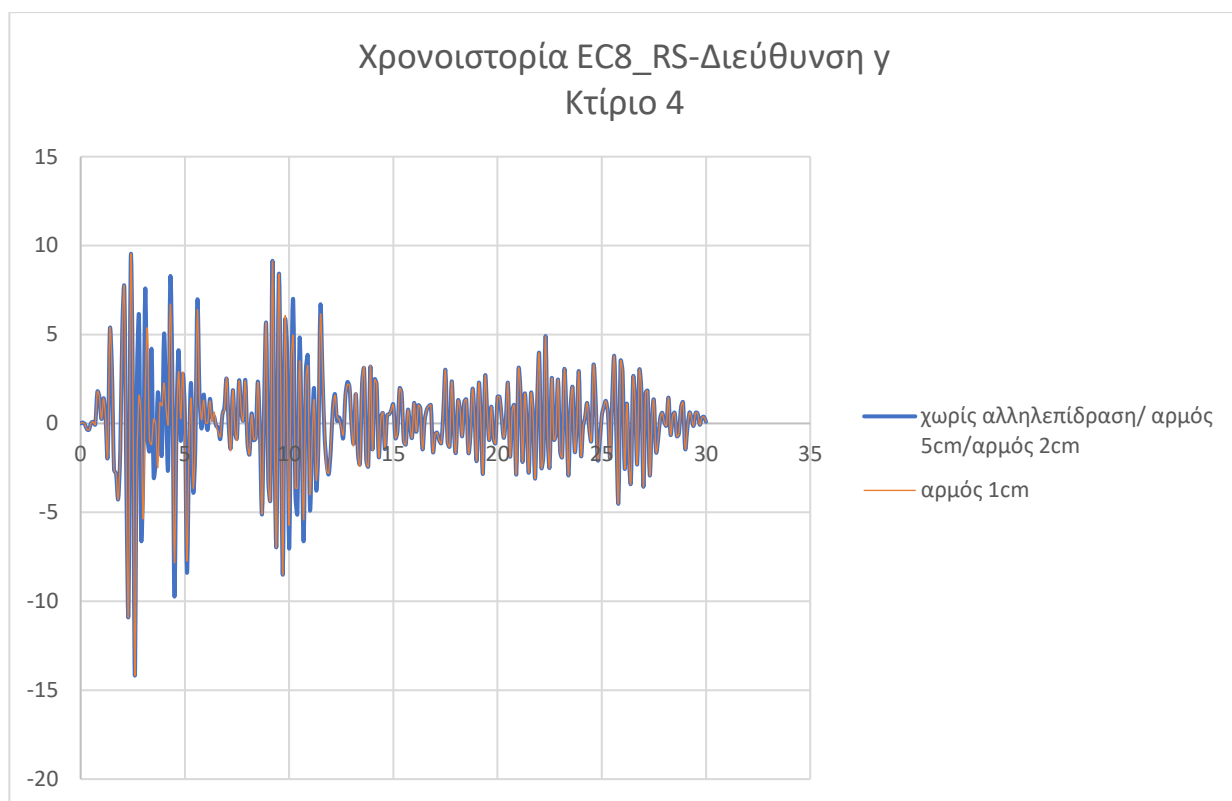
Σχήμα 5.85 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 1

Κτίριο 3



Σχήμα 5.86 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 3

Κτίριο 4



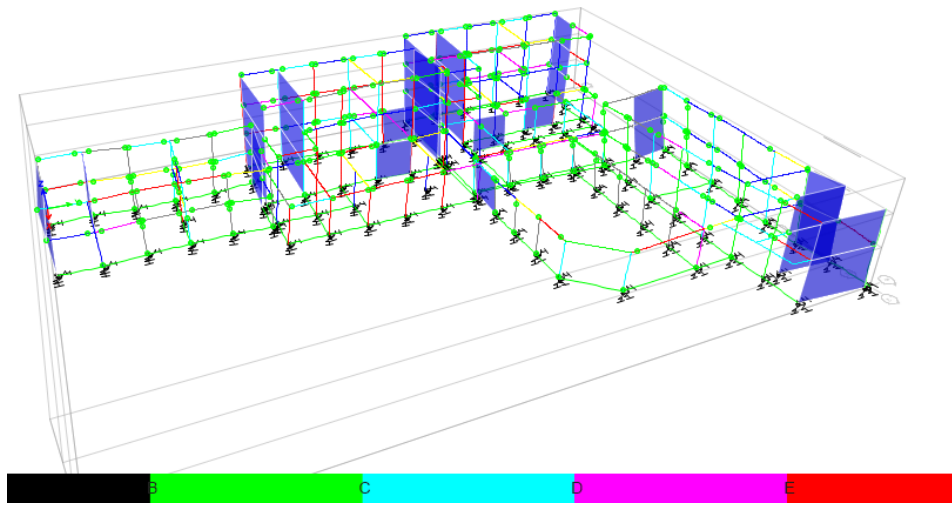
Σχήμα 5.87 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 4

Παρατηρείται ότι οι περιπτώσεις χωρίς αλληλεπίδραση, με αρμό 5cm και με αρμό 2cm δίνουν ίδιες αποκρίσεις. Όμως, στην περίπτωση που ελέγχεται αρμός 1 cm υπάρχει επαφή μεταξύ των κτιρίων που προκαλεί μικρές ανεπαίσθητες αλλαγές στις μετατοπίσεις των κτιρίων. Όσον αφορά τις τέμνουσες των υποστυλωμάτων, μεταβάλλονται ελάχιστα. Για παράδειγμα, η τέμνουσα ακραίου υποστυλώματος K10 του κτιρίου 4 αυξάνεται από 61,45 kN σε 61,56 kN.

Επίσης ενώ και στις δύο φορτίσεις, δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις, τα κτίρια εμφανίζουν μεγάλα περιθώρια αντοχής και συνεπώς, μπορεί να θεωρηθεί ότι επιβεβαιώνονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων, που έδειξαν ότι οι κατασκευές επιτελούν τους στόχους σύμφωνα με τον κανονισμό.

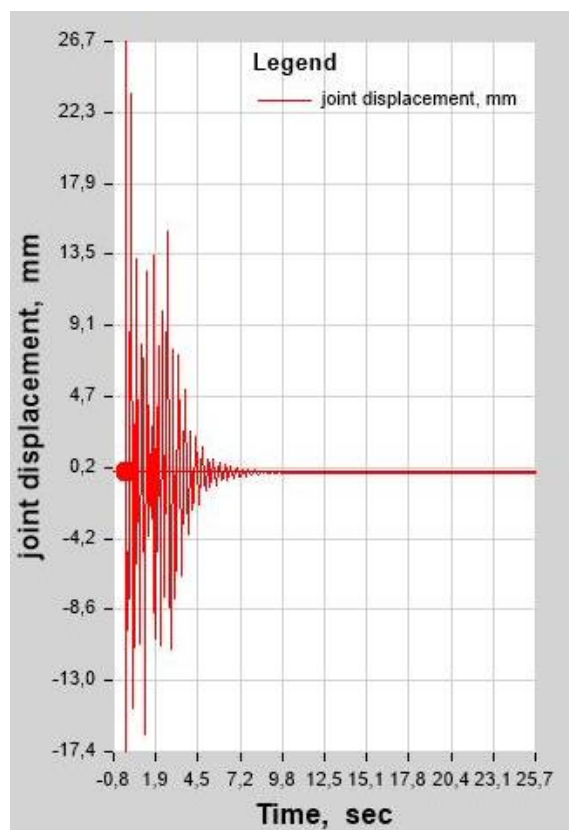
5.4.4 Σταθερό πλάτος επιτάχυνσης: $a=0,3g$, Περίοδος: 0,25s, αριθμός κύκλων: 10 (διάρκεια: 2,5s)

Ο σεισμός έχει σταθερή περίοδο, που είναι κοντά στις τιμές των δεσπόζουσων ιδιοπεριόδων στην Y διεύθυνση των κτιρίων 1,3 και 4 ($T_{κτιριου1} = 0,278s$, $T_{κτιριου3} = 0,265s$, $T_{κτιριου4} = 0,261s$). Μπορεί να χαρακτηριστεί οριακός για το σύνολο της μονάδας γιατί δίνει μετατοπίσεις κοντά σε αυτές των pushover αναλύσεων, χωρίς κανένα από τα τρία κτίρια, που εξετάζονται για αλληλεπίδραση, να καταρρέει. Παρακάτω, παρουσιάζονται οι αποκρίσεις μετατοπίσεων των κτιρίων 1,3 και 4 στην Y διεύθυνση, όπου εξετάζεται η αλληλόδραση και τα συγκριτικά διαγράμματα περιπτώσεων σύνδεσης.

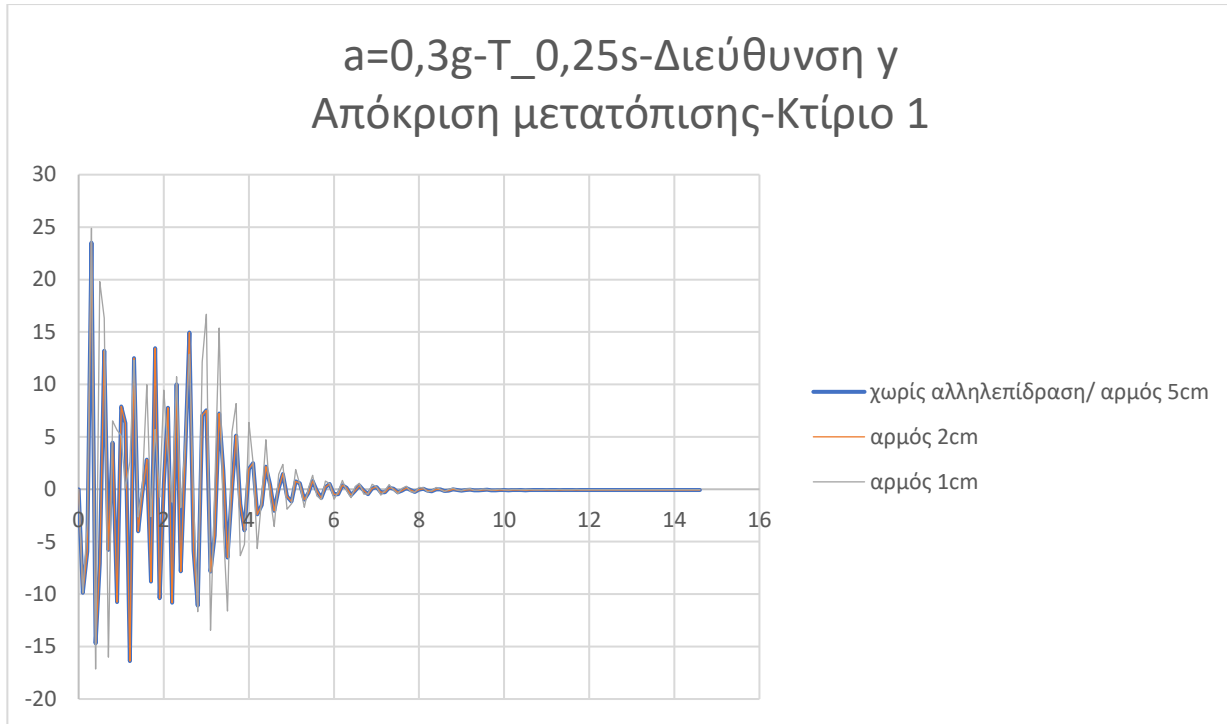


Σχήμα 5.88 Παραμορφωμένη κατάσταση κτιρίων στο τέλος της διέγερσης

Κτίριο 1 $u_{max}=23,51\text{mm}$

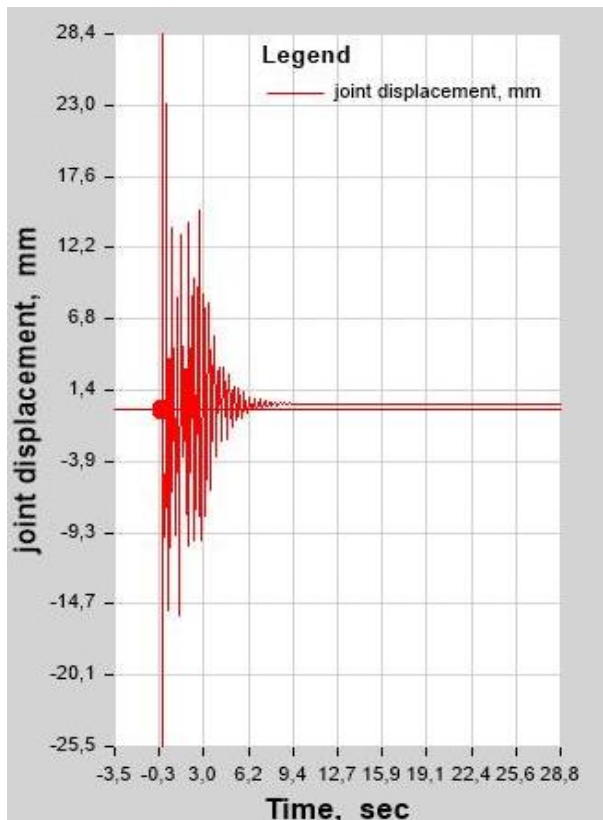


Σχήμα 5.89 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία με $a=0,3g$, $T:0,25s$ και διάρκεια: $2,5s$

