



Εθνικό Μετσόβειο Πολυτεχνείο
Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος

Αντισεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενου
εκπαιδευτικού κτηρίου

Διπλωματική Εργασία

Ευάγγελος Παναγιώτου

Επιβλέπων: Εμμανουήλ Βουγιούκας

Απρίλιος 2022

Περιεχόμενα

1. Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά.....	6
1.2 Αντικείμενο της εργασίας.....	6
2. Βασικές Αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού.....	7
3. Περιγραφή και ανάλυση κτηρίου.....	21
3.1 Μορφολογία φέροντος οργανισμού	21
3.2 Προσομοίωση.....	22
3.2.1 Γενικά.....	22
3.2.2 Υλικά Κατασκευής.....	22
3.2.3 Ορισμός φερόντων στοιχείων	25
4. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς	32
4.1 Ιδιομορφική ανάλυση.....	32
4.2 Προϋποθέσεις Εφαρμογής Υπερωθητικής Ανάλυσης.....	33
4.3 Περιπτώσεις Φορτίσεων.....	34
4.4 Αποτελέσματα Υπερωθητικής Ανάλυσης	36
4.5 Αποτελέσματα.....	44
5. Προτάσεις Επεμβάσεων Κατασκευής.....	46
5.1 Επεμβάσεις.....	46
5.1.1 Ενίσχυση δοκών/υποστυλωμάτων με μανδύες	46
5.1.1.2 Κατά Υ.....	53
5.1.1 Εμφάνωση Πλαισίων.....	54
5.2 Συμπεράσματα.....	63
6. Μνεία στον κ. Ρουσσόπουλο.....	66
7. Βιβλιογραφία.....	67

Περίληψη

Στη παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζουμε το υφιστάμενο Κτήριο ΙΙΙ της Σιβιτανιδείου Σχολής ως προς την αντισεισμική του συμπεριφορά. Σχεδιασμένο το 1962 ως εργαστήριο βαφείων, πλέον λειτουργεί ως επαγγελματικό λύκειο. Για την αντισεισμική αποτίμηση χρησιμοποιήθηκε ο ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (Καν.Επε.).

Αφού παρατηρήθηκε ανεπάρκεια της κατασκευής, προτείνονται δύο εναλλακτικά σενάρια ενισχύσεων και γίνεται επανυπολογισμός της αντισεισμικής ικανότητας.

Η αποτίμηση του υφιστάμενου κτηρίου αλλά και των ενισχύσεων έγινε με την ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) με το πρόγραμμα ΡΑΦ της εταιρείας ΤΟΛ. Τελικά, παρατίθενται και αξιολογούνται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η διαδικασία μοντελοποίησης και της ανάλυσης όπως και της ενίσχυσης της κατασκευής.

Abstract

In the present dissertation we examine the existing Building III of the Civitanideio School in terms of its seismic behavior. Designed in 1958 as a dye shop, it now operates as a vocational high school. The Greek Code of Retrofitting was used for the seismic assessment. After an of the construction was observed, two alternative reinforcement scenarios are proposed and the seismic capacity is recalculated. The evaluation of the existing building and the reinforcements was done with the inelastic static analysis (Pushover) with the RAF program of the company TOL. Finally, the results of the analyzes and the process of modeling and analysis as well as the reinforcement of the construction are presented and evaluated.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Βουγιούκα Ε. για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με αυτό το επίκαιρο και ενδιαφέρον θέμα και για τη συμβολή του στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης, για τη βοήθειά που μου παρείχε, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Γιώργο Βροχίδη, αδελφικό φίλο και συνάδελφο του πρόωρα χαμένου πατέρα μου.

Τέλος ευχαριστώ την οικογένειά μου, τους φίλους μου και ιδιαίτερα την Ελένη που με ενθάρρυναν και με υποστήριζαν όλα αυτά τα χρόνια.



Εικόνα 1: Εξωτερική όψη κτηρίου

1. Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Το έργο του πολιτικού μηχανικού είναι άμεσα συνυφασμένο με την κοινωνία. Όσο η κοινωνία και η επιστήμη εξελίσσονται τόσο εκσυγχρονίζονται και οι κανονισμοί ασφαλείας για την κατασκευή και την αποτίμηση της ικανότητας των κτηρίων. Τα περισσότερα από τα κτήρια στην Ελλάδα είναι κατασκευασμένα με παλιότερους κανονισμούς οι οποίοι υστερούν έναντι των σύγχρονων τόσο σε ακρίβεια όσο και σε εκτίμηση. Για παράδειγμα, σύμφωνα με τον πρώην Οργανισμό Σχολικών Κτηρίων, νυν τμήμα της εταιρείας Κτηριακές Υποδομές, το 2011 το 1/3 του συνόλου των σχολείων ήταν κατασκευασμένο μέχρι το 1960. Η συνεχόμενη αύξηση του κόστους κατασκευής οδηγεί αναπόφευκτα στην ‘ανακύκλωση’ κτηρίων. Μέσα από συγκεκριμένες επεμβάσεις παλιότερα κτήρια αναβαθμίζονται εντός των ορίων ασφαλείας που τείθονται από τους ισχύοντες κανονισμούς και αποκαταστάται η λειτουργική τους αξία για την κοινωνία γλιτώνοντας έτσι μεγάλο μέρος πόρων. Από τις διάφορες μεθόδους που αναπτύχθηκαν για την αποτίμηση της ικανότητας των υφιστάμενων κτηρίων μία είναι και η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) η οποία αποτελεί αντικείμενο αυτής της εργασίας.

1.2 Αντικείμενο της εργασίας

Βασικό ενδιαφέρον για της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτίμηση της αντισεισμικής συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτηρίου με την χρήση της Pushover και μετέπειτα η παράθεση ενισχύσεων εάν αυτό απαιτηθεί. Οι εκτίμηση της ικανότητας και οι προτάσεις για ενίσχυση θα γίνουν σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (Καν.Επε).

2. Βασικές Αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού.

2.1 Εισαγωγή

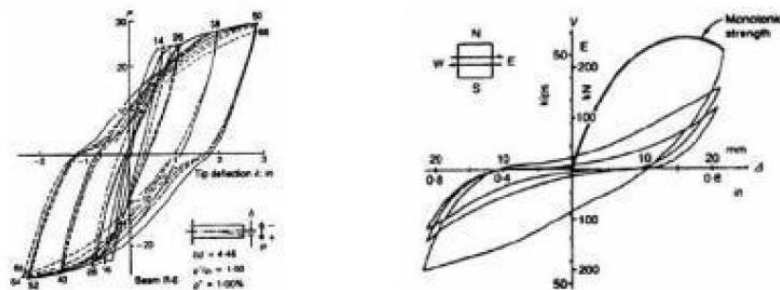
Ο αντισεισμικός σχεδιασμό με στάθμες Επιτελεστικότητας βασίζεται στον καθορισμό του αποδεκτού επιπέδου ζημιών ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο σεισμικής ικανότητας. Εξετάζεται, δηλαδή η συμπεριφορά του κτηρίου σε μια αυξανόμενη σεισμική φόρτιση και οι αντίστοιχες ανά επίπεδο ζημιές και δεν εξετάζει τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστικός σχεδιασμός) και ασχολείται με το συμβαίνει μετά από αυτό το στάδιο.

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία χρησιμοποιείται κυρίως για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών (ΕΚ8.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ) και όχι για τον σχεδιασμό νέων.

Η γνώση της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής μετά τον ελαστικό τους κλάδο δηλαδή από την εμφάνιση μέχρι των πρώτων ζημιών έως και την οιονεί κατάρρευση είναι αναγκαία.

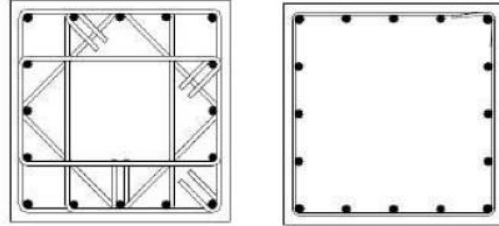
2.2 Πλαστιμότητα

Πλαστιμότητα ορίζεται η ικανότητα μια κατασκευής, ενός δομικού στοιχείου, μέλους ή υλικού να συνεχίσει να παραλαμβάνει φορτία μετά και από την πλαστική του παραμόρφωση. Υλικά με μικρή πλαστιμότητα ορίζονται ως ψαθυρά (π.χ. άοπλο σκυρόδεμα) ενώ υλικά με υλικά με υψηλή πλαστιμότητα ορίζονται ως όλκιμα (π.χ. χάλυβας). Η σπουδαιότητα της πλαστιμότητας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό προέρχεται από την ικανότητα που προσδίδει στις κατασκευές να παραλάβουν μεγάλο μέρος την σεισμικής ενέργειας ως έργο πλαστικών παραμορφώσεων. Η πλαστιμότητα ενός κτηρίου είναι δύσκολο να υπολογισθεί καθώς δεν υπάρχει ένα φυσικό μέγεθος που να την ορίζει σαν έννοια. Η πλαστιμότητα της κατασκευής προέρχεται από την πλαστιμότητα των μελών που τη συνθέτουν. Όταν για τη μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση της παραμόρφωσης χωρίς ιδιαίτερη μείωση της αντοχής και για την ανακυκλιζόμενη φόρτιση οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης-παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε υπολογισθεί πλάτος και μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης.



Εικόνα 2: Παράδειγμα διαφοράς απόκρισης ψαθυρού και όλκιμου υλικού

Όσο αφορά το σκυρόδεμα, η αύξηση της πλαστιμότητας επιτυγχάνεται με τον οπλισμό από χάλυβα σε τέτοιες διατάξεις ώστε να εξασφαλίζεται η περίσφιξη στις κρίσιμες περιοχές των μελών, δηλαδή τα άκρα τους.

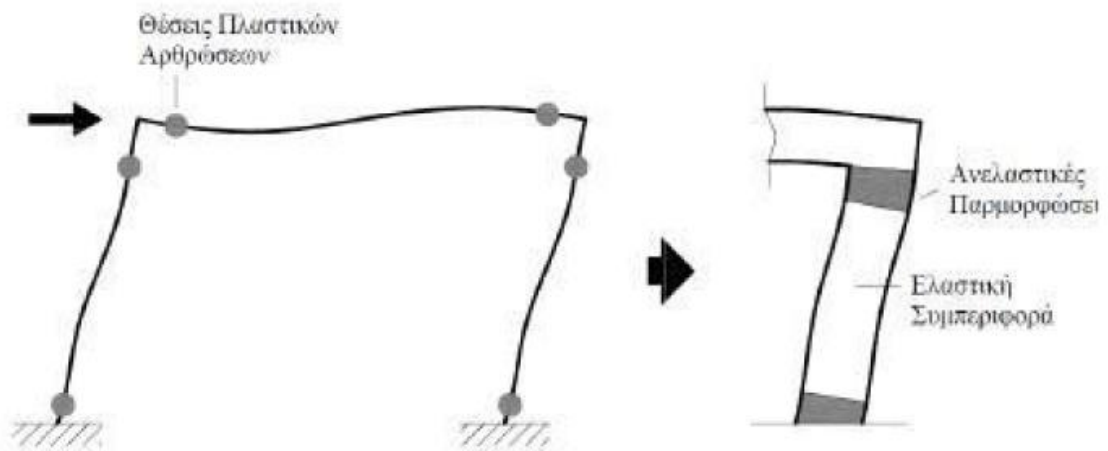


Εικόνα 3: Διατομές με νέους και παλαιούς κανονισμούς αντίστοιχα.