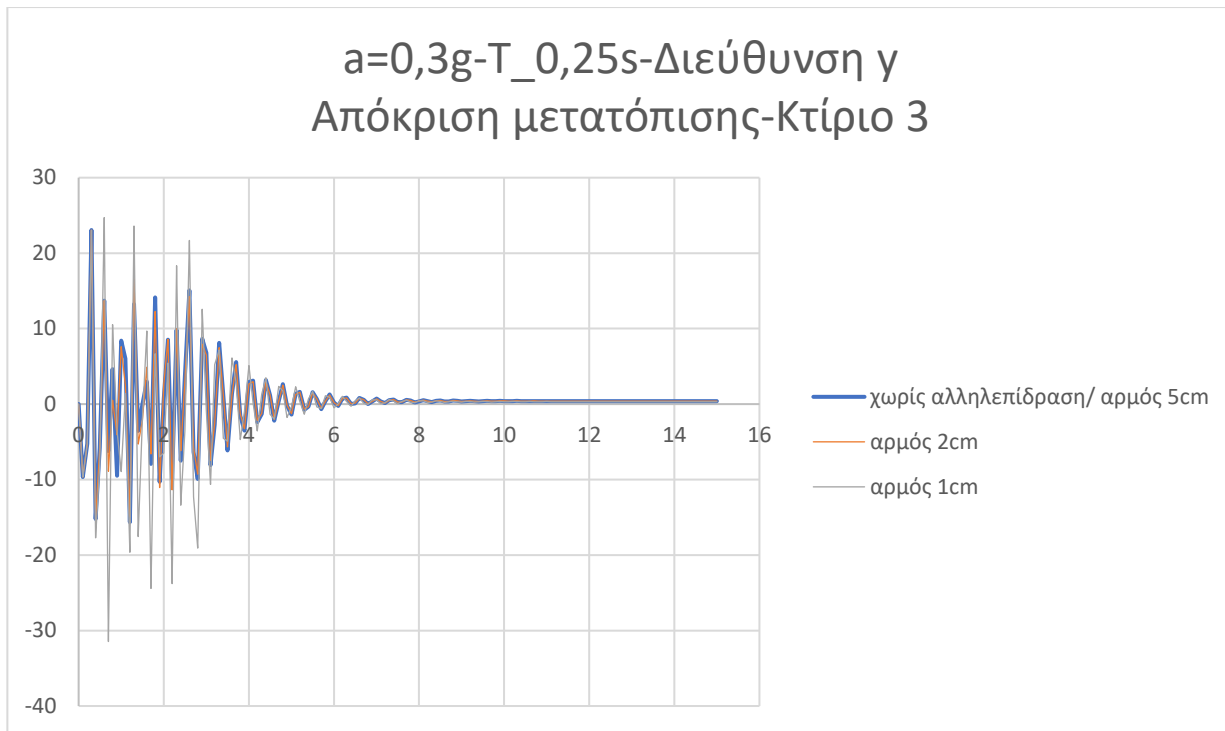


Σχήμα 5.90 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 1

Κτίριο 3 $u_{\max}=23,06\text{mm}$

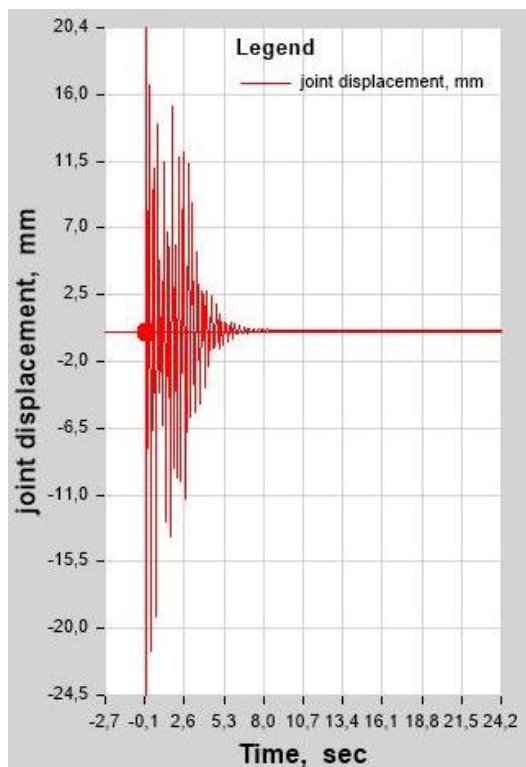


Σχήμα 5.91 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία με $a=0,3g$, $T:0,25s$ και διάρκεια: $2,5s$

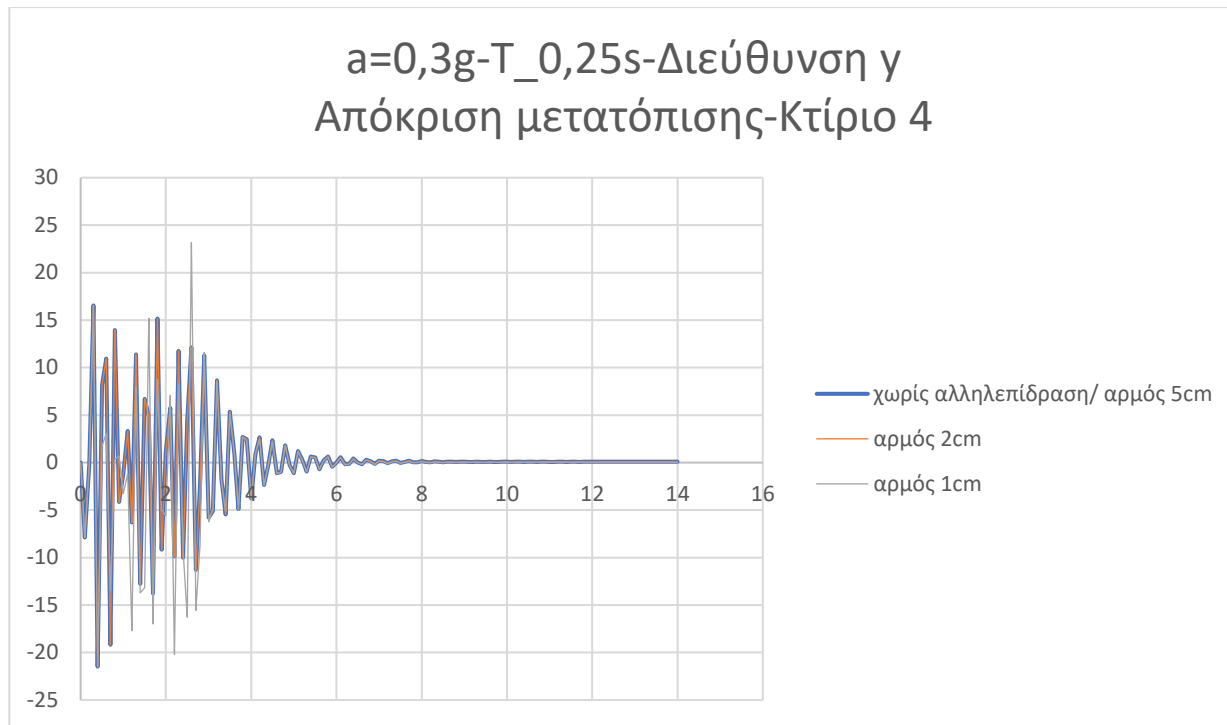


Σχήμα 5.92 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 3

Κτίριο 4 $u_{max}=-21,48mm$



Σχήμα 5.93 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 4 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία με $a=0,3g$, $T:0,25s$ και διάρκεια: $2,5s$



Σχήμα 5.94 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 4

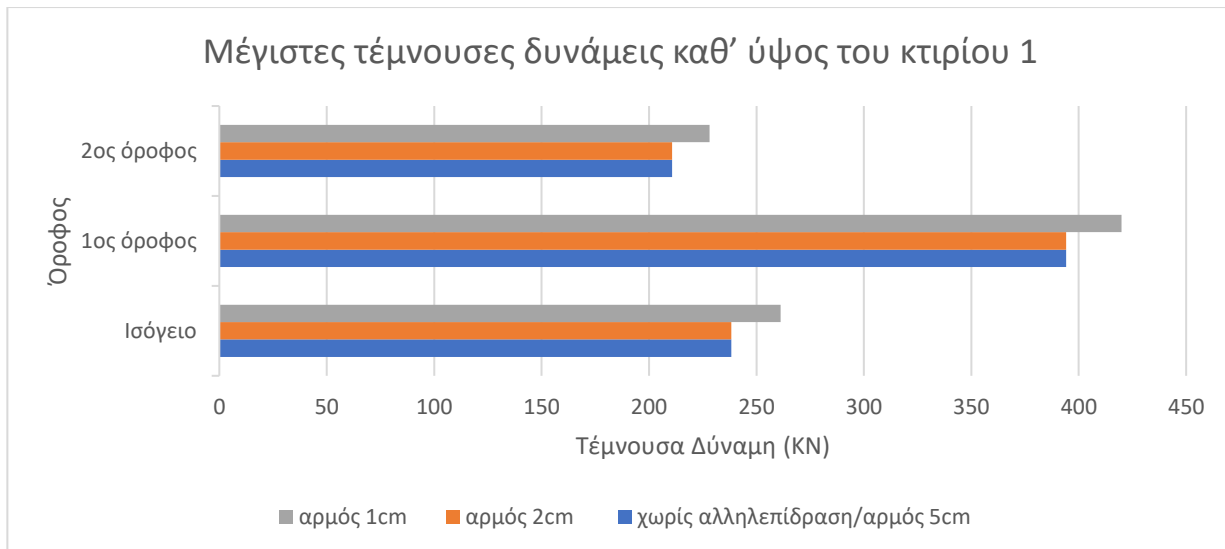
Παρατηρείται ότι στις περιπτώσεις αρμού 5 και 2 cm, δεν υπάρχει επαφή καθώς οι αποκρίσεις είναι ίδιες με αυτές των προσομοιωμάτων, όπου τα κτίρια αναλύονται μόνα τους. Ενώ στην περίπτωση του αρμού 1cm, διαπιστώνεται επαφή οι αλλαγές είναι μεγάλες.

Σε επίπεδο τεμνουσών δυνάμεων, στο κτίριο 1 (ακραίο τριώροφο) στα ακραία υποστυλώματα που συντρέχουν τους κόμβους επαφής παρατηρείται αύξηση, πχ στο K9 από 81,15 KN (χωρίς επαφή, αρμός 5 και 2cm) σε 133,61KN (αρμός 1cm). Όπως και στα ενδιάμεσα όπου η τέμνουσα αυξάνεται στο K2 από 84,14KN σε 120,8426KN.

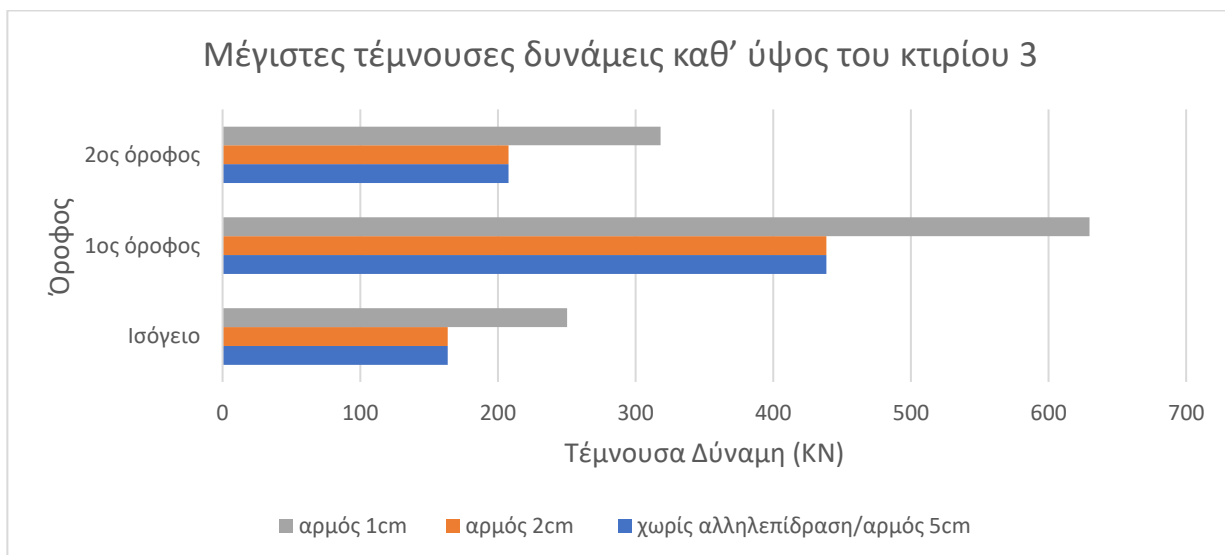
Στο κτίριο 3(ενδιάμεσο τριώροφο) στα ακραία υποστυλώματα, παρατηρείται αύξηση, πχ στο K13 από 14,29 KN (χωρίς επαφή, αρμός 5 και 2cm) σε 17,2932KN (αρμός 1cm). Όπως και στα ενδιάμεσα όπου η τέμνουσα αυξάνεται στο K2 από 91,88KN σε 99,94KN.

Τέλος στο κτίριο 4(ακραίο διώροφο), τα αντίστοιχα αποτελέσματα είναι ότι στο ακραίο K10 από 124,47KN (χωρίς επαφή, αρμός 5 και 2cm) σε 139,1855KN (αρμός 1cm). Στα ενδιάμεσα, επίσης η τέμνουσα αυξάνεται, πχ στο K7 από 144,1528KN σε 196,0052KN.

Ποσοστιαία οι μεταβολές είναι όμοιες σε όλα τα υποστυλώματα των κτιρίων.