2.2 Πλαστικές αρθρώσεις

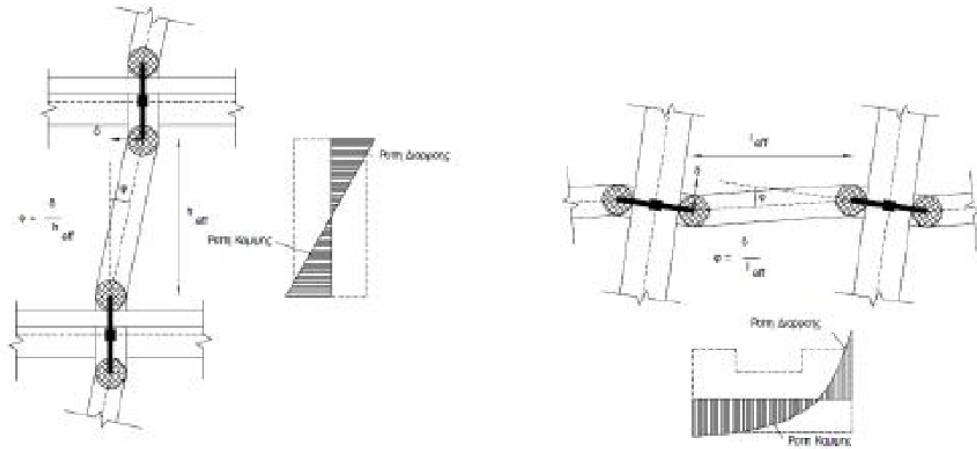
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μια δράση περιγράφεται από την ελαστική θεωρία. Ωστόσο, οι κατασκευές σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να παραλαμβάνουν τις σεισμικές φορτίσεις μέσω της πλαστικής τους συμπεριφοράς. Απαιτούμενο λοιπόν για το σχεδιασμό είναι η δημιουργία πλαστικών παραμορφώσεων στα γραμμικά στοιχεία της κατασκευής ώστε να απορροφήσει η σεισμική ενέργεια.

Η ικανότητα του κτηρίου να απορροφά αυτή την ενεργεία με αυτό τον τρόπο πρέπει να υπολογίζεται ώστε να δίνει ακριβή αποτελέσματα για τη φέρουσα ικανότητα του κτηρίου. Οι ελαστικές μέθοδοι απορρόφησης λαμβάνουν υπόψη αυτή την πλαστική συμπεριφορά του κτηρίου μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Όμως, στις ανελαστικές αναλύσεις απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων για όλο το φάσμα της απόκρισής τους.



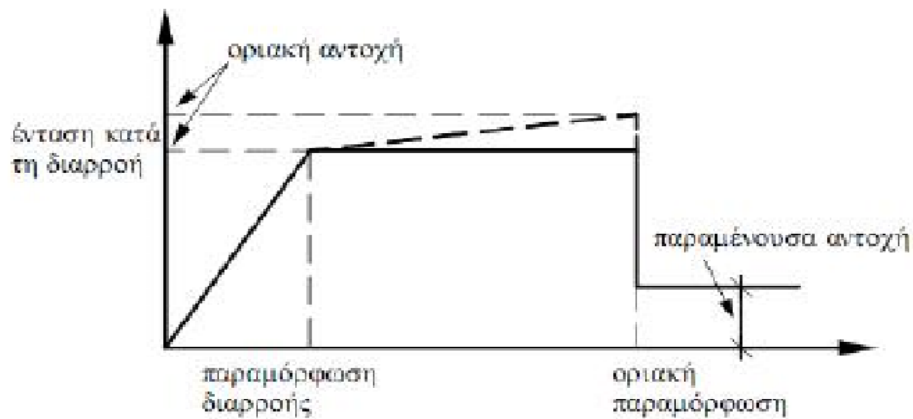
Εικόνα 4: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης σε περίπτωση σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μια κατασκευής αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές περιορισμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



Εικόνα 5: Πλαστικές αρθρώσεις και διαγράμματα ροπών.

Γνωρίζοντας λοιπόν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτείνονται σε πεπερασμένο μήκος του στοιχείου, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Η προσομοίωση τους γίνεται με τη χρήση στροφικών ελατηρίων και οι ιδιότητές τους καθορίζονται από τα διαγράμματα έντασης/παραμόρφωσης. Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια ώστε να προσεγγίζει την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης.



Παραπάνω, παρατίθεται ένα διγραμμικό διάγραμμα με αρχικά έναν πλήρως ελαστικό κλάδο μέχρι τη διαρροή και έπειτα έναν οριζόντιο πλαστικό κλάδο μέχρι και τη τελική θραύση.

2.4 Στάθμες επιτελεστικότητας

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν με μικροδιαφορές τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για τον φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών:

- *Άμεση χρήση (immediate occupancy)*

Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία μετά ή και κατά την διάρκεια του σεισμού. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα οι οποίες δεν επηρεάζουν την κατασκευή να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι αμελητέος.

- *Προστασία ζωής (life safety)*

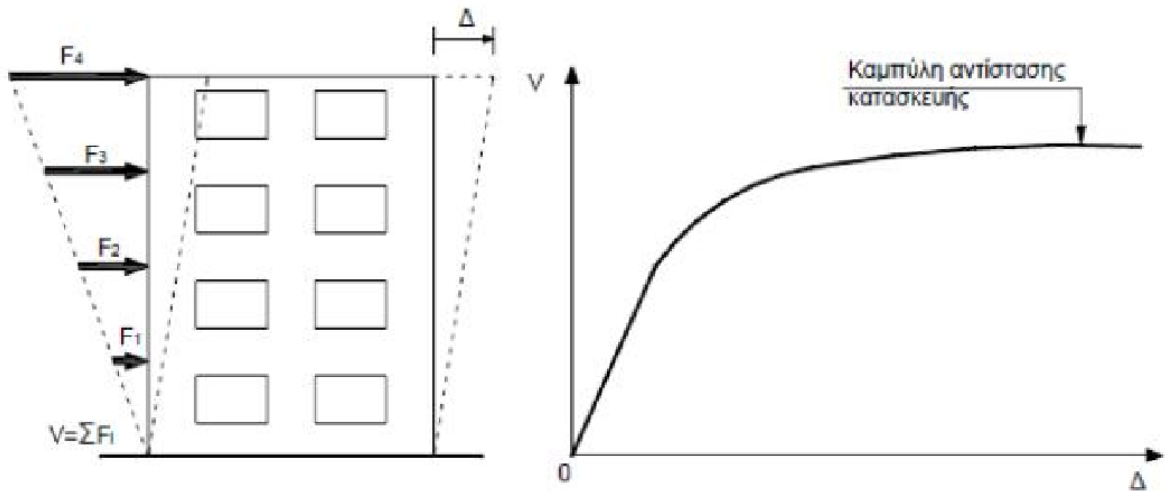
Αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρό τραυματισμό ατόμων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

- *Οιονεί κατάρρευση (structural stability)*

Αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη επισκευάσιμες ως επί το πλείστον, βλάβες. Ο φέρον οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία του έχει μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα να τίθεται θέμα κατάρρευσης σε ενδεχόμενο μετασεισμό. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων είναι μεγάλος, κυρίως λόγω πτώσης στοιχείων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτούνται εκτεταμένες διορθώσεις, ενώ είναι πιθανό να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

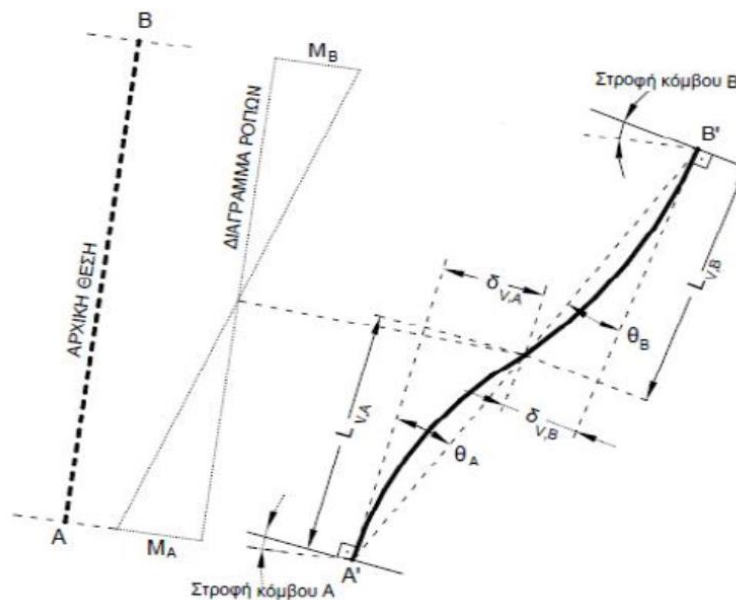
2.5 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής ή οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος της κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμα και συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης στην κορυφή σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη την μειωμένη δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει.



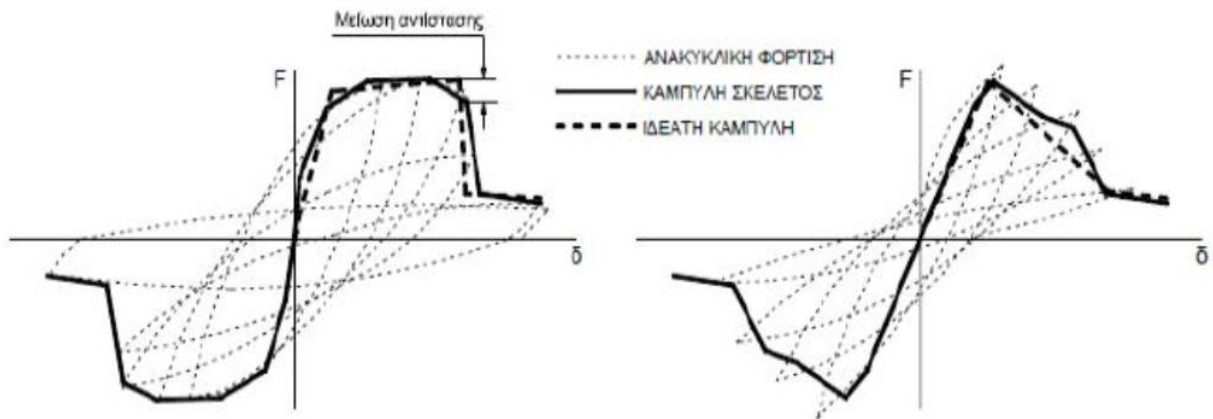
Εικόνα 7: Τέμνουσα Βάσης και καμπύλη ικανότητας

Το πρώτο βήμα για να μορφώσουμε την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών αυτής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων F-δ (ένταση- μετακίνηση). Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα συγκεκριμένα επιλέγουμε ως ένταση τη ροπή κάμψης M και ως μετακίνηση την στροφής χορδής $\theta = \delta v / L_v$, όπου $L_v = M/V$.



Εικόνα 8: Στροφή υποστυλώματος

Η κατασκευή των διαγραμμάτων έχει ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 9: Καμπτική συμπεριφορά Διατμητική συμπεριφορά



Εικόνα 10: Διάγραμμα F-δ

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F-δ λαμβάνεται συνήθως

- Τμήμα OA:** Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας ορίζει την εναπομένουσα δυσκαμψία που λαμβάνεται στην ελαστική ανάλυση. Εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στρωφής χορδής η τιμή της θ_y πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμψυλότητα διαρροής $1/r$ αλλά

και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και τις πιθανές ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις.