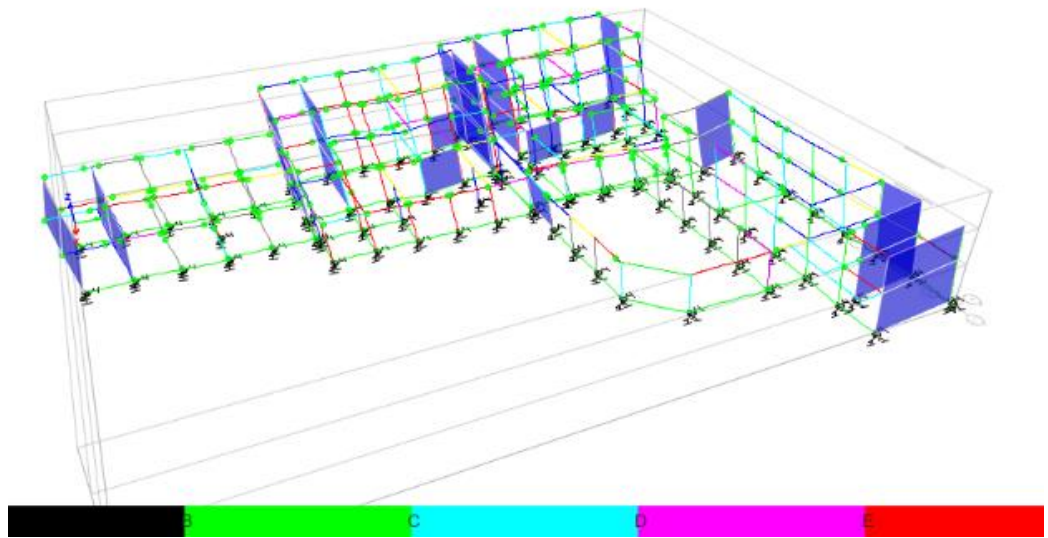
Σχήμα 5.95 Μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις καθ' ύψος του κτιρίου 1 (ακραίο κτίριο) - $a=0,3g-T_{0,25s}$



Σχήμα 5.96 Μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις καθ' ύψος του κτιρίου 3 (ενδιάμεσο κτίριο) - $a=0,3g-T_{0,25s}$

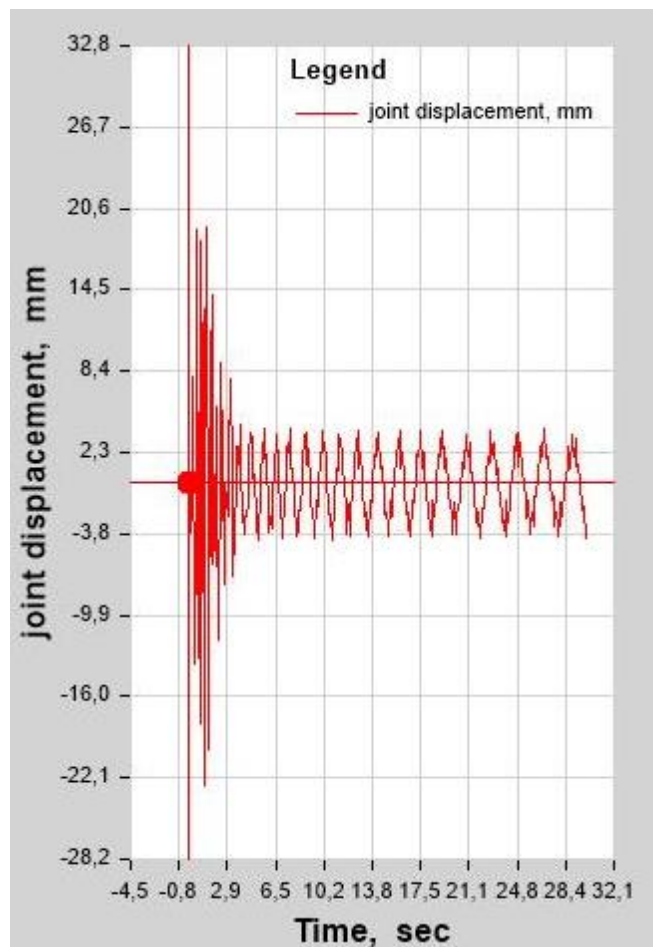
5.4.4.5 Χρονοιστορία με σταθερό πλάτος επιτάχυνσης: $a=0,05g$ και ομαλά μεταβαλλόμενη περίοδο ('λευκός ήχος')

Εξετάζεται η περίπτωση σεισμικής δράσης όπου η περίοδος μεταβάλλεται ομαλά, με σκοπό κάθε κατασκευή να συντονιστεί, όταν η ιδιοπερίοδος είναι ίση με την περίοδο του σεισμού και αυτό συμβαίνει σε διαφορετικές χρονικές στιγμές για την κάθε μια. Έτσι είναι σίγουρο ότι τα κτίρια είναι σε διαφορετική φάση και αυξάνεται η πιθανότητα επαφής. Αυτό δεν είναι τόσο φανερό στην ανάλυση του συγκεκριμένου κτιρίου, καθώς τα γειτονικά κτίρια έχουν παρόμοιες ιδιοπεριόδους μεταξύ τους. Ο σεισμός δίνει μετατοπίσεις κοντά σε αυτές των pushover αναλύσεων, χωρίς κανένα από τα τρία κτίρια, που εξετάζονται για αλληλεπίδραση, να καταρρέει. Παρακάτω, παρουσιάζονται οι αποκρίσεις μετατοπίσεων των κτιρίων 1,3 και 4 στην Y διεύθυνση, όπου εξετάζεται η αλληλόδραση και τα συγκριτικά διαγράμματα περιπτώσεων σύνδεσης.

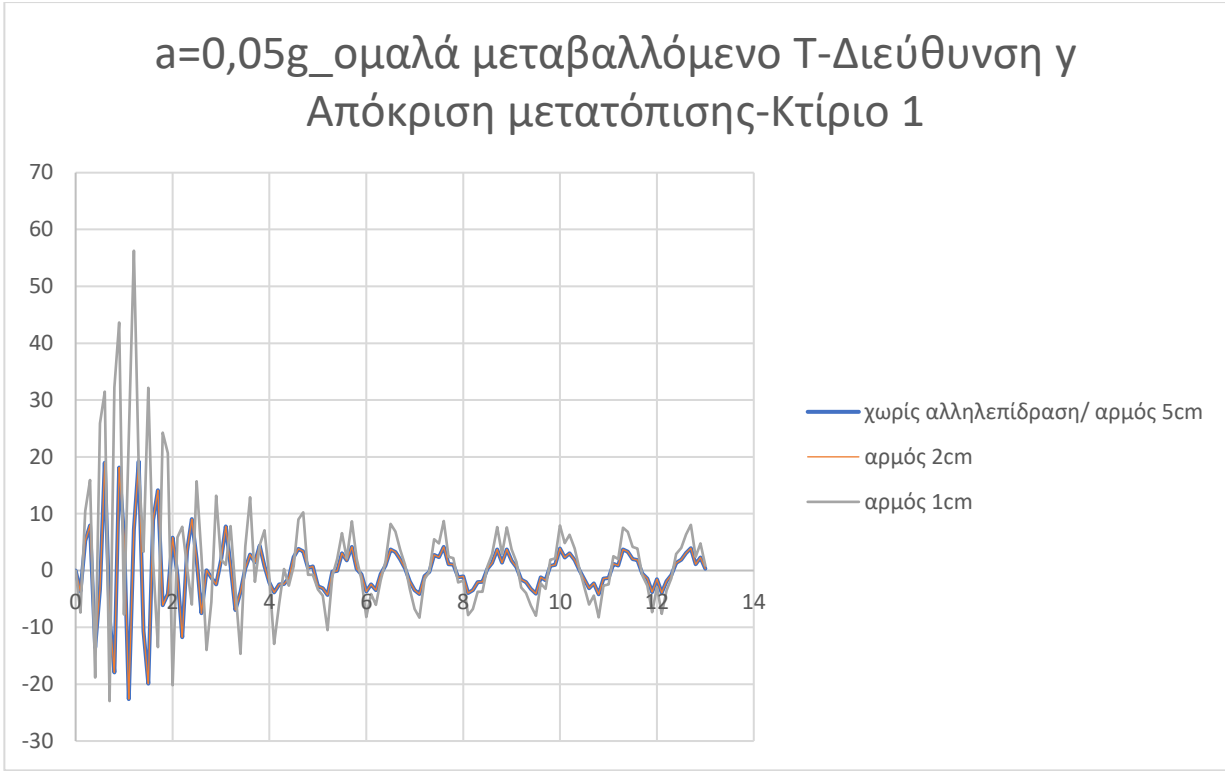


Σχήμα 5.97 Παραμορφωμένη κατάσταση κτιρίων στο τέλος της διέγερσης

Κτίριο 1 $u_{max} = -22,62\text{mm}$

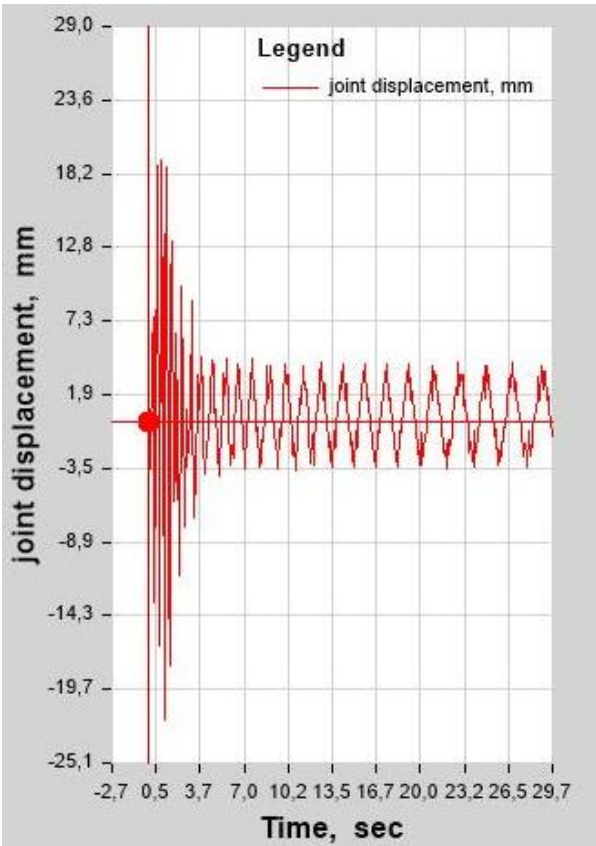


Σχήμα 5.98 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία με $a=0,05g$ και ομαλά μεταβαλλόμενη ιδιοπερίοδο.

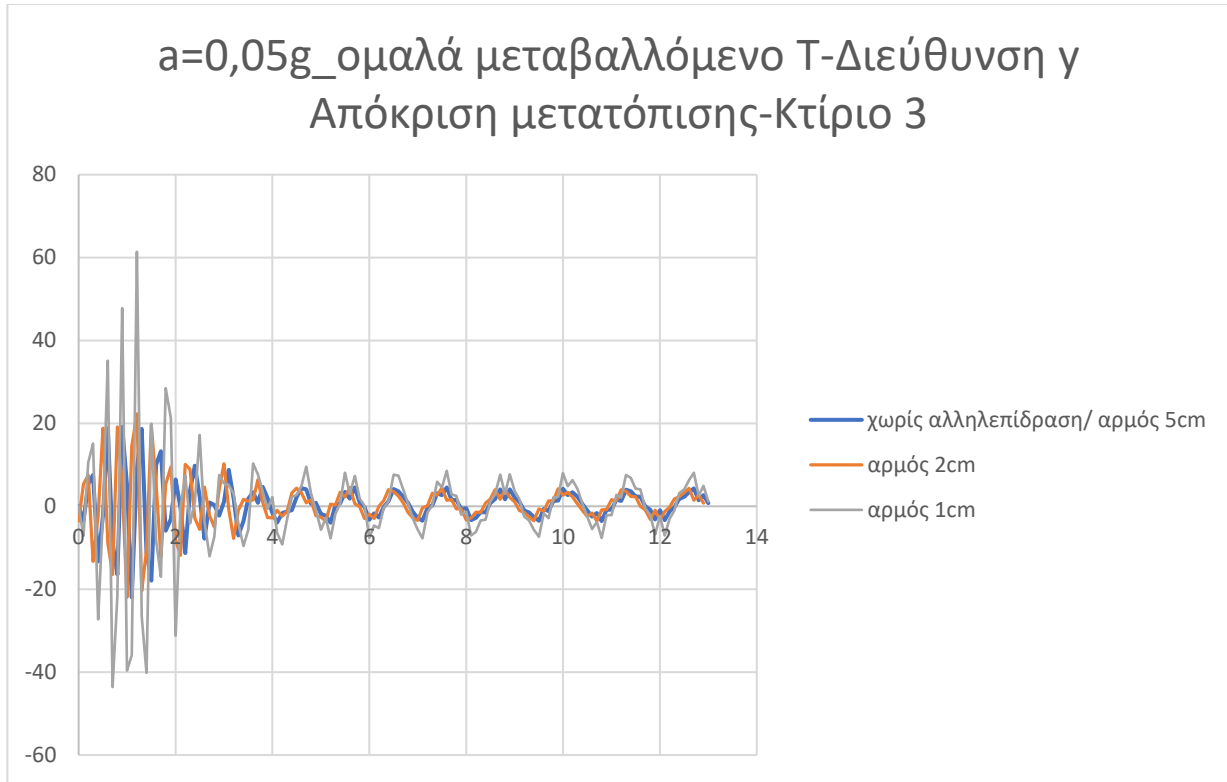


Σχήμα 5.99 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 1

Κτίριο 3 $u_{max}=-21,97\text{mm}$

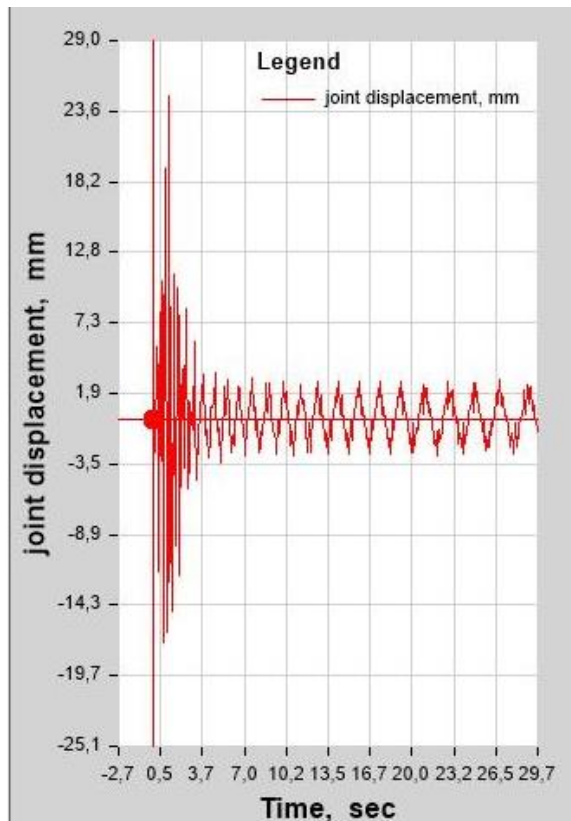


Σχήμα 5.100 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία με $a=0,05g$ και ομαλά μεταβαλλόμενη ιδιοπερίοδο.



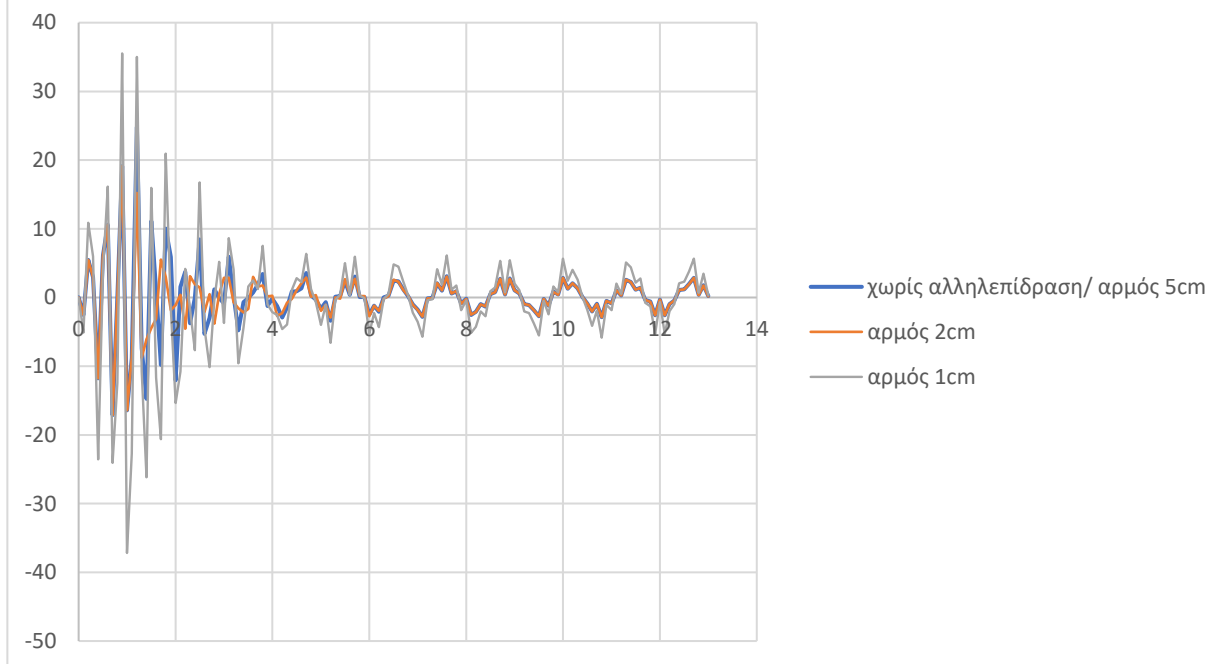
Σχήμα 5.101 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 3

Κτίριο 4 $u_{max}=24,80mm$



Σχήμα 5.102 Διάγραμμα μετατοπίσεων οροφής Κτιρίου 1 κατά την δυναμική ανάλυση με χρονιστορία με $a=0,05g$ και ομαλά μεταβαλλόμενη ιδιοπερίοδο.

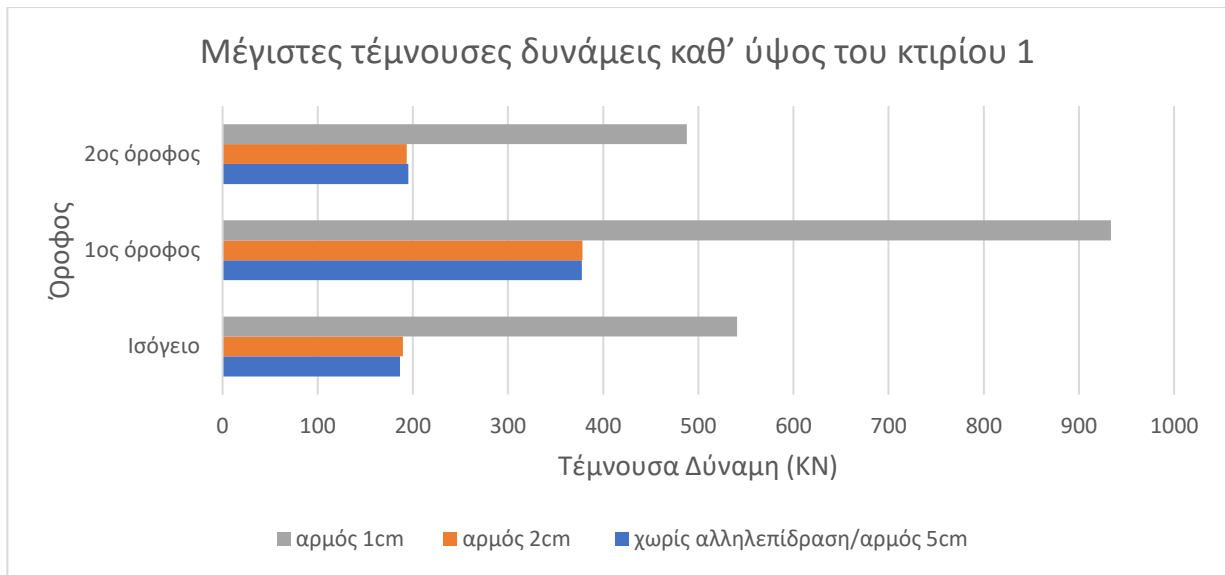
$a=0,05g$ _ομαλά μεταβαλλόμενο T-Διεύθυνση γ
Απόκριση μετατόπισης-Κτίριο 4



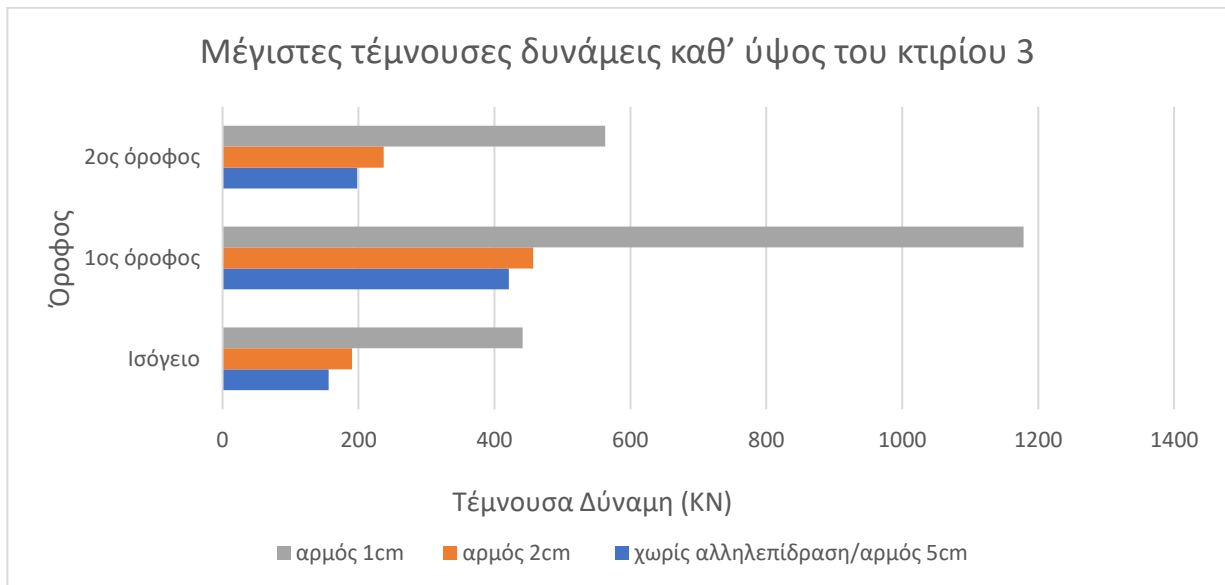
Σχήμα 5.103 Συγκριτικό διάγραμμα αποκρίσεων αναλόγως το μήκος του αρμού- Κτίριο 4

Παρατηρείται ότι τα προσομοιώματα που ελέγχουν κάθε κτίριο ξεχωριστά και αυτό με τον αρμό 5cm δίνουν ακριβώς ίδιες αποκρίσεις και για τα 3 κτίρια. Στην περίπτωση που ελέγχεται αρμός 2 cm υπάρχει επαφή μεταξύ των κτιρίων που προκαλεί μικρές αλλαγές στις μετατοπίσεις των κτιρίων. Οι αλλαγές αυτές σε μερικές περιπτώσεις φαίνονται να είναι ευμενείς, αφού παρατηρείται απόσβεση σε κάποια σημεία και αυτό είναι αντικείμενο περαιτέρω διερεύνησης. Ενώ στην περίπτωση του αρμού 1cm οι αλλαγές είναι πολύ μεγαλύτερες και καθιστούν το πλάτος του 1cm καθόλα ανεπαρκές και επικίνδυνο για την συγκεκριμένη κτιριακή μονάδα.

Όσον αφορά τις τέμνουσες δυνάμεις, αξίζει να παρατηρηθεί η μεταβολή του μεγέθους αυτού, καθ' ύψος των κατασκευών, κυρίως για το κτίριο 1 και το κτίριο 3.



Σχήμα 5.104 Μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις καθ' ύψος του κτιρίου 1 (ακραίο κτίριο) - $\alpha=0,05g$ _μεταβαλλόμενο T

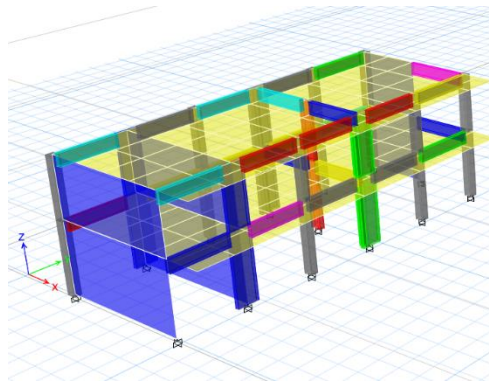


Σχήμα 5.105 Μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις καθ' ύψος του κτιρίου 3 (ενδιάμεσο κτίριο) - $\alpha=0,05g$ _μεταβαλλόμενο T

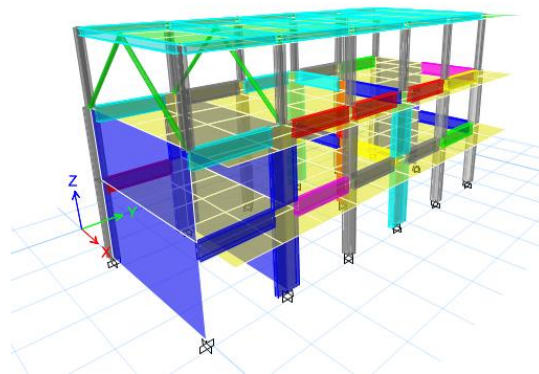
Κεφάλαιο 6: Μελέτη προσθήκης επιπλέον μεταλλικού ορόφου

Εξετάζεται η δυνατότητα προσθήκης επιπλέον ορόφου. Αυτό γίνεται ενδεικτικά στο κτίριο 4, που είναι διόροφο και αποδείχθηκε ότι έχει μεγάλη ικανότητα έναντι σεισμού. Ο επιπλέον όροφος επιλέγεται να γίνει μεταλλικός, λόγω ευκολίας κατασκευής και επειδή θα δημιουργήσει λιγότερα επιπλέον φορτία στους υπάρχοντες ορόφους. Η πλάκα που θα κατασκευαστεί, θα είναι σύμμεικτη, όμως η μελέτη της δεν θα πραγματοποιηθεί στην παρούσα εργασία, αλλά θα ληφθούν υπόψη τα φορτία της και η διαφραγματικής της λειτουργία. Πάνω από τα τα διατμητικά τοιχεία μήκους 8m στην X Διεύθυνση, προτείνεται να μπουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ, ώστε να διατηρηθεί ομαλή η κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος.

Οι διατομές επιλέγονται αρχικά με βάση τον συνδυασμό $1,35G + 1,5Q$ και στην συνέχεια γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση με υπερπροωθητική μέθοδο pushover. Επιλέγεται στόχος B1, που σημαίνει ότι η πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών είναι 10% και η στάθμη επιτελεστικότητας είναι «Σημαντικές Βλάβες». Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επειδή η πιθανότητα υπέρβασης εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών είναι 10% λαμβάνεται υπόψη ολόκληρη η σεισμική δράση του ΕΚ 8-1.



Σχήμα 6.1 Αρχική κατάσταση Κτιρίου 4



Σχήμα 6.2 Πρόταση προσθήκης επιπλέον ορόφου

Υλικά

Χάλυβας S355 με $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ και $E = 210000 \text{ MPa}$

Φορτία

- Μόνιμα φορτία: Τα ίδια βάρη των διατομών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Στην πλάκα ορίζεται επιφανειακό φορτίο $g = 5,0 \text{ KN/m}^2$
- Πρόσθετα μόνιμα: $g' = 3,0 \text{ KN/m}^2$ στην οροφή
- Κινητά: $q = 3,0 \text{ KN/m}^2$ στην οροφή

Διατομές

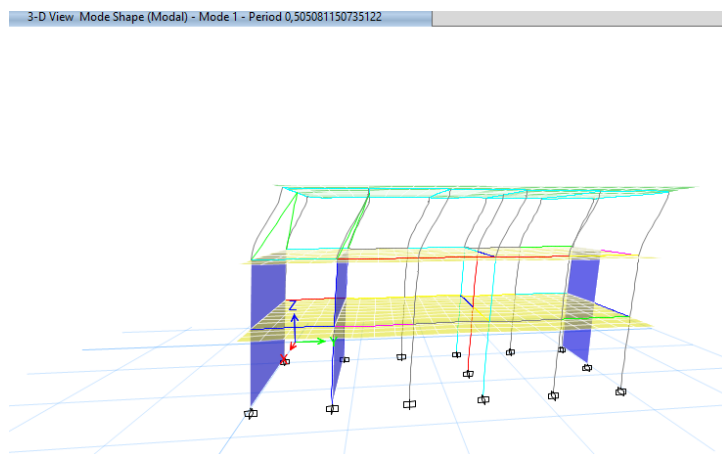
Επιλέγονται οι διατομές HEA300 για τα υποστυλώματα και IPE300 για τις δοκούς και στις δύο διευθύνσεις. Στους συνδέσμους δυσκαμψίας οι διατομές είναι TUBO

152,4X4 (Στο etabs στις διατομές euro δεν υπάρχουν οι CHS, που υπάρχουν στην Ελλάδα, αλλά είναι αντίστοιχες).