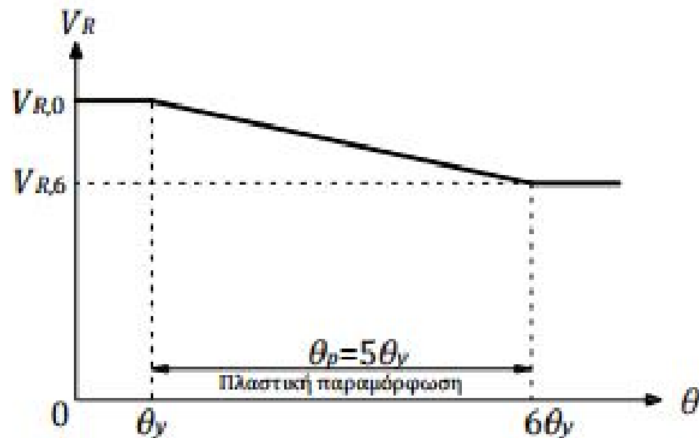
- **Τμήμα AB:** Αντιπροσωπεύει τη μετελαστικό συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία(σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής κατά 20% σε σύγκριση με την μέγιστη τιμή της. Πολλές φορές η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση δ_u ορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.
- **Τμήμα CD:** Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία έως και το σημείο D, όπου το στοιχείο δεν είναι σε θέση πλέον να φέρει κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

2.6 Στάθμες επιτελεστικότητας E:

Στην καμπύλη F-δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο παραπάνω σχήμα το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστύλωμα, δοκός, κτλ.), τον τρόπο αστοχίας (πλάστιμος ή ψαθυρός) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύων ή δευτερεύον.

Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία

Σε περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων (όταν η καμπτική αστοχία προηγείται της διατμητικής) κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων ο ορισμός τους γίνεται σε όρους δυνάμεων. Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος F-δ, πρέπει να ελεγχθεί ποια μορφή αστοχίας εμφανίζεται πρώτα, καμπτική ή διατμητική. Στην περίπτωση που η διατμητική αστοχία εμφανίζεται πρώτα πρέπει να τροποποιηθεί το διάγραμμα F-δ του μέλους που αντιστοιχεί στην κάμψη. Μορφώνουμε το διάγραμμα VR-θ όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα με αρχική αντοχή σε τέμνουσα VR,0, η οποία μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη ανάλογα με την πλαστικότητα των στροφών μθ. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρεί ότι η μείωση αυτή ισχύει για γωνίες στροφής έως και 6θy. Για μεγαλύτερες στροφές θεωρούμε ότι η αντοχή σε τέμνουσα παραμένει σταθερή με τιμή VR,6.

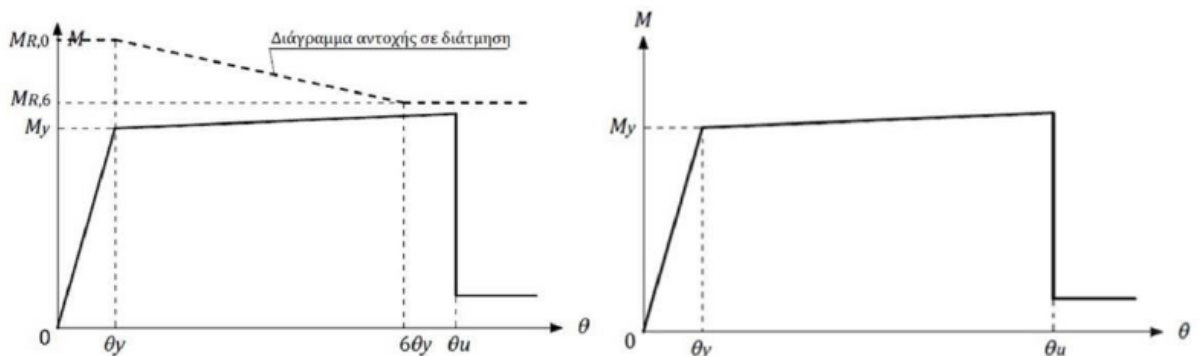


Εικόνα 11: Διάγραμμα $V_R-\theta$

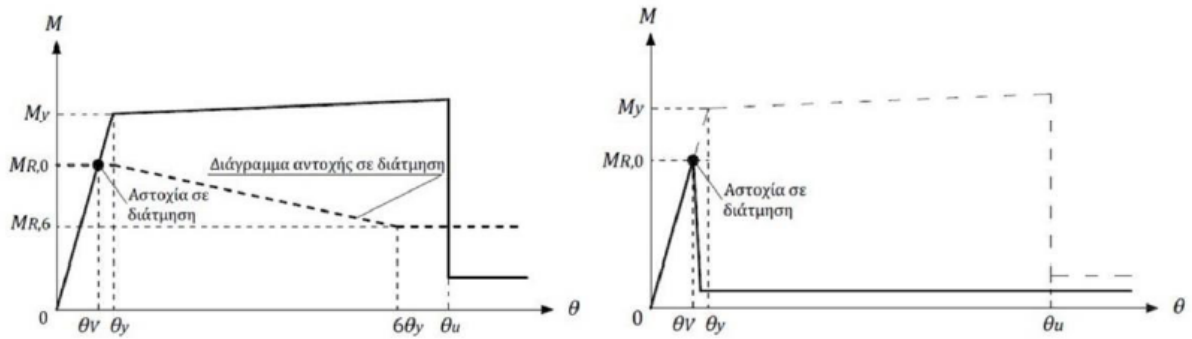
Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος $M-\theta$ του στοιχείου μετατρέπουμε το $V_R-\theta$ του σχήματος σε διάγραμμα $MR-\theta$, όπου MR είναι η ροπή στη διατομή που αντιστοιχεί στη V_R ($MR=V_R \cdot LV$). Έπειτα τοποθετούμε το διάγραμμα $MR-\theta$ πάνω στο $M-\theta$ της κάμψης.

Υπάρχουν τρεις πιθανές περιπτώσεις:

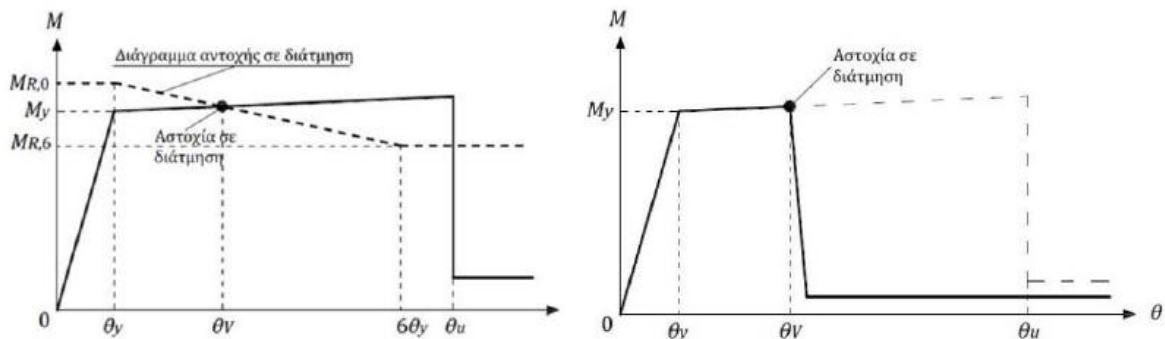
- i. Το διάγραμμα της αστοχίας σε διάτμηση βρίσκεται εξ ολοκλήρου πάνω από αυτό της αστοχίας σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η αστοχία είναι καμπτική και η συμπεριφορά του μέλους περιγράφεται πλήρως από το διάγραμμα $M-\theta$ της κάμψης.



- ii. Συμβαίνει αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη. Στην περίπτωση αυτή η διατομή αστοχεί σε διάτμηση (ψαθυρή αστοχία) για γωνία στροφής $\theta=\theta_n$. Πέραν της θ_n η αντοχή της διατομής μειώνεται δραματικά (πρακτικά μηδενίζεται).

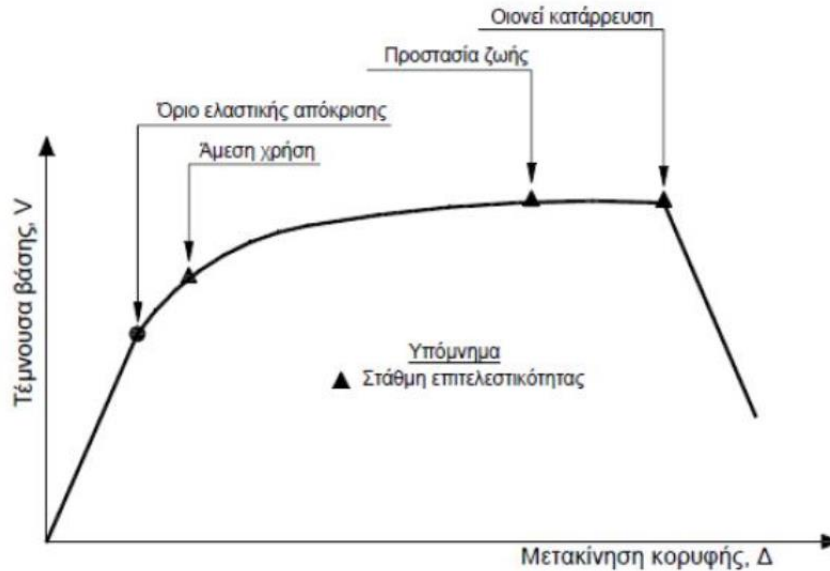


iii. Αστοχία σε διάτμηση μετά την διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία της. Η διατομή αστοχεί για γωνία στροφής $\theta = \theta_v$ ($\theta_y < \theta_v < \theta_u$). Για γωνίες μεγαλύτερες της θ_v η αντοχή, όπως στην προηγούμενη περίπτωση, πέφτει απότομα.



Στάθμη επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F-\delta$ των μελών μιας κατασκευής όπως επίσης και οι στάθμες επιτελεστικότητας επί αυτών, είναι δυνατό πλέον να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτήν τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως στα παραπάνω σχήματα. Θα πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής δεν είναι προφανής και απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει διότι μια στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο σημείο της κατασκευής φτάσει στη στάθμη αυτή. Επειδή η κατασκευή απαρτίζεται από πολλά μέλη είναι πιθανόν μερικά στοιχεία να έχουν υπερβεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας αλλά η κατασκευή σαν σύνολο να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή.



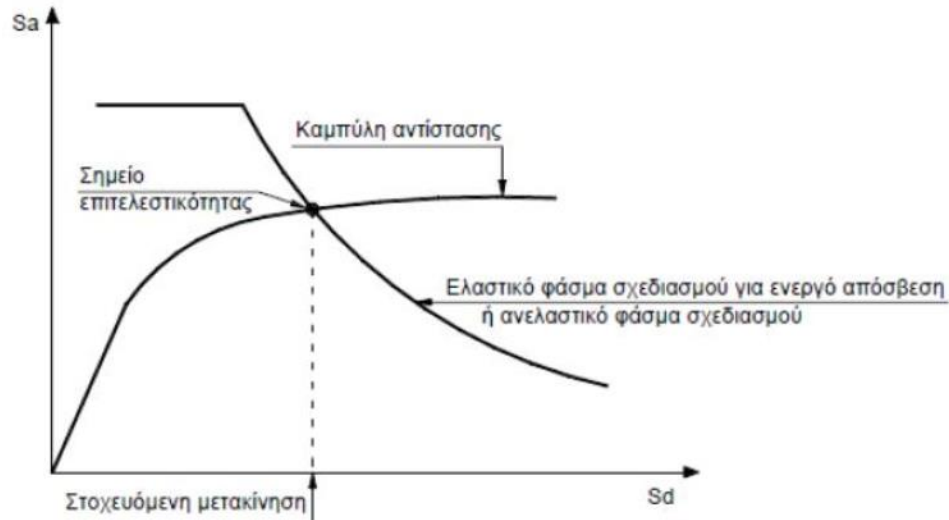
Εικόνα 12: Καμπύλη Ικανότητας.

Με αυτή την λογική γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων μιας κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι βλάβες στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι εν γένει μεγαλύτερες από ότι στα πρωτεύοντα. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας προκύψει ότι ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων υπερβαίνει μια στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει την δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο παραμόρφωσης της κατασκευής στο συγκεκριμένο επίπεδο επιτελεστικότητας. Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να ορισθούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία όπου το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

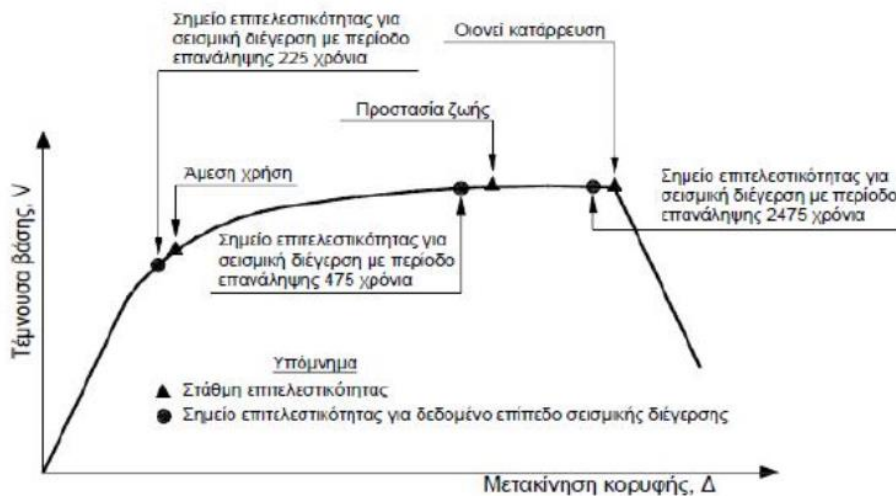
2.7 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό τον σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκη αξιόπιστα, καθώς εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής δράσης. Ως απλοποίηση του προβλήματος χρησιμοποιούνται άλλες προσεγγιστικές μέθοδοι, όπως την μέθοδο των συντελεστών ή με στατική μη γραμμική ανάλυση (pushover), η ακρίβεια των οποίων όμως είναι αμφισβητήσιμη. Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας. Για

τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-d βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και να επαναληφθεί η διαδικασία.



Εικόνα 13: Προσδιορισμός μετακίνησης στόχου



Εικόνα 14: Μετακίνηση στόχου εντός της καμπύλης ικανότητας

2.8 Διατάξεις Καν.Επε. για την ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover)

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης- μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου(κόμβος ελέγχου),το οποίο συνήθως επιλέγεται να είναι το κέντρο μάζας του δώματος της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_t) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων.

2.9 Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου:

- Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.
- Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση

2.10 Προσομοίωση και ανάλυση

- Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος.
- Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.
- Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται

υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.

2.11 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για τα κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

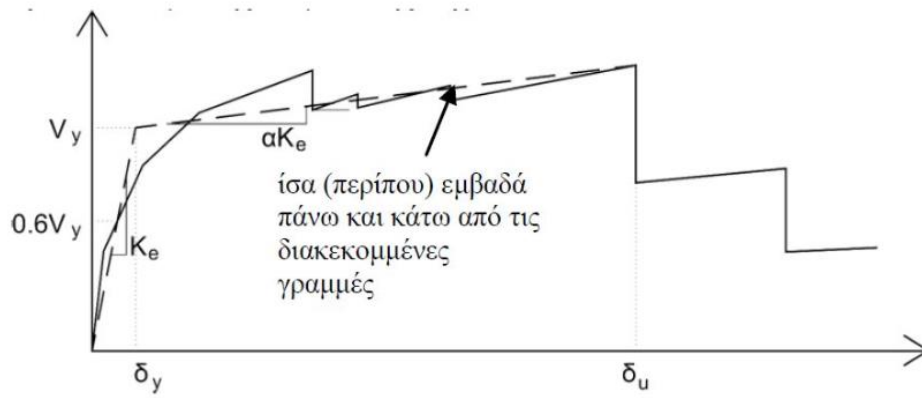
2.12 Κατανομή σεισμικών φορτίων

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τον Καν.Επε. μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- «Ομοιόμορφη», βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- «Ιδιομορφική», ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης

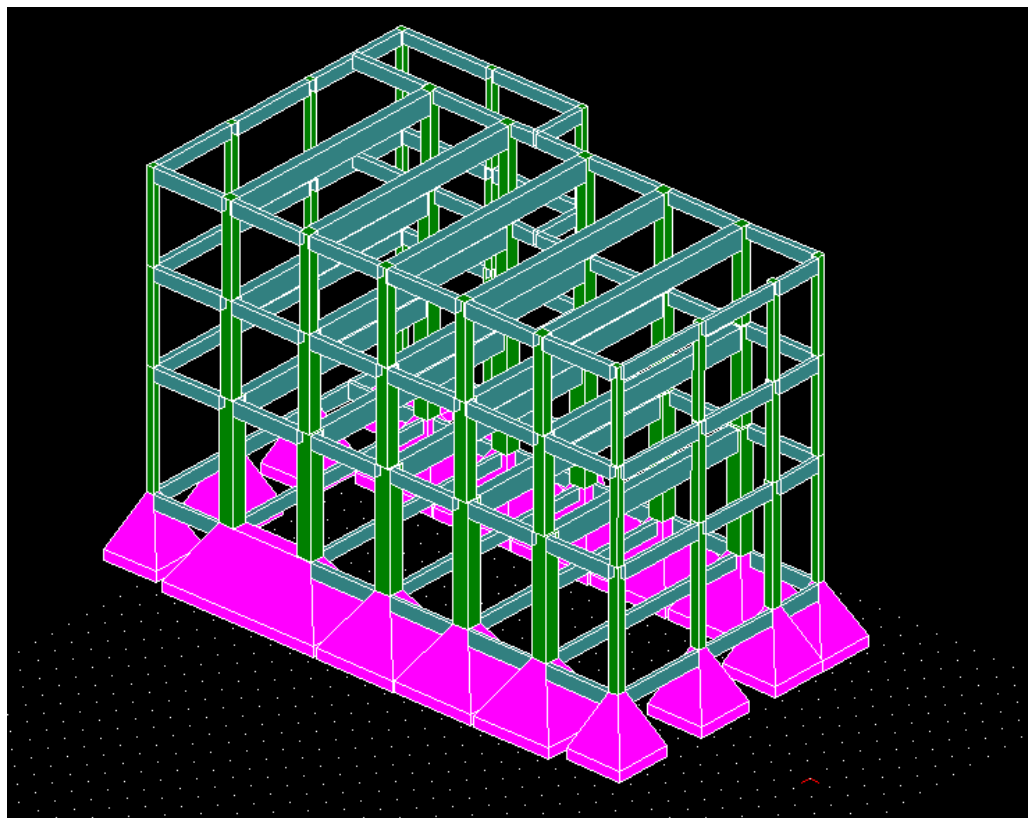
Η μη-γραμμική σχέση δύναμης μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα μετατρέπεται σε μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνίσταται να είναι διγραμμική με κλίση πρώτου κλάδου K_e και κλίση δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζεται γραφικά με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν εκατέρωθεν της εξιδανικευμένης καμπύλης.



Εικόνα 15: Διάγραμμα Τέμνουσας βάρσης και μετακίνησης στόχου

3. Περιγραφή και ανάλυση κτηρίου.

Το υπό μελέτη κτήριο είναι μια κατασκευή του 1962. Πρόκειται για το Κτήριο III της Σιβιτανιδείου Σχολής. Αρχικά, σχεδιάστηκε με σκοπό να γίνει εργαστήριο-βαφείο και τώρα λειτουργεί ως επαγγελματικό λύκειο. Το κτήριο μελετήθηκε από τον καθηγητή του ΕΜΠ κ. Αθανάσιο Ρουσόπουλο.



Εικόνα 16: Προσομοίωμα Κτηρίου εντός του ΡΑΦ

3.1 Μορφολογία φέροντος οργανισμού

Πρόκειται για 3όροφο κτήριο με υπόγειο (στο επίπεδο το θεμελίων) συνολικής επιφάνειας 966 τ.μ. Το κτήριο χαρακτηρίζεται από μια σειρά μεγάλων υποστυλωμάτων και κάποια αρκετά μικρότερα περιφερειακά τα οποία καταλήγουν σε πρισματικά θεμέλια ύψους 2,80 μ και επιφάνεια βάσης 16 τ.μ. Επίσης, δεν παρατηρούνται πουθενά τοιχεία. Ανεβαίνοντας τους ορόφους οι διατομές των υποστυλωμάτων και οι οπλισμοί τους μικραίνουν. Όσο αφορά τις δοκούς, τα περιφερειακά δοκάρια του κάθε ορόφου παραμένουν σταθερά ανά στάθμη όπως και τα κύρια στα πλαίσια αλλά παρατηρούμε σταθερή απομείωση του οπλισμού. Γενικά, το κτήριο δεν διαθέτει ισχυρά γραμμικά μέλη δυσκαμψίας ,τοιχεία, και όπως θα παρατηρήσουμε αργότερα και στις αναλύσεις αυτό κάνει τις αναπτυσσόμενες στροφές στα οριζόντια μέλη ιδιαίτερα μεγάλες.

3.2 Προσομοίωση

3.2.1 Γενικά

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο περιβάλλον του λογισμικού ΡΑΦ 2021.1.64. Αρχικά, καθορίστηκε ο τρισδιάστατος κάναβος του κτιρίου σύμφωνα με τα 'όπως κατασκευάστηκε' σχέδια του 1961 όπως και με κάποια από την μελέτη. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας. Οι πλάκες ορίστηκαν ως επιφανειακά στοιχεία, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος τους και να κατανείμουν τα επιφανειακά φορτία, που θα οριστούν στη συνέχεια, στις δοκούς. Επίσης είναι απαραίτητα στοιχεία για να ορίσουμε τη διαφραγματική λειτουργία που έχουν στην κατασκευή.

3.2.2 Υλικά Κατασκευής

Σύμφωνα με τον Καν.Επε. η στάθμη αξιοπιστίας ορίζεται ως 'ανεκτή' επειδή ενώ έχουμε τα αρχικά σχέδια μελέτης παρατηρήθηκαν με επιτόπου επισκόπηση αρκετές διαφορές τόσο σε επίπεδο γεωμετρίας της κατασκευής και έχουμε περιορισμένη πρόσβαση στα σχέδια 'όπως κατασκευάστηκε'. Ως αφορά τα υλικά, η γνώση μας προέρχεται από υπομνήματα σε στατικά σχέδια.

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

Σχήμα 14: Πίνακας προσδιορισμού Σ.Α.Δ. Καν.Επε.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

1. — Κατά την κατασκευή δέον όπως προβλεφθώσιν επί των υποστύλων, άναμομαι εκ ειδικών ραβδών Φ10 και ελεύθερου μήκους 50 εκ., εις τας θέσεις των διαζυγμάτων. —
2. — Επίσης δέον όπως προβλεφθώσι, εμφανίως προς τας οδύγιας τής επιβλήψεως, πραιοητικοι στηρίξεως γερανοδοκού (βλβλε ηεπτομέρεια). —
3. — Σταθμη ± 0,00 νοεΐται η ετάθμη του περιβαλλοντος το κτήριον λεζοδρομίου, εκτός αν άλλως οριεθ7 κατά την κατασκευή. —
4. — Τα υποστύλωματα ίσογείου και πρώτου ορόφου του συγκροτήματος I θα κατασκευασθώσιν εκ ενυροδέματος ποιότητος Β225. —
5. — Επί των περιμετρικών υποστύλων II και III συγκροτήματος, δέον να προβλεφθώσι κατά την κατασκευή, άναμομαι εκ ραβδών Φ6 και μήκους 30 εκ. όπου θα υπάρη ένωση υποστύλων και τής εκ σκυροδέματος πάκου 10 εκ. έπενδύσεως. —

Παραδοχαί

Ίδιον βάρος ωηλιου. σκυροδέμ.	2400 kg/m ³
Έπίστρωσι δαπέδων	80 kg/m ²
αη έλιμον φορτίο δαπέδων	800 "
" " κλιμάκιον	500 "
κλινοδομαί 1/2 κλ	420 "
Σεισμικός συντελεστής	8 = 0,04

Κατηγορία σκυροδέματος
" " χάλυβος σιδη.