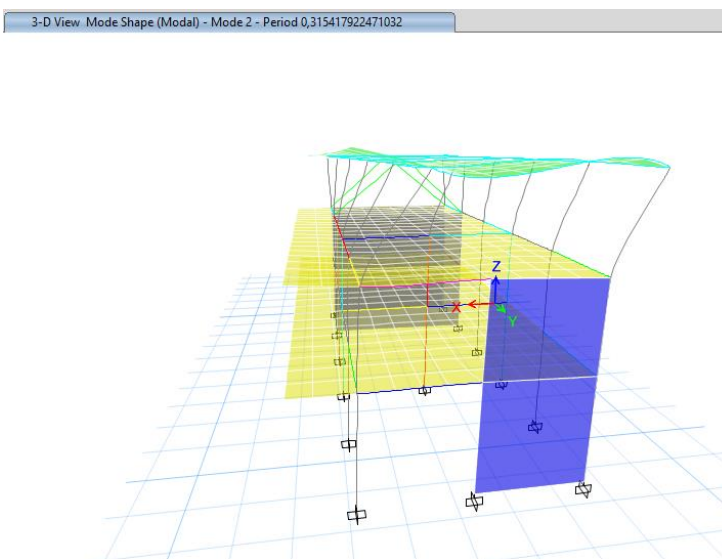
Ιδιομορφές

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,505	0,0008	0,5322	0	0,0008	0,5322	0	0,4014	0,0009	0,0022	0,4014	0,0009	0,0022
Modal	2	0,315	0,2428	0,0043	0	0,2436	0,5365	0	0,0006	0,3028	0,1355	0,402	0,3036	0,1377
Modal	3	0,225	0,0011	0,3773	0	0,2447	0,9138	0	0,1527	0,0004	0,0002	0,5547	0,3041	0,1378
Modal	4	0,136	0,1813	1,04E-05	0	0,426	0,9138	0	0,0002	0,1528	0,1983	0,5549	0,4569	0,3362
Modal	5	0,104	0,296	0,0005	0	0,7219	0,9143	0	0,0004	0,0502	0,216	0,5553	0,5071	0,5522
Modal	6	0,075	0,0004	0,0539	0	0,7224	0,9682	0	0,2788	0,0001	1,6E-05	0,8342	0,5073	0,5522
Modal	7	0,05	0,1913	3,93E-06	0	0,9137	0,9682	0	1,78E-06	0,0447	0,3241	0,8342	0,552	0,8763
Modal	8	0,034	0,0407	1,63E-05	0	0,9544	0,9683	0	0,0001	0,193	0,0327	0,8343	0,745	0,909
Modal	9	0,019	0,0138	2,31E-06	0	0,9683	0,9683	0	1,24E-05	0,0893	0,0338	0,8343	0,8343	0,9428
Modal	10	0,003	0	0	0	0,9683	0,9683	0	0	0	0	0,8343	0,8343	0,9428
Modal	11	0,003	0	0	0	0,9683	0,9683	0	0	0	0	0,8343	0,8343	0,9428
Modal	12	0,003	0	0	0	0,9683	0,9683	0	0	0	0	0,8343	0,8343	0,9428

Πίνακας 6.1 Ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφικές μάζες 12 πρώτων ιδιομορφών Κτιρίου



Σχήμα 6.3 Ιδιομορφή 1- $T=0,505s$

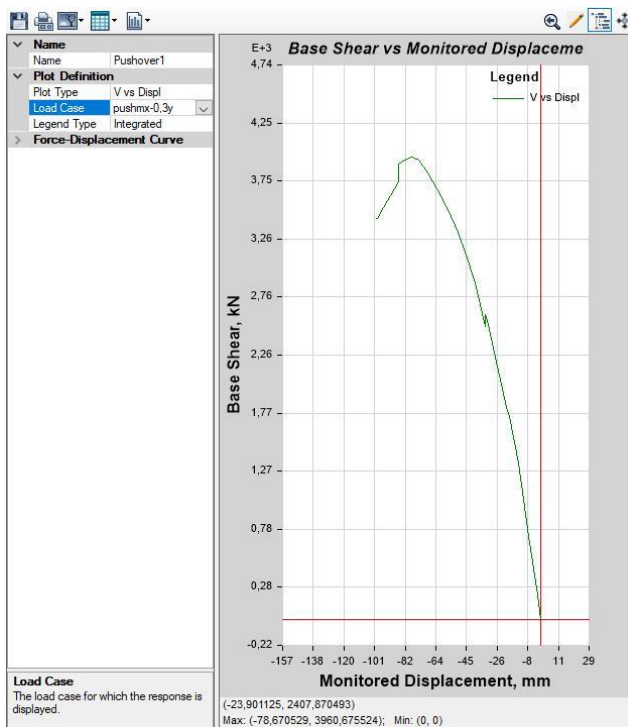


Σχήμα 6.4 Ιδιομορφή 2- $T=0,3154s$

Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις

Διεύθυνση X

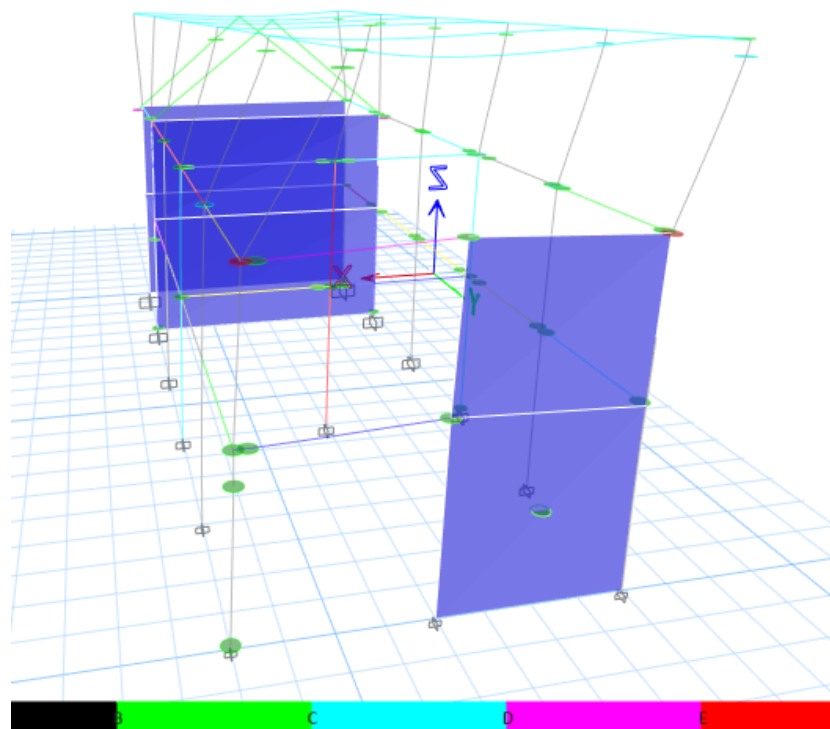
Με την ίδια διαδικασία που πραγματοποιήθηκε κατά την αποτίμηση, κατασκευάζεται η νέα καμπύλη ικανότητας κατά την Διεύθυνση X.



Σχήμα 6.5 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 4 για τον συνδυασμό X-0,3Y με ιδιομορφική κατανομή

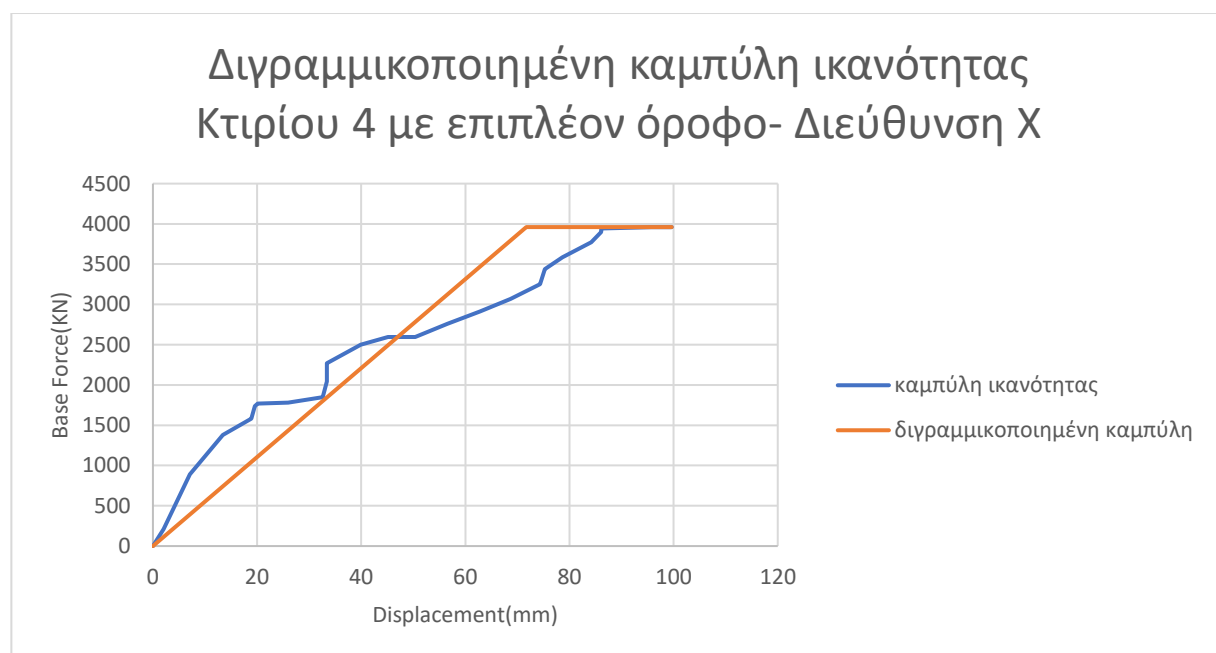
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Di	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	170	0	0	0	0	170	0	0	0	170
1	-2,08	211,9474	169	1	0	0	0	170	0	0	0	170
2	-7,08	717,8557	168	2	0	0	0	169	1	0	0	170
3	-13,431	1343,067	163	7	0	0	0	163	7	0	0	170
4	-18,919	1738,289	156	14	0	0	0	159	11	0	0	170
5	-19,559	1768,974	155	15	0	0	0	157	13	0	0	170
6	-20,11	1780,551	154	16	0	0	0	157	13	0	0	170
7	-25,959	2126,591	151	19	0	0	0	154	16	0	0	170
8	-32,583	2556,45	144	26	0	0	0	150	20	0	0	170
9	-33,421	2608,769	144	24	2	0	0	147	23	0	0	170
10	-33,422	2510,393	144	24	1	1	0	145	25	0	0	170
11	-39,896	2880,197	139	29	1	1	0	140	30	0	0	170
12	-45,172	3117,952	132	36	1	1	0	140	30	0	0	170
13	-50,38	3314,951	129	39	1	1	0	134	36	0	0	170
14	-56,547	3507,161	123	45	1	1	0	128	42	0	0	170
15	-62,855	3683,095	117	51	1	1	0	123	47	0	0	170
16	-68,718	3823,062	112	56	1	1	0	118	51	1	0	170
17	-74,327	3928,183	106	62	1	1	0	113	54	3	0	170
18	-75,257	3942,986	104	63	2	1	0	111	56	2	1	170
19	-78,671	3960,676	103	63	3	1	0	109	58	1	2	170
20	-84,186	3919,517	101	65	3	1	0	108	57	1	4	170
21	-86,078	3898,368	101	62	6	1	0	107	58	1	4	170
22	-86,08	3743,057	101	62	5	2	0	106	57	3	4	170
23	-95,727	3523,2	100	62	6	2	0	105	56	3	6	170
24	-99,477	3430,993	100	59	7	2	2	105	54	3	8	170
25	-99,634	3429,12	100	59	7	2	2	105	54	3	8	170

Πίνακας 6.2 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό X-0,3Y

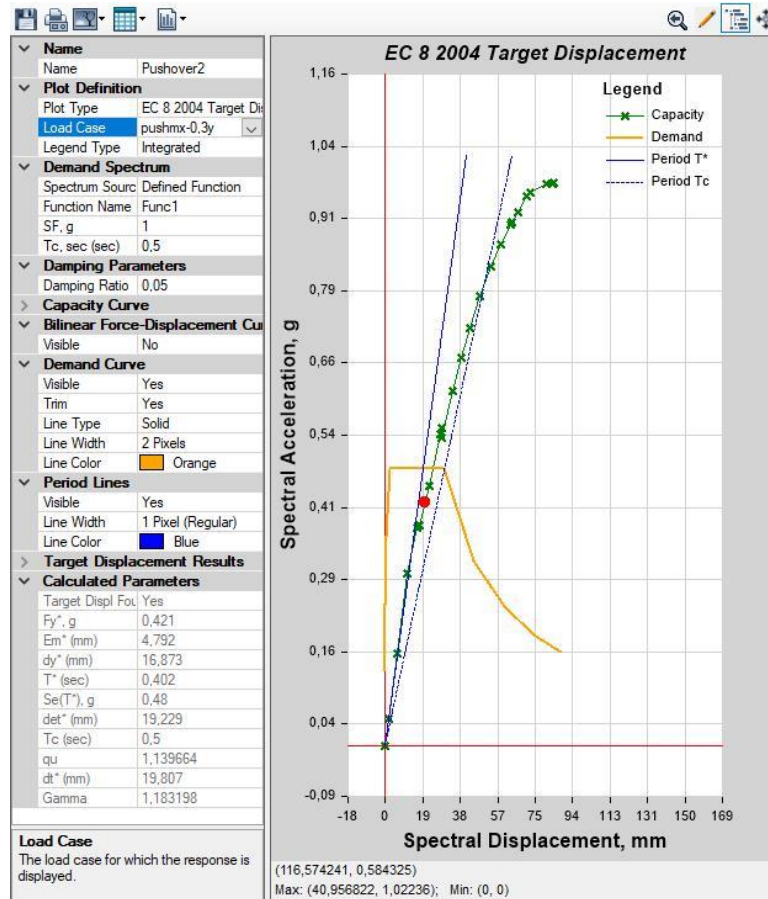


Σχήμα 6.6 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 4- Διεύθυνση x

Διγραμμικοποίηση- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 6.7 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας -Διεύθυνση X



Σχήμα 6.8 Διαγράμματα ADRS

$$\delta B = \frac{1}{2} * (dy + du) / \gamma_{RD} \quad (6.1)$$

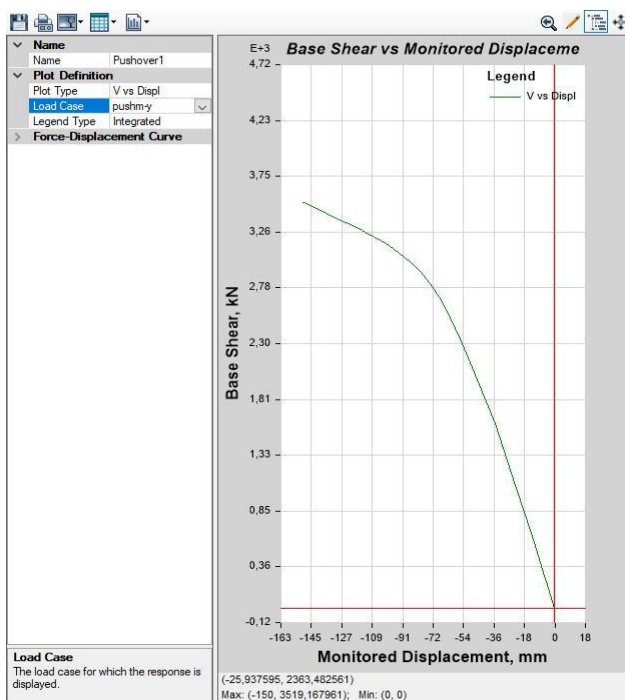
$$\delta t = c_0 * c_1 * c_2 * c_3 * \frac{T e^2}{4\pi^2} * Se(T) \quad (6.2)$$

γrd	1,4	Ke(KN/m)	48765,91
Co(Γ)	1,18	Ko(KN/m)	87924,08
C1	2,578023	R	3,2
C2	1		
C3	1		
Se(T)(m/s ²)	4,8		
T*(s)	0,402		
Te(s)	0,151731	Tc(s)	0,5
δt(m)	0,059833		
δB(m)	0,061186		

Προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετατόπιση είναι οριακά μικρότερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεσματικότητας «Σημαντικές Βλάβες». Άρα η κατασκευή επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση X.

Διεύθυνση Y

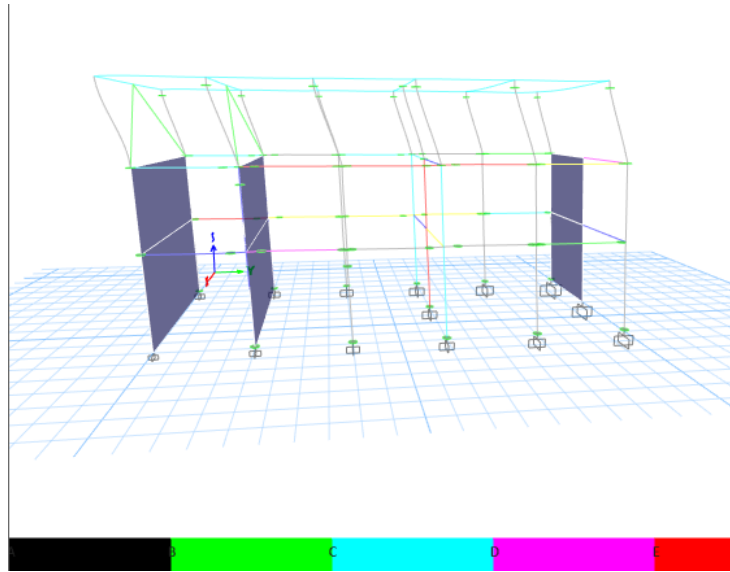
Με την ίδια διαδικασία που πραγματοποιήθηκε κατά την αποτίμηση, κατασκευάζεται η νέα καμπύλη ικανότητας κατά την Διεύθυνση Y.



Σχήμα 6.9 Καμπύλη αντίστασης Κτιρίου 4 για τον συνδυασμό -Y με ιδιομορφική κατανομή

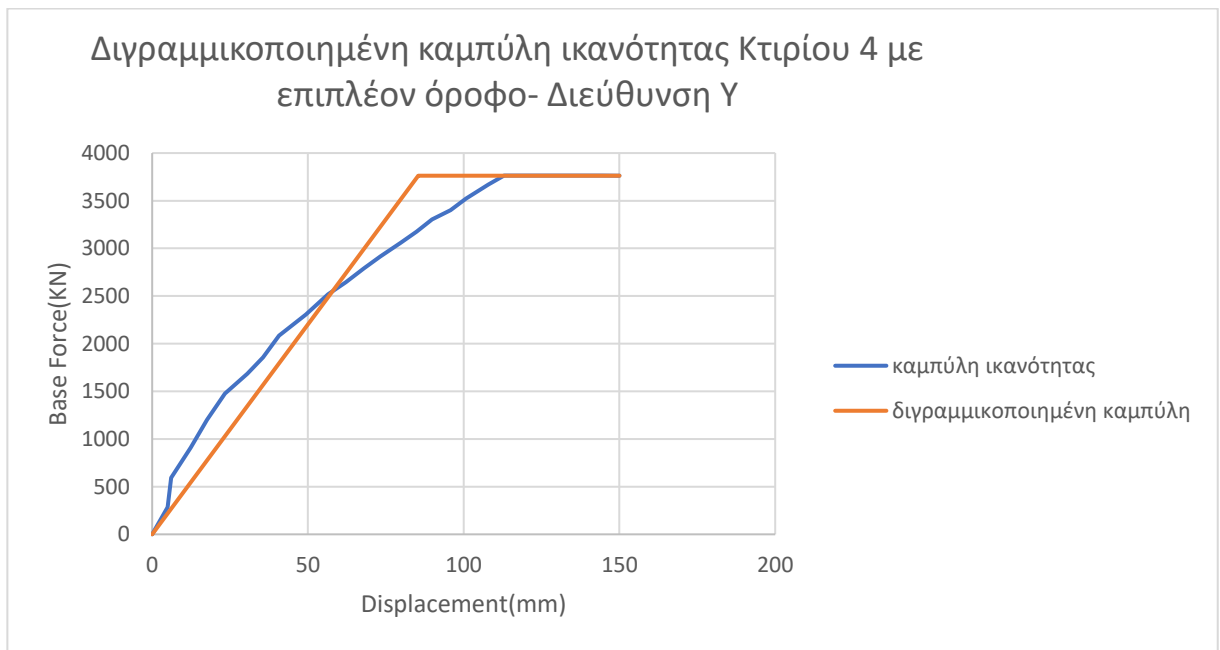
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Di	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0	0	170	0	0	0	0	170	0	0	0	170
1	-5	232,9827	170	0	0	0	0	170	0	0	0	170
2	-6,134	285,8304	169	1	0	0	0	170	0	0	0	170
3	-12,373	574,6556	165	5	0	0	0	166	4	0	0	170
4	-17,557	810,1637	159	11	0	0	0	160	10	0	0	170
5	-23,35	1070,692	156	14	0	0	0	157	13	0	0	170
6	-30,496	1389,656	151	19	0	0	0	152	18	0	0	170
7	-35,537	1601,859	145	25	0	0	0	145	25	0	0	170
8	-40,744	1793,808	136	34	0	0	0	137	33	0	0	170
9	-49,346	2093,983	129	41	0	0	0	129	41	0	0	170
10	-56,404	2335,059	126	44	0	0	0	127	41	2	0	170
11	-62,2	2520,784	119	51	0	0	0	124	42	4	0	170
12	-67,898	2673,991	112	58	0	0	0	116	50	4	0	170
13	-73,211	2795,739	107	63	0	0	0	113	53	4	0	170
14	-79,779	2915,853	101	69	0	0	0	107	58	4	1	170
15	-84,885	2988,951	98	72	0	0	0	104	61	4	1	170
16	-89,885	3050,981	98	72	0	0	0	101	64	4	1	170
17	-95,772	3116,438	94	76	0	0	0	98	66	4	2	170
18	-100,772	3161,975	94	76	0	0	0	96	68	4	2	170
19	-107,927	3223,429	93	77	0	0	0	94	70	4	2	170
20	-112,927	3264,634	91	79	0	0	0	93	71	2	4	170
21	-117,927	3302,436	90	80	0	0	0	92	72	2	4	170
22	-124,474	3347,5	89	81	0	0	0	90	73	0	7	170
23	-129,474	3381,426	89	81	0	0	0	89	74	0	7	170
24	-134,474	3414,773	89	81	0	0	0	89	74	0	7	170
25	-139,585	3449,408	88	82	0	0	0	89	74	0	7	170
26	-144,585	3482,793	88	82	0	0	0	88	75	0	7	170
27	-149,585	3516,382	86	84	0	0	0	88	72	2	8	170
28	-150	3519,168	86	84	0	0	0	86	74	2	8	170

Πίνακας 6.3 Βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τον συνδυασμό -Y

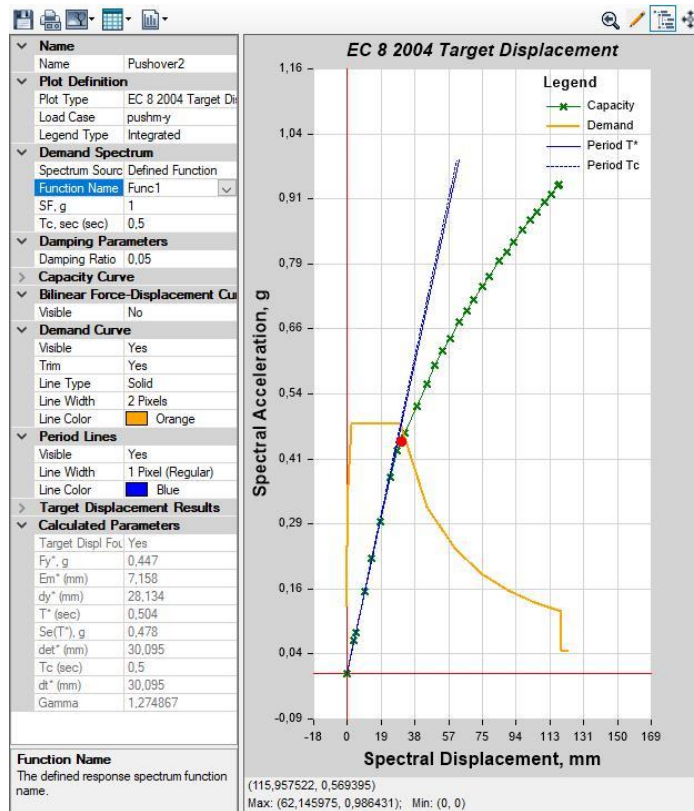


Σχήμα 6.10 Παραμορφωμένη κατάσταση Κτιρίου 4- Διεύθυνση Y

Διγραμμικοποίηση- Μέθοδος συντελεστών



Σχήμα 6.11 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας -Διεύθυνση Y



Σχήμα 6.12 Διαγράμματα ADRS

γ_{rd}	1,4	$K_e(KN/m)$	38330,24
$C_o(\Gamma)$	1,274	$K_o(KN/m)$	55237,92
C1	2,843045	R	3,186667
C2	1		
C3	1		
$Se(T)(m/s^2)$	4,78		
$T^*(s)$	0,504		
$Te(s)$	0,135652	$T_c(s)$	0,5
$\delta t(m)$	0,111512		
$\delta B(m)$	0,084083		

Η στοχευόμενη μετατόπιση είναι μεγαλύτερη από την μετατόπιση που προκύπτει από την στάθμη επιτελεσματικότητας «Σημαντικές Βλάβες» και συνεπώς, η κατασκευή δεν επαρκεί έναντι σεισμού κατά την διεύθυνση Y.

Συμπερασματικά, το πρόβλημα εντοπίζεται στην διεύθυνση Y και συνεπώς θα πρέπει να ενισχυθούν τα τοιχεία και τα υποστυλώματα, που φτάνουν στην «Οιονεί Κατάρρευση», δηλαδή οι διατομές T1, T2K3, T3, T4K8 και K7.

Η πλήρης μελέτη της ενίσχυσης αλλά και η σχεδίαση και διαστασιολόγηση του μεταλλικού φορέα δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Κεφάλαιο 7: Συμπεράσματα

Κλείνοντας, από την παρούσα εργασία μπορούν να εξαχθούν αρκετά χρήσιμα συμπεράσματα, σχετικά με τις μελετώμενες κατασκευές, αλλά και γενικότερα.

- Σχετικά με την αποτίμηση της αντισεισμικής ικανότητας της σχολικής μονάδας, επιλέχθηκε στόχος αποτίμησης B1 («Σημαντικές Βλάβες» και πιθανότητα υπέρβασης 10%) και όλα τα κτίρια που την απαρτίζουν ανταποκρίθηκαν επαρκώς. Αυτό δικαιολογείται από την εν γένει, μεγάλη δυσκαμψία τους, λόγω της δομικής μορφολογίας τους (ύπαρξη πολλών διατμητικών και καμπτοδιατμητικών τοιχωμάτων αλλά και καμπτικών τοιχίων στις δύο διευθύνσεις).
- Όσον αφορά τον έλεγχο πιθανότητας σύγκρουσης των παρακείμενων κτιρίων μέσω της ανελαστικής δυναμικής μεθόδου, αρχικά ο υπάρχων αρμός, ίσος με 5cm, κρίνεται επαρκής, διότι δεν παρατηρείται επαφή και τα κτίρια αποκρίνονται ως στατικά ανεξάρτητα. Κατά την δοκιμή του αρμού 2cm, τα κτίρια συγκρούστηκαν μόνο κατά την διάρκεια της χρονιστορίας με μεταβαλλόμενη περίοδο και σταθερό πλάτος επιταχύνσεως $a=0,05g$, όμως οι αλλαγές στις μετατοπίσεις και στα εντατικά μεγέθη, λόγω του φαινομένου είναι ελάχιστες. Στον δεύτερο όροφο του κτιρίου 1(ακραίο κτίριο) οι αλλαγές μπορούν να χαρακτηριστούν ως ευμενείς, αφού οι τέμνουσες των κατακόρυφων στοιχείων μειώνονται ελαφρώς. Τέλος, ο αρμός μεγέθους 1cm αποδείχθηκε πλήρως ακατάλληλος, αφού κατά την σύγκρουση των κτιρίων οι μεταβολές στα μεγέθη των τεμνουσών και των μετακινήσεων είναι σημαντικές. Γενικά, αποδεικνύεται ότι υπάρχει τρόπος προσομοίωσης γειτονικών κτιρίων, που δεν εμφανίζουν ανισοσταθμίες στους ορόφους και η ένωση τους δεν μπορεί να θεωρείται πανάκεια για τον ανασχεδιασμό τους.
- Τέλος, αν και το κτίριο 4 εμφανίζει σημαντική αντισεισμική ικανότητα, κάποια πιθανή προσθήκη επιπλέον ορόφου θα προαπαιτούσε ενισχύσεις των τοιχίων, τα οποία φτάνουν πρώτα στην «Οιονεί κατάρρευση».