B16,0
St I

Εικόνα 17: Παρατηρήσεις και σημειώσεις εντός των στατικών σχεδίων

Έτσι σύμφωνα με το Παράρτημα 3.1 του Καν.Επε. χρησιμοποιούμε τις αντιπροσωπευτικές τιμές για το σκυροδέμα:

Πίνακας 1. «Ερήμη» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή f_{cm} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{ck} (MPa)
... < 1954	10	6
1954 < ... < 1985	12	8
1985 < ... < 1995	16	12
1995 < ...	20	16

Εικόνα 18: Πίνακες αντιπροσωπευτικών τιμών σκυροδέματος

Και για τον χάλυβα :

Πίνακας 2. «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Διαρροής Χάλυβα Οπλισμού.

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Όνομαστική» Μέση τιμή f_{ym} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{yk} (MPa)
------------------------------	---	--

3 - 25

ΣΧΟΛΙΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΙΜΕΒΑΤΕΩΝ (ΚΑΝ ΕΠΕ 2012)

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

Εικόνα 19: Πίνακες αντιπροσωπευτικών τιμών αντοχής χάλυβα

Στο ΡΑΦ δίνεται η δυνατότητα για μαζική αλλαγή των υλικών των διατομών στο τέλος της μοντελοποίησης η ορίζονται κατά τη διαδικασία εισαγωγής των γραμμικών στοιχείων. Επίσης, μπορούμε μόνοι μας να αλλάξουμε τα χαρακτηριστικά των υλικών όπως εμείς επιθυμούμε.

Μαζική αλλαγή υλικών έργου ή βιβλιοθήκης διατομών

Η αλλαγή να εφαρμοστεί

Μόνο στα δομικά στοιχεία του παρόντος έργου

Σε όλες τις διατομές της βιβλιοθήκης

Επιλέξτε υλικό για μαζική αλλαγή:

Σκυρόδεμα: ΚΑΝΕΠΕ (ερήμην) 1954<...<1985 >>

Παλαιό Σκυρόδεμα: ΚΑΝΕΠΕ (ερήμην) 1954<...<1985 >>

Χάλυβας Ράβδων: ΚΑΝΕΠΕ (ερήμην) S220 & Stahl I >>

Χάλυβας Παλαιών Ράβδων: ΚΑΝΕΠΕ (ερήμην) S220 & Stahl I >>

Χάλυβας Συνδετήρων: ΚΑΝΕΠΕ (ερήμην) S220 & Stahl I >>

Χάλυβας Παλαιών Συνδετήρων: ΚΑΝΕΠΕ (ερήμην) S220 & Stahl I >>

Δομικός Χάλυβας: S235 >>

Δομικός Χάλυβας: S320 >>

Φέρουσα Τοικοποιία: Οπτόλινθοι >>

Ξύλο: C24 >>

Έδαφος: Άργιλος λίγο υγρή >>

Κλείσιμο

Εικόνα 20: Παράθυρο μαζικής αλλαγής υλικών κατασκευής

α/α	Όνομα	E	G	v	α	w	m	γc	fck	fcd	fcm	acc	f
		[kN/m ²]			[1/°C]	[kN/m ³]	[x10 ³ kg/m ³]	[-]	[kN/m ²]				
8	C25/30	3.10e+07	1.292e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	25000	16667	33000	0.85	
9	C30/37	3.30e+07	1.375e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	30000	20000	38000	0.85	
10	C35/45	3.40e+07	1.417e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	35000	23333	43000	0.85	
11	C40/50	3.50e+07	1.458e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	40000	26667	48000	0.85	
12	C45/55	3.60e+07	1.500e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	45000	30000	53000	0.85	
13	C50/60	3.70e+07	1.542e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	50000	33333	58000	0.85	
14	C55/65	3.80e+07	1.583e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	55000	36667	63000	0.85	
15	C60/70	3.90e+07	1.625e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	60000	40000	68000	0.85	
16	KANEΠE (ερήμην) ... < 1954	2.20e+07	9.167e+06	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	6000	4000	10000	0.85	
17	KANEΠE (ερήμην) 1954 < ... < 1985	2.30e+07	9.583e+06	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	8000	5333	12000	0.85	
18	KANEΠE (ερήμην) 1985 < ... < 1995	2.50e+07	1.042e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	12000	8000	16000	0.85	
19	KANEΠE (ερήμην) 1995 < ...	2.70e+07	1.125e+07	0.20	1e-05	25.0	2.55	1.50	16000	10667	20000	0.85	

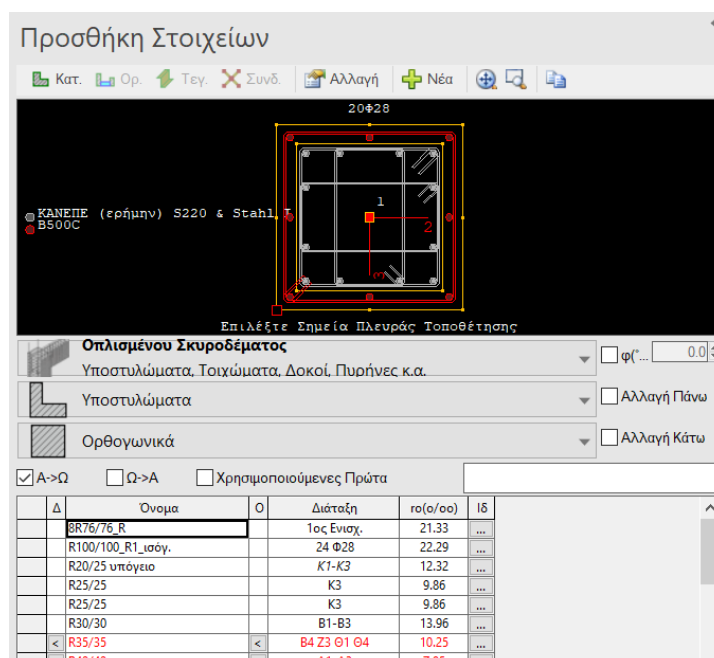
α/α	Όνομα	E	G	v	α	w	m	γs	fyk	fyd	fym	εys	εγυ κάμψης
		[kN/m ²]			[1/°C]	[kN/m ³]	[x10 ³ kg/m ³]		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[σ/σo]	
1	B500C	2.00e+	8.333e+07	0.20	1e-05	78.50	8.00	1.15	500000	434783	550000	2.17	20.00
2	S220	2.00e+	8.333e+07	0.20	1e-05	78.50	8.00	1.15	220000	191304	242000	0.96	20.00
3	S400	2.00e+	8.333e+07	0.20	1e-05	78.50	8.00	1.15	400000	347826	440000	1.74	20.00
4	S500	2.00e+	8.333e+07	0.20	1e-05	78.50	8.00	1.15	500000	434783	550000	2.17	20.00
5	KANEΠE (ερήμην) S220 & Stahl I	2.00e+	8.333e+07	0.20	1e-05	78.50	8.00	1.15	240000	208696	280000	1.04	20.00
6	KANEΠE (ερήμην) S400 & Stahl III	2.00e+	8.333e+07	0.20	1e-05	78.50	8.00	1.15	410000	356522	450000	1.78	20.00
7	KANEΠE (ερήμην) S500 & Stahl IV	2.00e+	8.333e+07	0.20	1e-05	78.50	8.00	1.15	500000	434783	520000	2.17	20.00

Εικόνα 21: Παράθρα χαρακτηριστικών ιδιοτήτων σκυροδέματος και χάλυβα.

3.2.3 Ορισμός φερόντων στοιχείων

3.2.3.1 Δοκοί και υποστλώματα

Το ΡΑΦ διαθέτει μια εκτενή βιβλιοθήκη έτοιμων διατομών για διάφορα είδη γραμμικών στοιχείων και μορφής διατομών και δίνει τη δυνατότητα εισαγωγής ‘custom’ διατομών από τον χρήστη που εισάγονται μετέπειτα στην βιβλιοθήκη. Αντίστοιχα, για κάθε γεωμετρία διατομής δημιουργείται μια βιβλιοθήκη διατάξεων οπλισμών όπου επίσης μπορούμε να εισάγουμε τις δικιές μας διατάξεις, όπου και αυτές με τη σειρά τους εντάσσονται στην βιβλιοθήκη του ΡΑΦ.



Δεδομένα Οπλισμού Διατομής R35/35 (Υποστυλώμα)

α/α	Όνομα	Χάλυβας		Επικάλυψη c [cm]	Περ/κός Συνδ.	Τετραγωνίδια Καναβου για:		Οπλισμός Περιοχής As [cm ² (%Ac)]
		Ράβδ.	Συνδ.			Φ	w mm	
1	E1610	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	4.00	Φ10	Φ20	40.0	16.1cm ² (13.13ο/οο)
2	M201610	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	4.00	Φ10	Φ20	40.0	20.6cm ² (16.82ο/οο)
3	B2010a	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	4.00	Φ10	Φ20	40.0	25.1cm ² (20.51ο/οο)
4	B2010b	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	4.00	Φ10	Φ20	40.0	25.1cm ² (20.51ο/οο)
5	B4 Z3 Θ1 Θ4	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	1.50	Φ08	Φ20	40.0	12.6cm ² (10.25ο/οο)
6	Θ3	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	ΚΑΝΕΠΕ (ερ)	1.50	Φ08	Φ20	40.0	10.2cm ² (8.29ο/οο)

Διαμόρφωση Επιλεγμένης Διάταξης Όπλισης με Ράβδους & Συνδετήρες: Ελάχιστα - Μέγιστα κατά: EAK - ΕΚΩΣ EK2 - EK8

Ac=1225 cm²
 ρmin=1.0% ρmax=4.0% ρ=1.0%
 Asmin=12.2cm² Asmax=49.0cm² As=12.6cm²

Τοποθέτηση
 Νέα Διάταξη Όπλισης

Ράβδοι
 Προσθήκη B500C
 Αλλαγή Φ20

Συνδετήρας ή Σχάρα
 Συνδετήρας B500C
 Αλλαγή Φ08

Διαγραφή Άκυρο

Διαμετρικός Οπλισμός
 Κρίσιμη ανά: 25.0 cm
 Μη Κρίσιμη ανά: 25.0 cm

Απεικόνιση
 Κανάβος Τοποθέτησης
 Αξόνες Συμμετρίας
 Πρόσθετο Τετραγων...

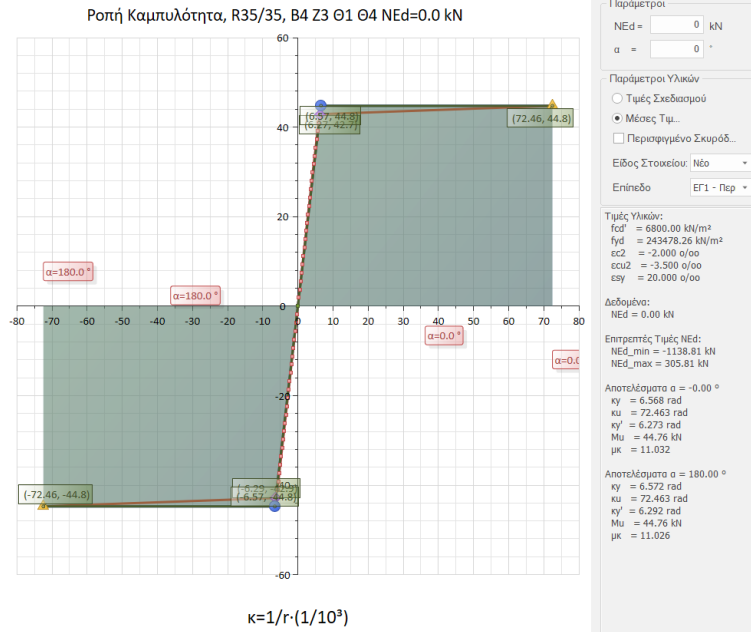
Διαμήκεις Ράβδοι
 Συνδετήρες
 Περίσφιξη
 Λωρίδες Διάτμησης:

Λωρ-1 (φ=0°)
 Λωρ-2 (φ=90°)

OK Cancel

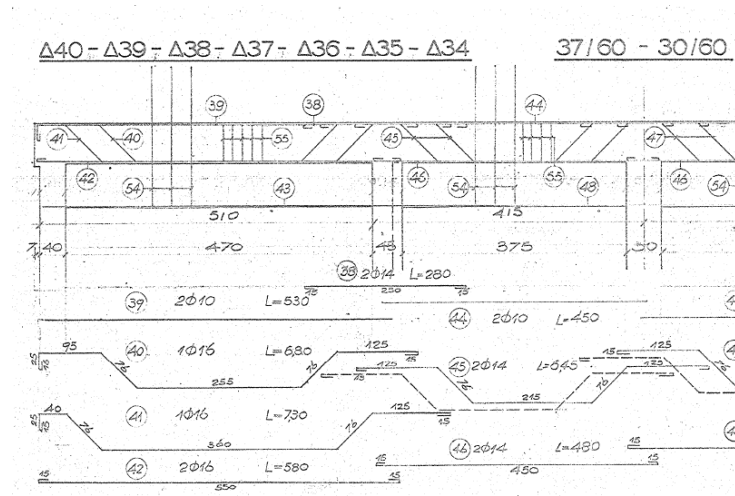
Εικόνα 24: Παράθυρο εισαγωγής και επεξεργασίας οπλισμών διατομής

Επιπλέον, την ώρα εισαγωγής έχουν την ευκαιρία να δούμε σε πραγματικό χρόνο διάφορα χαρακτηριστικά ,ελάχιστα/μέγιστα όρια οπλισμών, αντοχές , διαγράμματα ροπής/καμυλότητας κοκ, της διάταξης όπλισης σε συνδυασμό με τη διατομή



Εικόνα 25: Διάγραμμα Ροπής-Καμπυλότητας

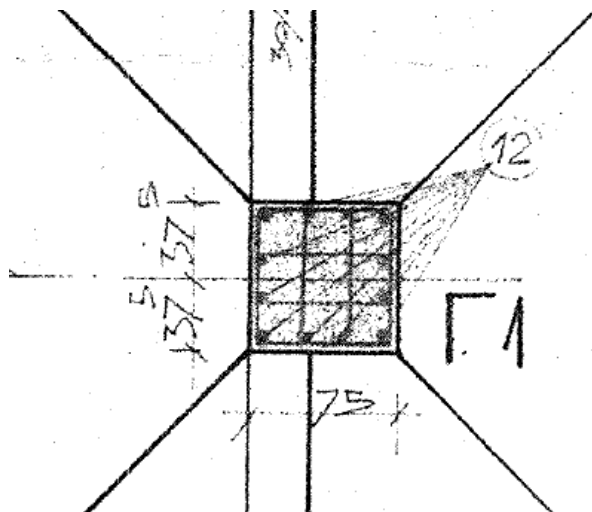
Στο συγκεκριμένο κτήριο παρατηρείται εκτενής χρήση και 'σπάσιμο' των διαμήκων ράβδων στα δοκάρια.



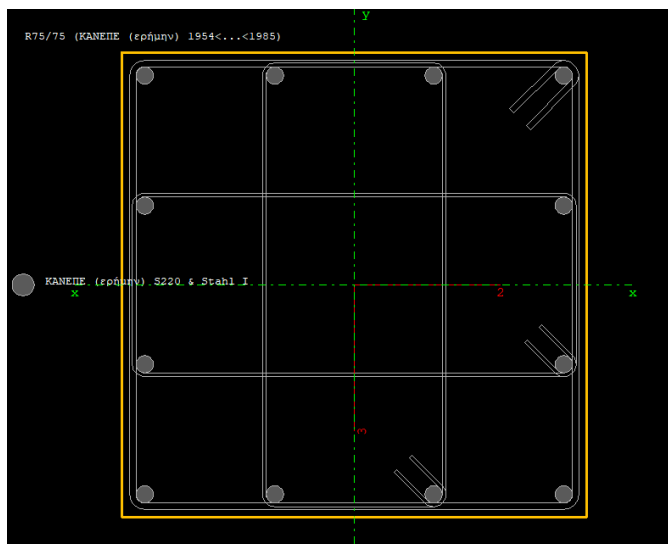
Εικόνα 26: Μέρος σχεδίου λεπτομερειών δοκών

Το ΡΑΦ μας δίνει τη δυνατότητα εισαγωγής αυτών των ράβδων που βοηθούν στην ανάληψη των τεμνουσών δυνάμεων.

Τέλος πολύ σημαντικό είναι το γεγονός ότι στα υποστυλώματα υπάρχουν ενδιάμεσοι συνδετήρες μεταξύ των ράβδων για περίσφιξη του σκυροδέματος κάτι που δεν ήταν υποχρεωτικό με βάσει τους τότε κανονισμούς αλλά είναι ένδειξη του σχεδιασμού από τον καθηγητή κ. Ρουσόπουλο.



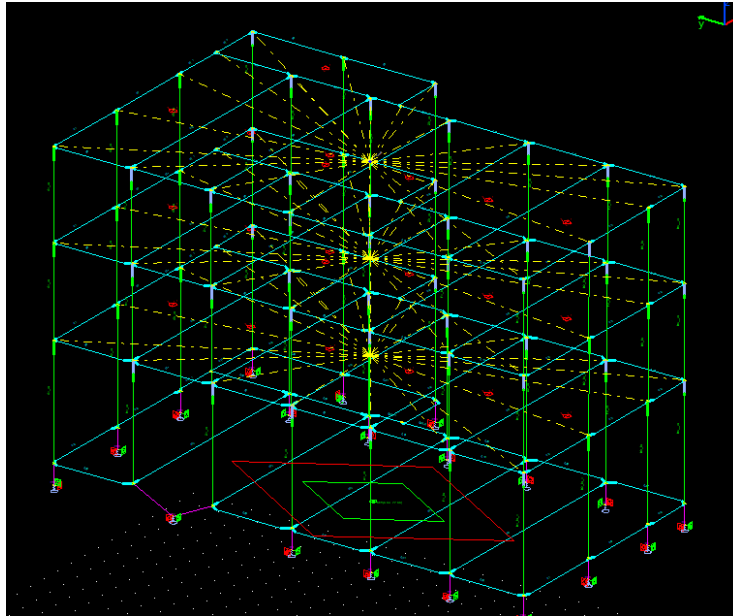
Εικόνα 27: Μέρος σχεδίου θεμελίωσης που δείχνει την διάταξη οπλισμού των υποστυλωμάτων.



Εικόνα 28: Η διατομή του εν λόγω υποστυλώματος στο ΡΑΦ

3.2.3.4 Πλάκες και διαφράγματα.

Αντίστοιχα, ορίζονται οι πλάκες, ο οπλισμός τους και τα αντίστοιχα φορτία που φέρουν. Η διαφραγματική λειτουργία ανά όροφο ορίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.



Εικόνα 29: Διαφράγματα του κτηρίου

Επιλεγμένα Στοιχεία

1 Δοκίματες/Σ. img

Χάλυβας KANΕΠΕ (ερήμην) S220 & Stahl I

Βλήτρα Διεπιφανείας Πλάκας

Ενισχυμένη Πλάκα με Μανδύα

Διάφραγμα Στάθμης

Συμμετέχει στο Διάφραγμα NAI

Συνθήκες Στήριξης

Στήριξη 2-	Αναγνώριση
Στήριξη 1+	Αναγνώριση
Στήριξη 2+	Αναγνώριση
Στήριξη 1-	Αναγνώριση

Επιφανειακά Φορτία

gc	1.2 kN/m ²
gd	0.5 kN/m ²
q	5 kN/m ²

Οπλισμοί

Επικάλυψη c= 2 cm

- ▷ Οπλισμός Ανοίγματος
- ▷ Οπλισμός Στήριξης
- ▷ Συνδετιόες

Εικόνα 30: Παράθυρο εισαγωγής πλακών

3.2.3.5 Πλαστικές αρθρώσεις

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ υπολογίζεται για κάθε διατομή της κατασκευής (δοκούς και υποστυλώματα) η γωνία στροφής διαρροής θ_y , η ροπή διαρροής M_y και η γωνία στροφής κατά την αστοχία θ_u . Στα υποστυλώματα θεωρείται σταθερή αξονική δύναμη η οποία προέκυψε από την φόρτιση $g+0.3q$. Η γωνία στροφής κατά την διαρροή για δοκούς ή υποστυλώματα, θ_y , προκύπτει από την σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

Το μέγεθος "γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης" δίνεται από τη σχέση:

$$\Phi_u^{pl} = \left[\left(\frac{1}{r} \right)_u - \left(\frac{1}{r} \right)_y \right] L_{pl}$$

Αντιστοίχως, το μέγεθος "πλαστική γωνία στροφής χορδής" δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_u^{pl} = \left[\left(\frac{1}{r} \right)_u - \left(\frac{1}{r} \right)_y \right] L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_s} \right) = \Phi_u^{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_s} \right) \quad (3)$$

(Πρακτικά το άκρο χορδής αφίσταται εκ της ιδεατής θέσης πλαστικής άρθρωσης κατά $0.5L_{pl}$.) Τέλος η "γωνία στροφής χορδής στην αστοχία" δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_u = \theta_y + \left[\left(\frac{1}{r} \right)_u - \left(\frac{1}{r} \right)_y \right] L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_s} \right) = \theta_y + \theta_u^{pl} \quad (4)$$

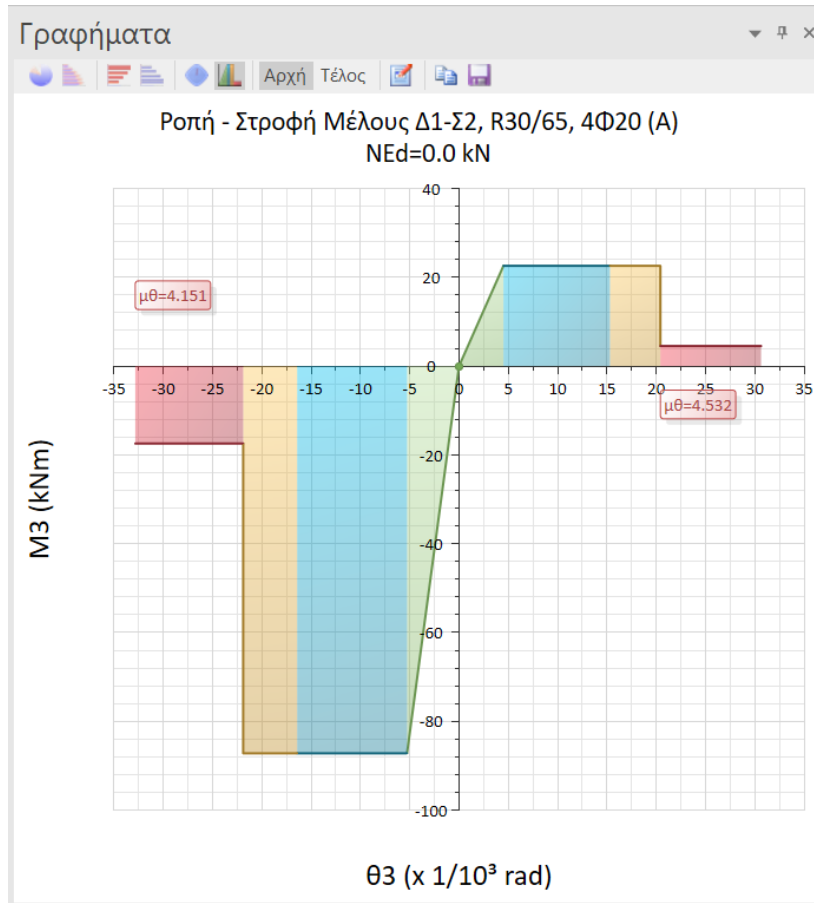
Εικόνα 31: απόκομμα από τον Καν.Επε. για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής

Και εν συνεχεία ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας των μελών.