Κεφάλαιο 8: Ζητήματα προς περαιτέρω διερεύνηση

Σε συνέχεια της εργασίας ή κατά την ανάπτυξη νέας με όμοιο αντικείμενο μελέτης, θα ήταν θεμιτό να χρησιμοποιηθεί εργαλείο που να μπορεί να προσομοιώνει με μεγαλύτερη ακρίβεια την επαφή των κτιρίων και να λαμβάνει υπόψη τις απώλειες ενέργειας που συμβαίνουν κατά την διάρκεια μιας πλαστικής κρούσης (στοιχεία Hertzdamp). Επίσης, προτείνεται να γίνει προσπάθεια ανάπτυξης ειδικής μεθόδου μελέτης της σύγκρουσης γειτονικών δομημάτων, καθώς με την ανελαστική δυναμική μέθοδο, χρειάστηκαν πολλές δοκιμές ώστε να βρεθούν οι κατάλληλες χρονιστορίες. Επιπροσθέτως, θα ήταν χρήσιμο να μελετηθεί και η περίπτωση όπου ο αρμός είναι μηδενικός και τα στοιχεία προσομοίωσης της σύγκρουσης λειτουργούν συνεχώς, εκτός από τις στιγμές όπου τα κτίρια απομακρύνονται· διότι αναμένεται ότι ενώ θα υπάρχει μείωση στις αποκρίσεις των μετατοπίσεων, οι τέμνουσες θα παρουσιάσουν αυξήσεις. Τέλος, για την πλήρη κατανόηση του φαινομένου θα έπρεπε να εξαχθούν και οι μετατοπίσεις των υπόλοιπων ορόφων.

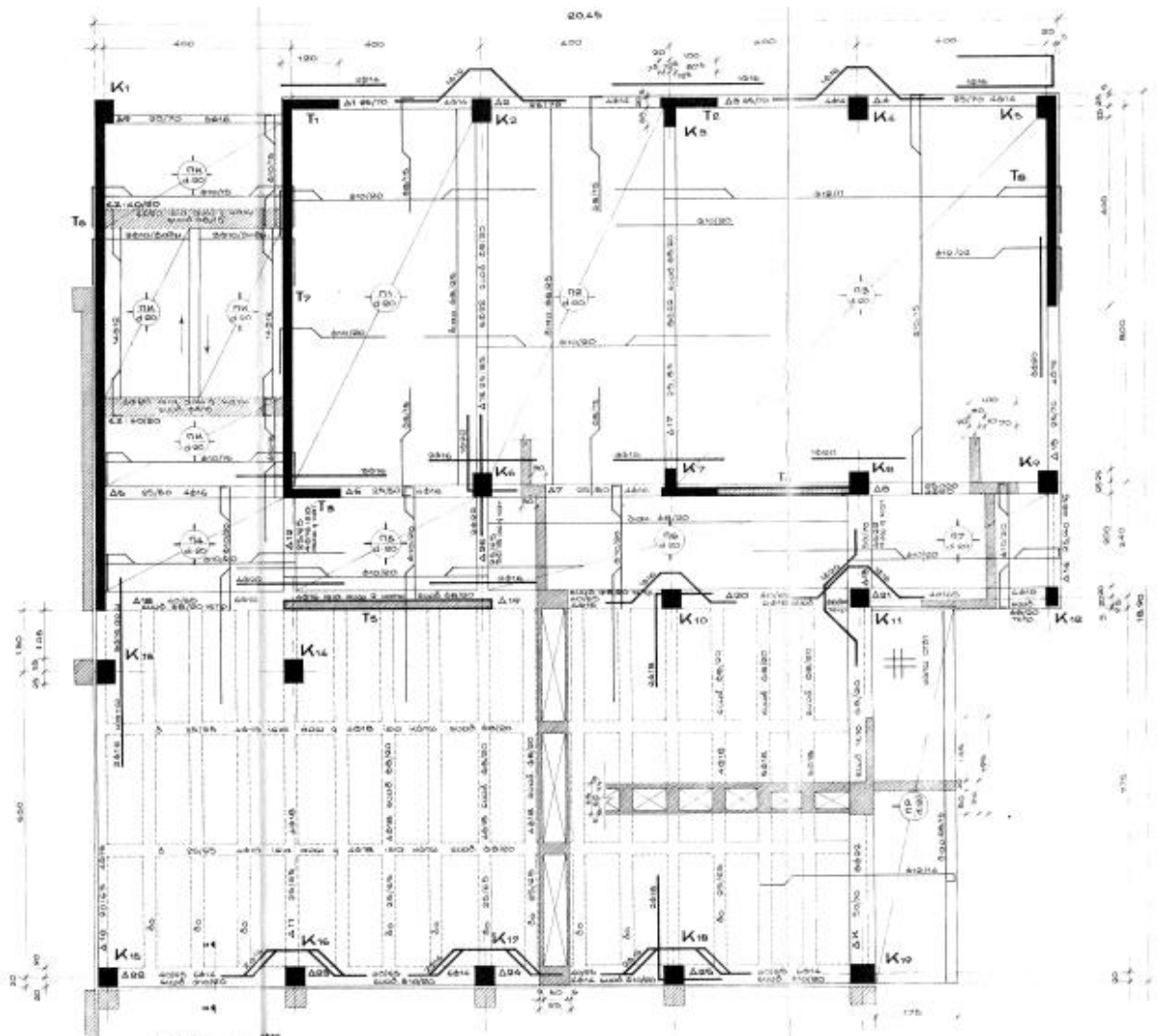
Βιβλιογραφία

- I. ΚΑΝ.ΕΠΕ [3η Αναθεώρηση 2022] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ» ΟΑΣΠ.
- II. EC8[EN 1998-1 : 2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1 : «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια».
- III. EC8[EN 1998-3] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: «Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων».
- IV. EC2[EN 1992-1-1 : 2004] «Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα» Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
- V. ΕΑΚ 2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.
- VI. ΕΚΩΣ 2000 Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ.
- VII. Β.Δ [18-2-1954] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΔΙΑ ΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗΝ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΙΝ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΕΞ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ», ΑΘΗΝΑ 1954.
- VIII. Β.Δ [19-2-1959] «ΦΕΚ 36/Α/19-2-1959 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ». ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ, 1984
- IX. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge ®
- X. Ψυχάρης Ι.Ν. (2010) «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας: Τεύχος 1» Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- XI. Ψυχάρης Ι.Ν. (2010) «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας: Τεύχος 2» Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- XII. Σημειώσεις Αντισεισμικού Σχεδιασμού 2021, Μουζάκης Χ., Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- XIII. Διάλεξη «Παθολογία και βλάβες φορέων ΟΣ σε σεισμό», Οπλισμένο Σκυρόδεμα ΙΙΙ, Ζέρης Χ, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 2020
- XIV. Μ-θ ΚΑΝ.ΕΠΕ, Μουζάκης Χ. Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- XV. Bruce F. Maison and Kazuhiko Kasai, “Dynamics of pounding when two buildings collide”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, (1992)
- XVI. «ΣΥΓΚΡΟΥΣΕΙΣ ΠΑΡΑΚΕΙΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ» ΓΕΩΡΓΙΑΔΗΣ Δ., ΓΙΟΥΝΗ Ε., Πάτρα 2012
- XVII. «ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΣΧΟΛΙΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΑΡΜΟ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ, ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.», ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ, Πανταζοπούλου Μ., Επιβλέπων καθηγητής: Ε. Βουγιούκας, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο Αθήνα, 2020
- XVIII. «ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΗΣ ΤΟ 1961». Ευάγγελος Πετρουλάς, Επιβλέπων: Ε. Βουγιούκας, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2016
- XIX. «Κατασκευή κτιρίων, σύνθεση και τεχνολογία», Χ. Γ. Αθανασόπουλος

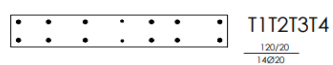
XX. «Σχεδιασμός Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και Σεισμικές Δράσεις», Χ.Γ. Καραγιάννης