- ΑΧ (Άμεση Χρήση) ορίζεται να είναι στο σημείο διαρροής της διατομής (θ_y, M_y), όπου $\theta_{pl}=0$
- ΠΖ (Προστασία Ζωής) ορίζεται στο σημείο $(1/2(\theta_y+\theta_u)/\gamma_{rd}, M_y)$ με $\theta_{pl}=1/2(\theta_y+\theta_u)/\gamma_{rd} - \theta_y$
- ΟΚ (Οιονεί κατάρρευση) στο σημείο $(\theta_u/\gamma_{rd}, M_y)$ με $\theta_{pl} = \theta_u/\gamma_{rd} - \theta_y$

Μετά την γωνία στροφής κατά την αστοχία θ_u η διατομή έχει μια απομένουσα αντοχή. Αυτή είναι δύσκολο να εκτιμηθεί το μέτρο της και η παραμόρφωση μέχρι την τελική-ολική κατάρρευση. Κάνουμε την παραδοχή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και την θεωρούμε ίση με το 25% της M_y για παραμορφώσεις έως και $1,5\theta_u$. Πέραν του σημείου αυτού το στοιχείο δεν έχει πλέον καμία φέρουσα ικανότητα.

Το ΡΑΦ κάνει αυτόματα τους υπολογισμούς αυτούς για τις διατομές και παραθέτει τις αντίστοιχες αντοχές και όρια επιτελεστικότητας χρωματικά.

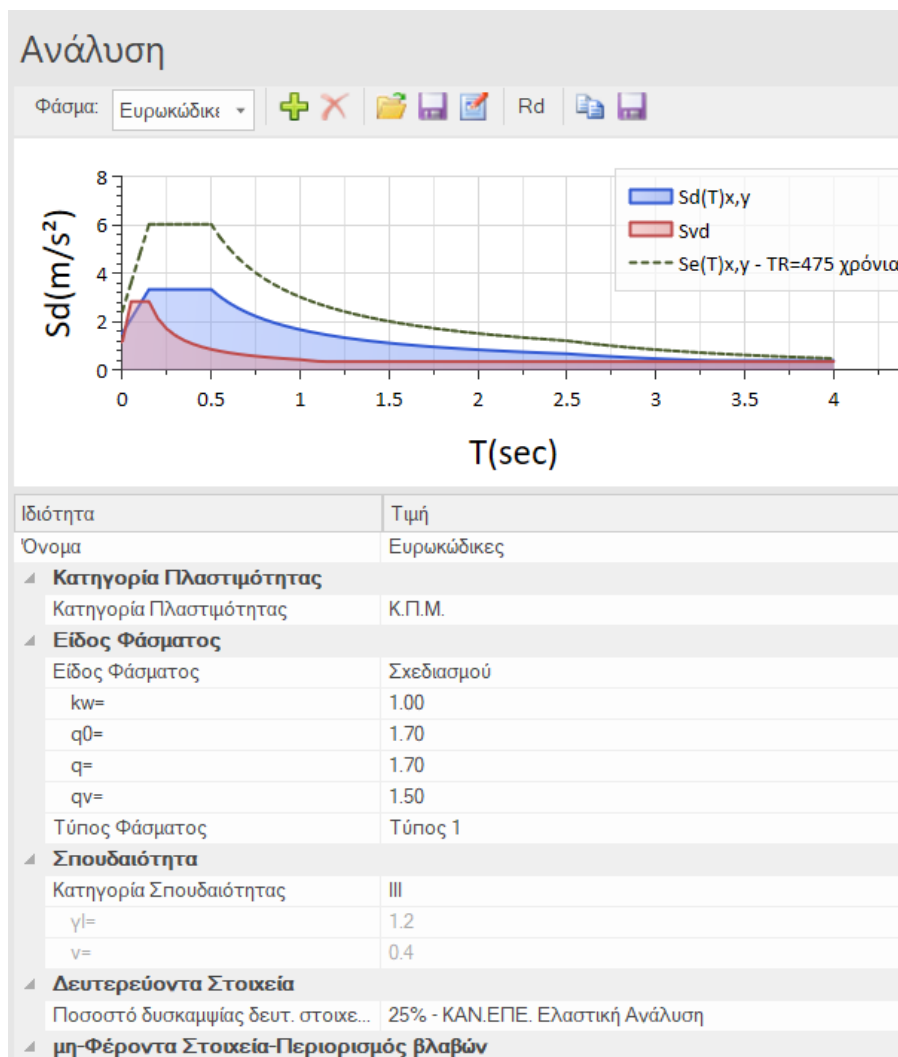


Εικόνα 32: Υπολογισμός Ροπής-Στροφής γραμμικού στοιχείου στο ΡΑΦ μαζί με στάθμες επιτελεστικότητας

4. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς

4.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Πριν ξεκινήσει η σεισμική αποτίμηση της κατασκευής γίνεται μια ελαστική ανάλυση για να προσδιοριστούν οι ιδιομορφές του κτηρίου και να σχηματιστεί μια εικόνα για τη συμπεριφορά του. Ιδιομορφές είναι χαρακτηριστικές μορφές ταλάντωσης στις οποίες αποκρίνεται η κατασκευή εάν διεγερθεί με συχνότητα ίση με μια από τις συχνότητές του (ιδιοσυχνότητες). Μια σημαντική ιδιότητα τους είναι η κίνηση μιας κατασκευής ανά πάσα στιγμή μπορεί να περιγράψει ως το άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων της. Ιδιομορφική ανάλυση έγινε προκειμένου να υπολογιστούν οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιομορφές, τα ποσοστά συμμετοχής μαζών σε κάθε ιδιομορφή και η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Το πρόγραμμα μας δίνει πλήρη πρόσβαση στις παραμέτρους της δυναμικής ανάλυσης και στην επιλογή του φάσματος που χρησιμοποιείται.



Εικόνα 33: Παράθυρο εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης

Τα αποτελέσματα παρατίθενται μέσα από διάφορα παράθυρα.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω^2	α_x	α_y	v_x	v_y	m_x	m_y	Σm_x	Σm_y
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[·]	[·]	[%]			
1	E1	No1	0.93954	1.06435	6.68753	44.72309	1.76974	1.76974	0.20920	36.17641	0.003	87.310	0.003	87.310
2		No2	0.89939	1.11187	6.98606	48.80504	1.84792	1.84792	36.36494	-0.39497	88.222	0.010	88.225	87.320
3		No3	0.78493	1.27401	8.00482	64.07708	2.11917	2.11917	3.84245	1.89386	0.985	0.239	89.210	87.559
4		No4	0.32839	3.04519	19.13350	366.09086	3.32386	3.32386	-0.21225	-12.1227	0.003	9.804	89.213	97.364
5		No5	0.30310	3.29920	20.72949	429.71186	3.32386	3.32386	11.37950	-0.42597	8.639	0.012	97.852	97.376
6		No6	0.27143	3.68418	23.14841	535.84882	3.32386	3.32386	-1.64488	-1.09007	0.181	0.079	98.032	97.455
7		No7	0.17972	5.56435	34.96181	1222.32840	3.32386	3.32386	-0.11816	-6.13191	0.001	2.508	98.033	99.963
8		No8	0.16441	6.08237	38.21665	1460.51225	3.32386	3.32386	-5.34502	0.25987	1.906	0.005	99.939	99.968
9		No9	0.15224	6.56858	41.27161	1703.34547	3.32386	3.32386	-0.95544	-0.69449	0.061	0.032	100.000	100.000
10	E2	No1	0.96409	1.03724	6.51720	42.47392	1.72475	1.72475	-3.05880	34.40502	0.624	78.969	0.624	78.969
11		No2	0.89841	1.11308	6.99366	48.91132	1.85004	1.85004	36.31840	3.78204	87.996	0.954	88.620	79.923
12		No3	0.76609	1.30533	8.20164	67.26696	2.17134	2.17134	2.96941	-10.7140	0.588	7.658	89.209	87.581
13		No4	0.33390	2.99490	18.81754	354.09964	3.32386	3.32386	0.57227	-11.7279	0.022	9.176	89.231	96.757
14		No5	0.30290	3.30141	20.74336	430.28692	3.32386	3.32386	11.40313	0.93388	8.675	0.058	97.905	96.815
15		No6	0.26715	3.74323	23.51941	553.16251	3.32386	3.32386	1.38107	-3.09451	0.127	0.639	98.033	97.454
16		No7	0.18278	5.47092	34.37478	1181.62516	3.32386	3.32386	0.20022	-5.88018	0.003	2.307	98.035	99.761
17		No8	0.16430	6.08641	38.24206	1462.45491	3.32386	3.32386	-5.37317	-0.48420	1.926	0.016	99.961	99.776
18		No9	0.14977	6.67712	41.95361	1760.10570	3.32101	3.32101	-0.76124	1.83095	0.039	0.224	100.000	100.000
19	F3	No1	0.95352	1.04874	6.58945	43.42086	1.74324	1.74324	-1.98215	27.97031	26.211	52.102	26.211	52.102

Εικόνα 34: Πίνακας Αποτελεσμάτων Δυναμικής ανάλυσης.

4.2 Προϋποθέσεις Εφαρμογής Υπερωθητικής Ανάλυσης

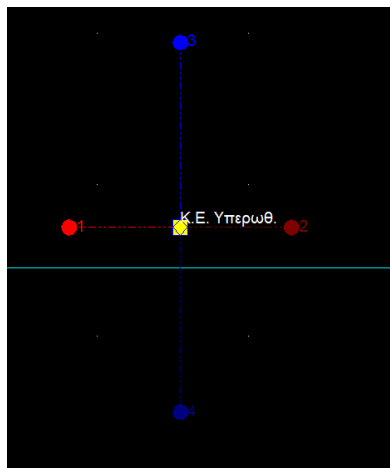
Στη συνέχεια, πριν προχωρήσουμε με την ανάλυση της Pushover πρέπει να κάνουμε τους απαραίτητους ελέγχους εφαρμοσιμότητας της μεθόδου όπως τους παραθέτει ο Καν.Επε. θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές, οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα έστω και σε έναν όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση.

Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. 55.7.2(α)						
α/α	Θέση Μάζας	Διεύθυνση	Στάθμη	1.30·F1	Ftot	1.30·F1 > Ftot
				kN		
-	Κανονικό κτήριο με ένα μόνο διάφραγμα σε κάθε στάθμη. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
-	Δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
1	1	x	Σ3	1419.77	1207.53	
2			Σ2	2535.57	1971.68	
3			Σ1	3176.81	2498.42	
4		y	Σ3	1385.47	1189.73	
5			Σ2	2437.32	1889.40	
6			Σ1	3010.95	2377.02	
7	2	x	Σ3	1417.83	1208.51	
8			Σ2	2532.11	1973.05	
9			Σ1	3172.33	2500.14	
10		y	Σ3	1214.66	1090.06	
11			Σ2	2143.65	1721.05	
12			Σ1	2654.07	2172.25	

Εικόνα 35: Έλεγχος Προϋποθέσεων για Pushover

4.3 Περιπτώσεις Φορτίσεων

Σύμφωνα με τον Καν.Επε. ορίζονται τέσσερις τυχηματικές εκκεντρότητες ως προς τον κόμβο ελέγχου της κατασκευής. Για να είναι επαρκής η ανάλυση πρέπει να ελεγχθεί το κτήριο και στις δύο διευθύνσεις και για τις δύο φορές. Για κάθε κατεύθυνση της σεισμικής φόρτισης λαμβάνεται συνεισφορά κατά 30% της άλλης διεύθυνσης.