Παράρτημα 1: Ξυλότυποι κτιριακής μονάδας

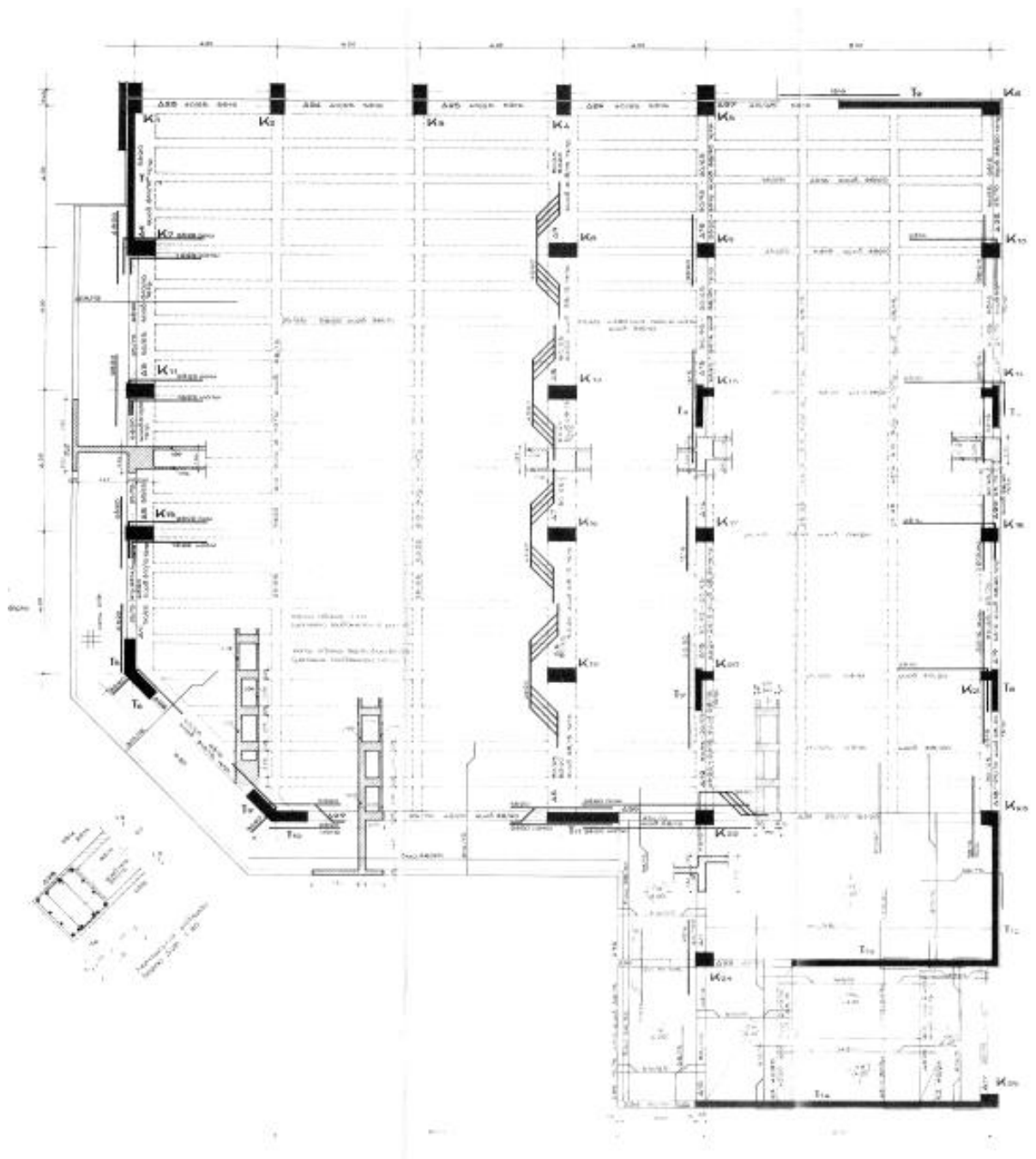
Ξυλότυποι οροφής ισογείου



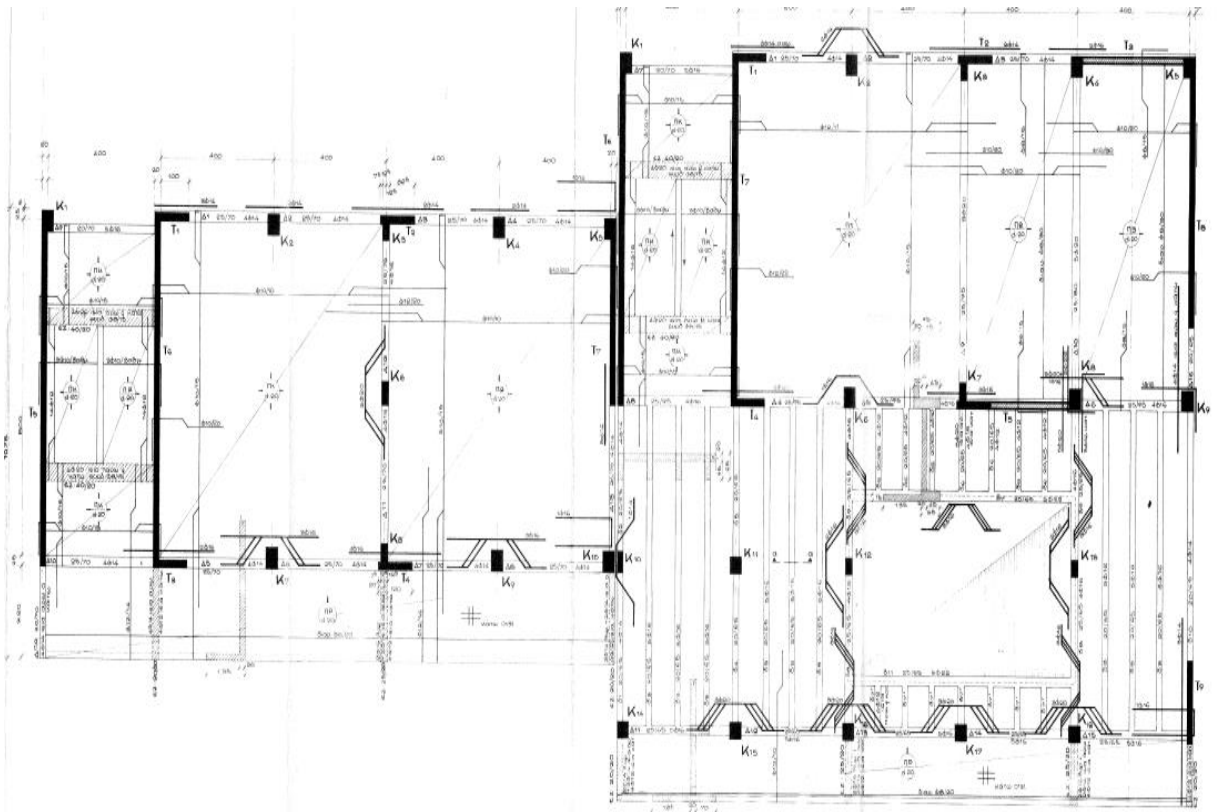
Υποστυλώματα Κτίριο1 $\epsilon=0,12$



Σχέδιο 1 Ξυλότυπος οροφής ισογείου κτιρίου 1

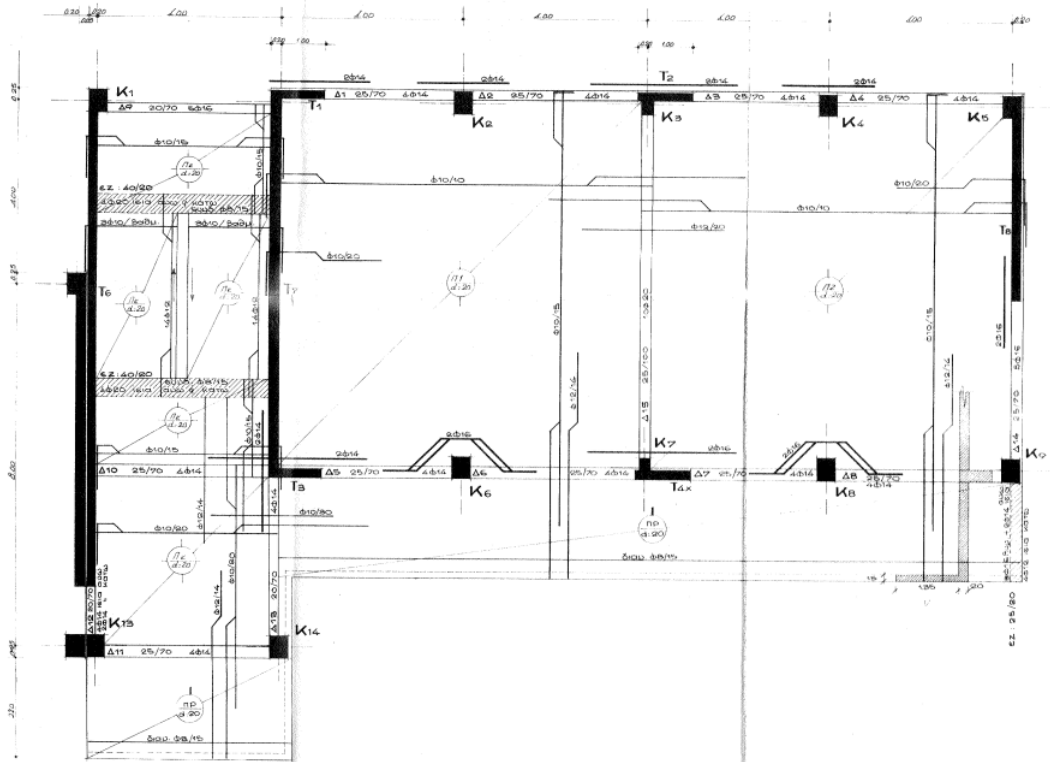


Σχέδιο 2 Ξυλότυπος οροφής ισογείου Κτιρίου 2

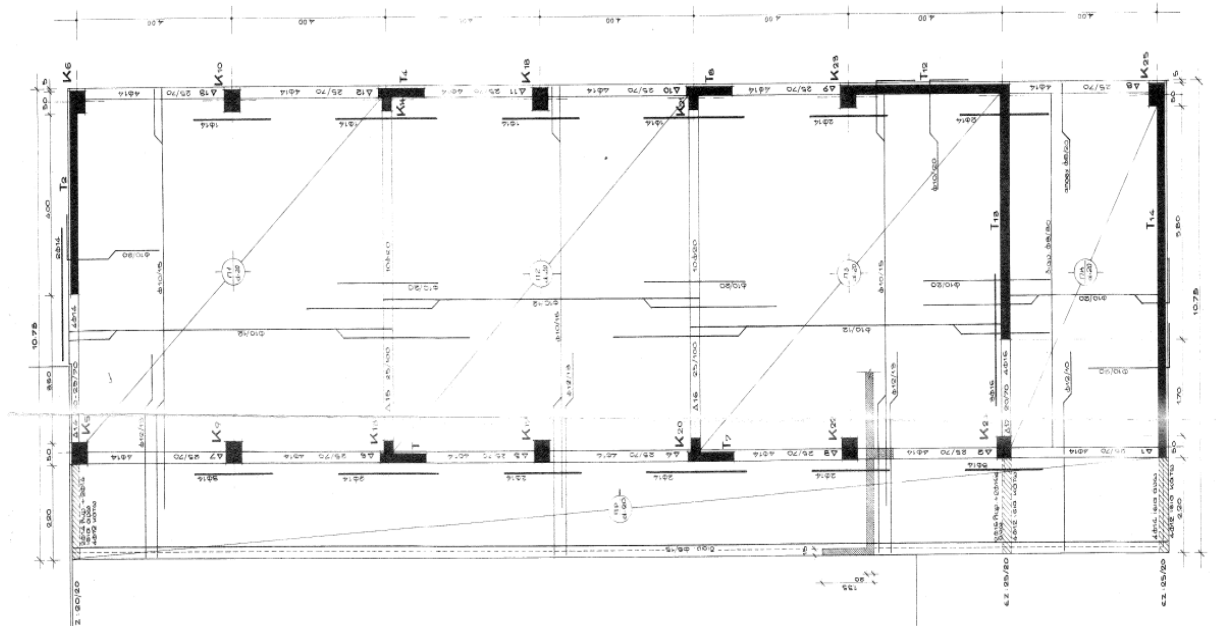


Σχέδιο 3 Ευλότυποι ισογείου Κτιρίων 3 και 4

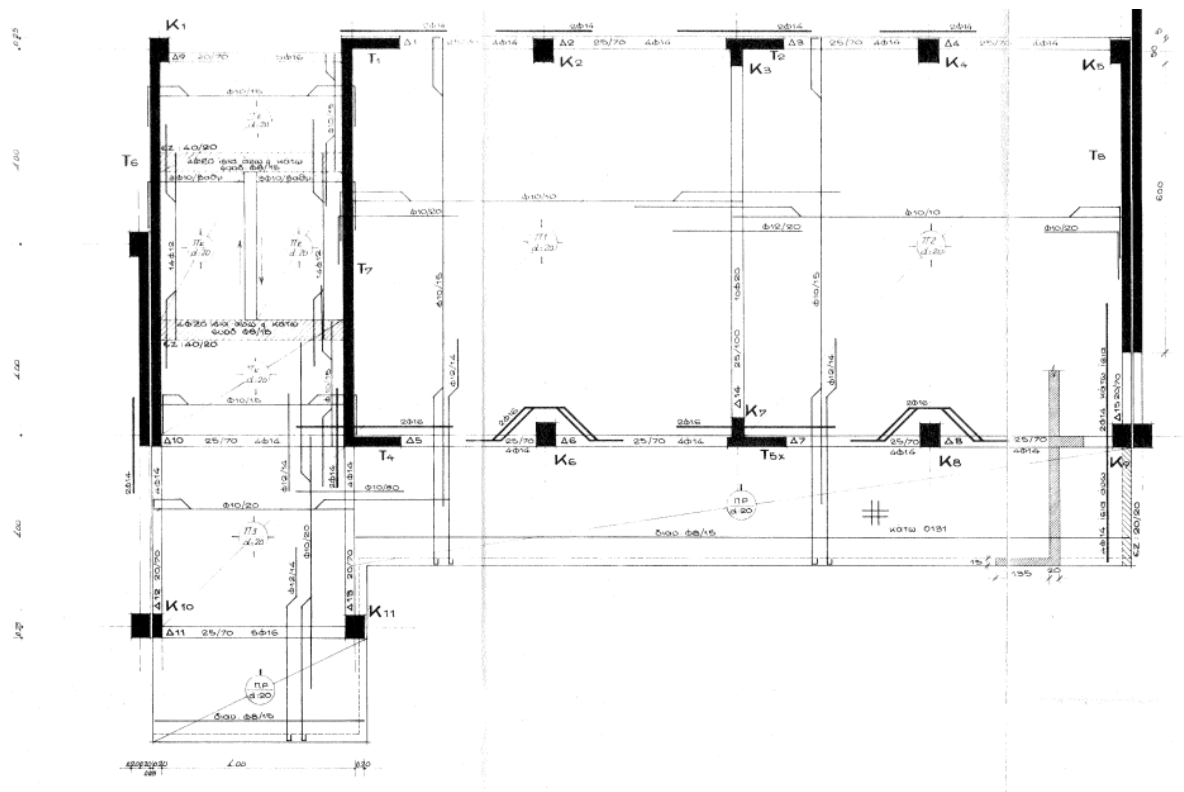
Ευλότυποι οροφής Α Ορόφου



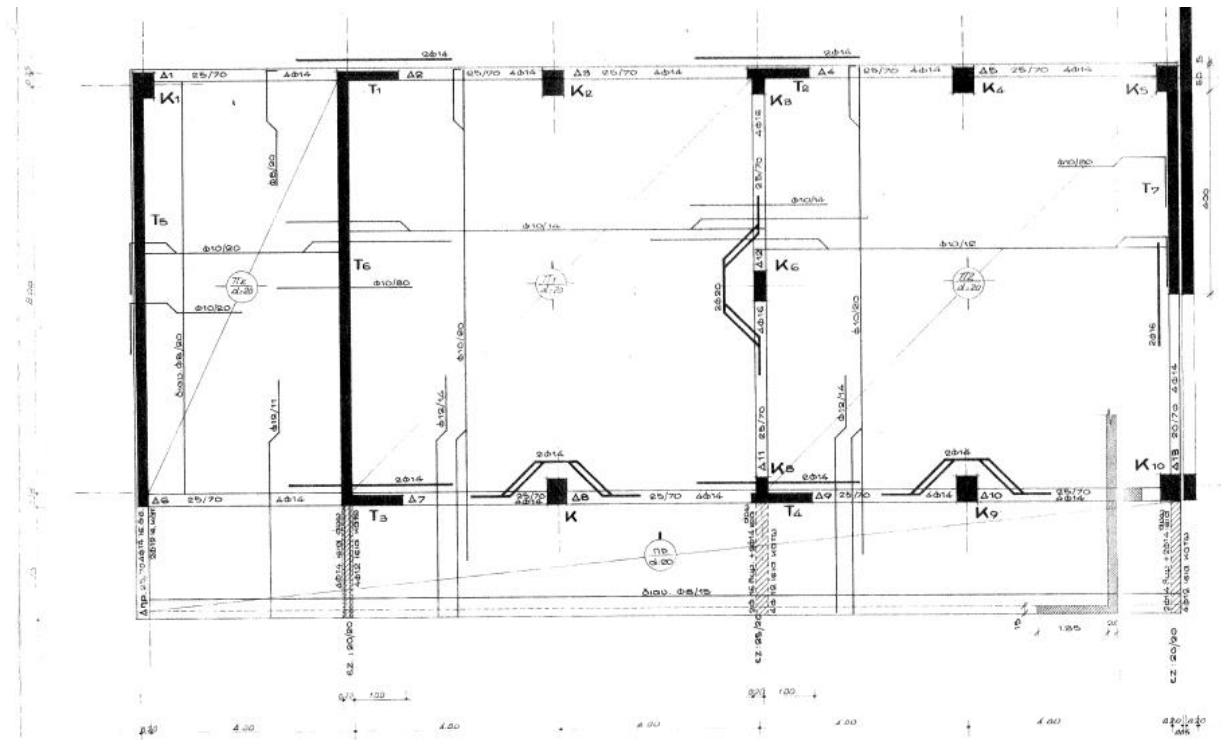
Σχέδιο 4 Ευλότυπος οροφής Α Ορόφου Κτιρίου 1



Σχέδιο 5 Ξυλότυπος οροφής Α ορόφου Κτιρίου 2

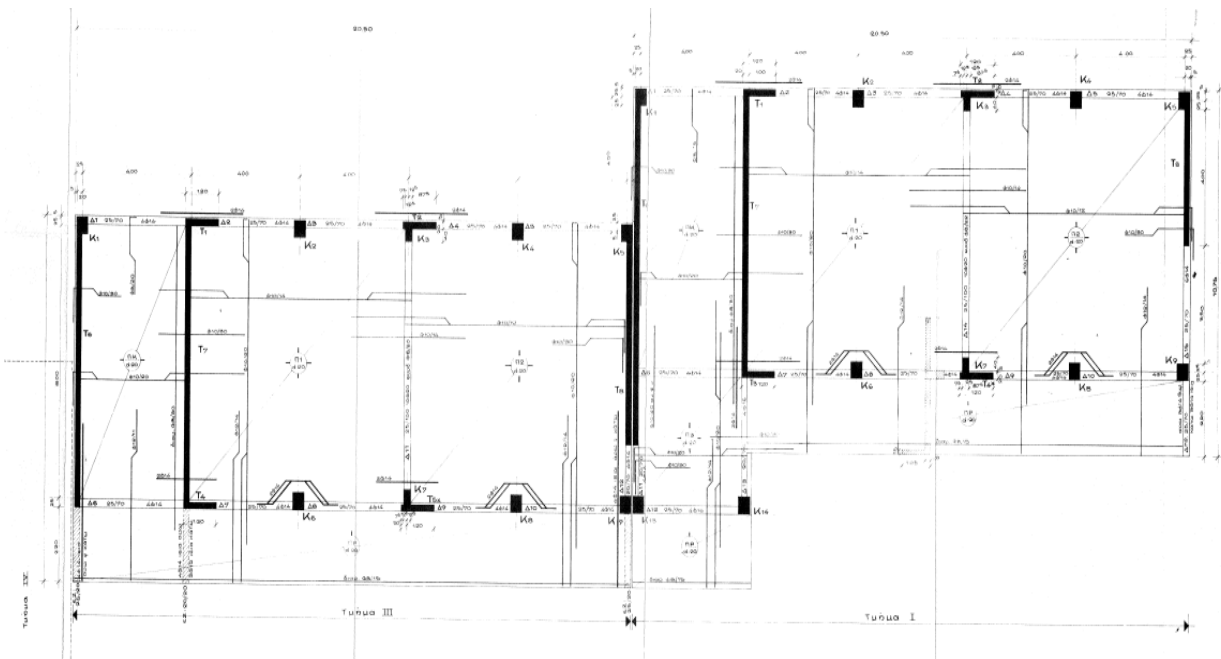


Σχέδιο 6 Ξυλότυπος οροφής Α ορόφου Κτιρίου 3



Σχέδιο 7 Ξυλότυπος οροφής Α ορόφου Κτιρίου 4

Ξυλότυποι οροφής Β Ορόφου



Σχέδιο 8 Ξυλότυποι οροφής Β ορόφου Κτιρίων 1 και 3