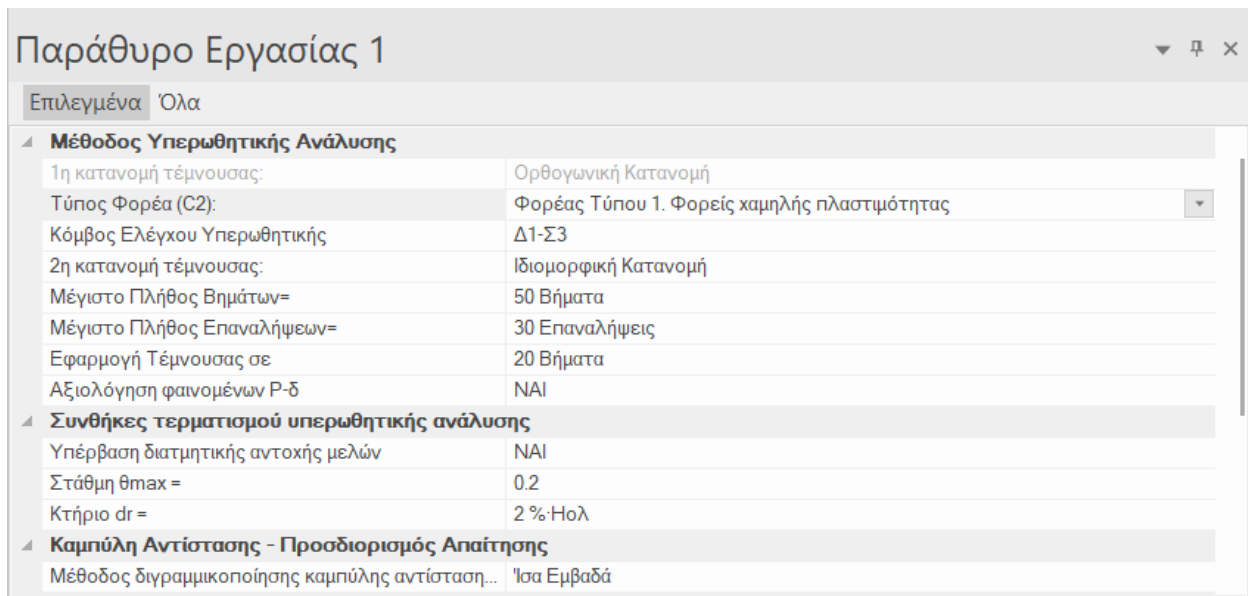


Εικόνα 36: Θέσεις Μάζας με εκκεντρότητα

Υπερωθητική				
Καμπύλες Ροής-Στροφής Διατάξεων Όπλισης				
Καμπύλες θ-M		Διαγραφή Καμπυλών και Χώρων		
Υπερωθητική Ανάλυση				
Επίλυση Όλων		Διαγραφή Αποτελεσμάτων Υ.Α.		
Ορθογωνική Κατανομή - Υπερωθητική				
Επίλυση Κατανομής	ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4
+x+0.30y			>	>
+x-0.30y			>	>
-x+0.30y			>	>
-x-0.30y			>	>
+y+0.30x	>	>		
+y-0.30x	>	>		
-y+0.30x	>	>		
-y-0.30x	>	>		
Ιδιομορφική Κατανομή - Υπερωθητική				
Επίλυση Κατανομής	ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4
+x+0.30y			>	>
+x-0.30y			>	>
-x+0.30y			>	>
-x-0.30y			>	>
+y+0.30x	>	>		
+y-0.30x	>	>		
-y+0.30x	>	>		
-y-0.30x	>	>		

Εικόνα 37: Συνδυασμοί φορτίσεων και εκεντροτήτων

Και ορίζουμε τις υπόλοιπες παραμέτρους της Υπερωθητικής ανάλυσης. Η φόρτιση της κατασκευής γίνεται μέσω της ελεγχόμενης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (Displacement Control) έτσι ώστε να παρέχεται επαρκής εικόνα της ανελαστικής απόκρισης του κτηρίου και μετά την υπέρβαση της μέγιστης τέμνουσας βάσης που αναπτύσσεται.



Εικόνα 38: Παράθυρο παραμέτρων Υπερωθητικής

4.4 Αποτελέσματα Υπερωθητικής Ανάλυσης

Το πρόγραμμα μας δίνει αναλυτικά την καμπύλη ικανότητας του κτηρίου για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Επίσης, δημιουργεί ένα συγκεντρωτικό μητρώο για την αξιολόγηση όλων των επιλύσεων με βάση το λόγο εξάντλησης της ικανότητας, όπου εν προκειμένω ορίζεται σύμφωνα με την στάθμη επιτελεστικότητας B1 (Significant Damage), σε σχέση με την στοχευόμενη μετακίνηση στόχου.

Επιλεγμένα Όλα

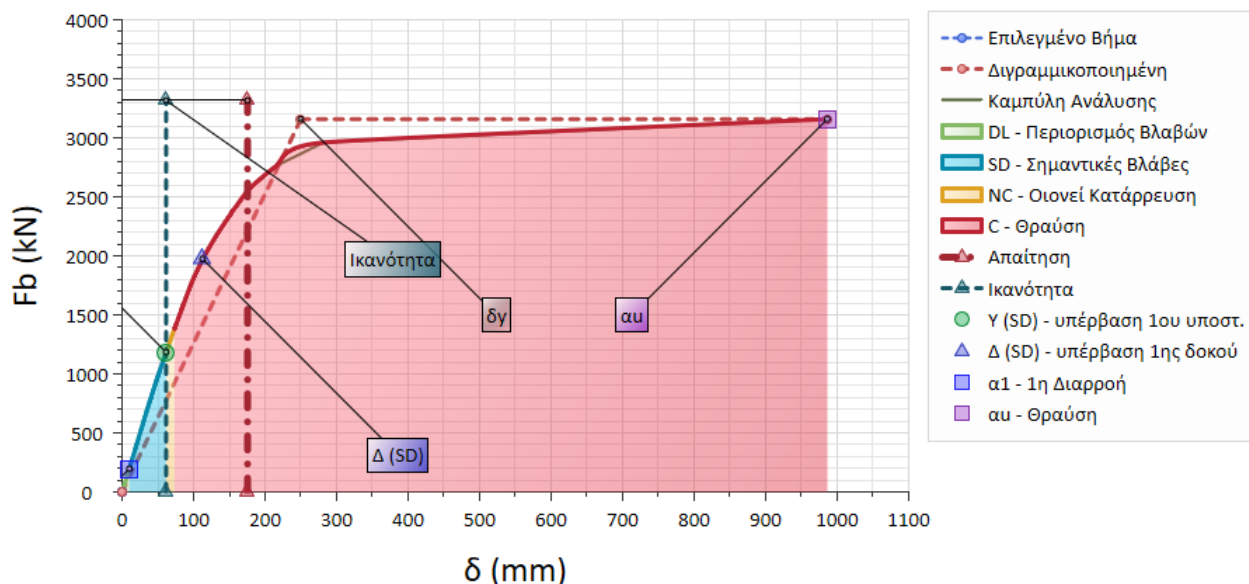
Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επιλυση	Fa1	Fu	δα1	δγ	δu	μΔ=δu/δγ	αυ/α1=Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR=δαπ/δικ
		kN		mm						mm		
1	ΘM1 Op +y+0.30x	184.63	1107.80	23.341	285.19	592.125	2.076	6.000	4.500	147.961	243.773	1.648
2	ΘM1 Op +y-0.30x	184.63	1107.80	23.422	282.73	591.782	2.093	6.000	4.500	147.465	243.773	1.653
3	ΘM1 Op -y+0.30x	184.63	1107.80	22.614	271.55	552.123	2.033	6.000	4.500	142.643	243.773	1.709
4	ΘM1 Op -y-0.30x	184.63	1107.80	22.536	265.95	528.928	1.989	6.000	4.500	142.515	243.773	1.711
5	ΘM2 Op +y+0.30x	184.54	1107.27	23.449	289.42	616.448	2.130	6.000	4.500	149.448	243.774	1.631
6	ΘM2 Op +y-0.30x	184.54	1107.27	23.530	289.24	611.648	2.115	6.000	4.500	150.185	243.774	1.623
7	ΘM2 Op -y+0.30x	184.54	1107.27	22.936	276.26	564.141	2.042	6.000	4.500	145.270	243.774	1.678
8	ΘM2 Op -y-0.30x	184.54	1107.27	22.870	272.41	547.194	2.009	6.000	4.500	145.701	243.774	1.673
9	ΘM3 Op +x+0.30y	197.38	3158.06	8.395	157.98	305.135	1.931	16.000	4.500	84.858	139.477	1.644
10	ΘM3 Op +x-0.30y	197.38	3158.06	9.914	214.23	735.168	3.432	16.000	4.500	98.463	162.422	1.650
11	ΘM3 Op -x+0.30y	197.38	3158.06	7.979	180.00	421.532	2.342	16.000	4.500	94.814	148.881	1.570
12	ΘM3 Op -x-0.30y	197.38	3355.44	6.918	198.13	891.613	4.500	17.000	4.500	82.550	151.535	1.836
13	ΘM4 Op +x+0.30y	197.39	3355.59	8.196	182.69	544.702	2.982	17.000	4.500	65.873	145.507	2.209
14	ΘM4 Op +x-0.30y	197.39	3158.20	9.485	176.02	346.256	1.967	16.000	4.500	74.236	147.223	1.983
15	ΘM4 Op -x+0.30y	197.39	3355.59	7.885	223.24	947.530	4.244	17.000	4.500	71.735	160.848	2.242
16	ΘM4 Op -x-0.30y	197.39	3355.59	7.095	189.35	744.527	3.932	17.000	4.500	63.989	148.137	2.315
17	ΘM1 Ιδ +y+0.30x	184.63	923.17	28.001	300.61	625.127	2.079	5.000	4.500	246.556	243.773	0.989
18	ΘM1 Ιδ +y-0.30x	184.63	923.17	27.952	295.90	614.021	2.075	5.000	4.500	242.652	243.773	1.005
19	ΘM1 Ιδ -y+0.30x	184.63	923.17	27.114	272.53	539.257	1.979	5.000	4.500	224.675	243.773	1.085
20	ΘM1 Ιδ -y-0.30x	184.63	923.17	27.251	273.30	537.525	1.967	5.000	4.500	223.520	243.773	1.091
21	ΘM2 Ιδ +y+0.30x	184.54	922.72	28.152	305.01	637.759	2.091	5.000	4.500	249.095	243.774	0.979
22	ΘM2 Ιδ +y-0.30x	184.54	922.72	28.115	306.23	646.191	2.110	5.000	4.500	251.294	243.774	0.970
23	ΘM2 Ιδ -y+0.30x	184.54	922.72	27.528	281.04	571.509	2.034	5.000	4.500	228.794	243.774	1.065
24	ΘM2 Ιδ -y-0.30x	184.54	922.72	27.607	280.53	557.851	1.989	5.000	4.500	232.693	243.774	1.048
25	ΘM3 Ιδ +x+0.30y	197.38	2960.68	10.455	201.87	399.192	1.977	15.000	4.500	73.435	162.839	2.217
26	ΘM3 Ιδ +x-0.30y	197.38	2763.30	11.753	192.48	303.519	1.577	14.000	4.500	81.520	164.588	2.019
27	ΘM3 Ιδ -x+0.30y	197.38	2960.68	9.866	223.87	643.063	2.872	15.000	4.500	79.088	171.482	2.168
28	ΘM3 Ιδ -x-0.30y	197.38	2960.68	8.817	187.61	355.774	1.896	15.000	4.500	71.048	156.983	2.210
29	ΘM4 Ιδ +x+0.30y	197.39	3158.20	10.201	249.97	986.395	3.946	16.000	4.500	61.493	175.442	2.853
30	ΘM4 Ιδ +x-0.30y	197.39	2960.81	11.284	229.25	655.514	2.859	15.000	4.500	67.539	173.527	2.569

Εικόνα 39: Πίνακας Αξιολόγησης επιλύσεων.

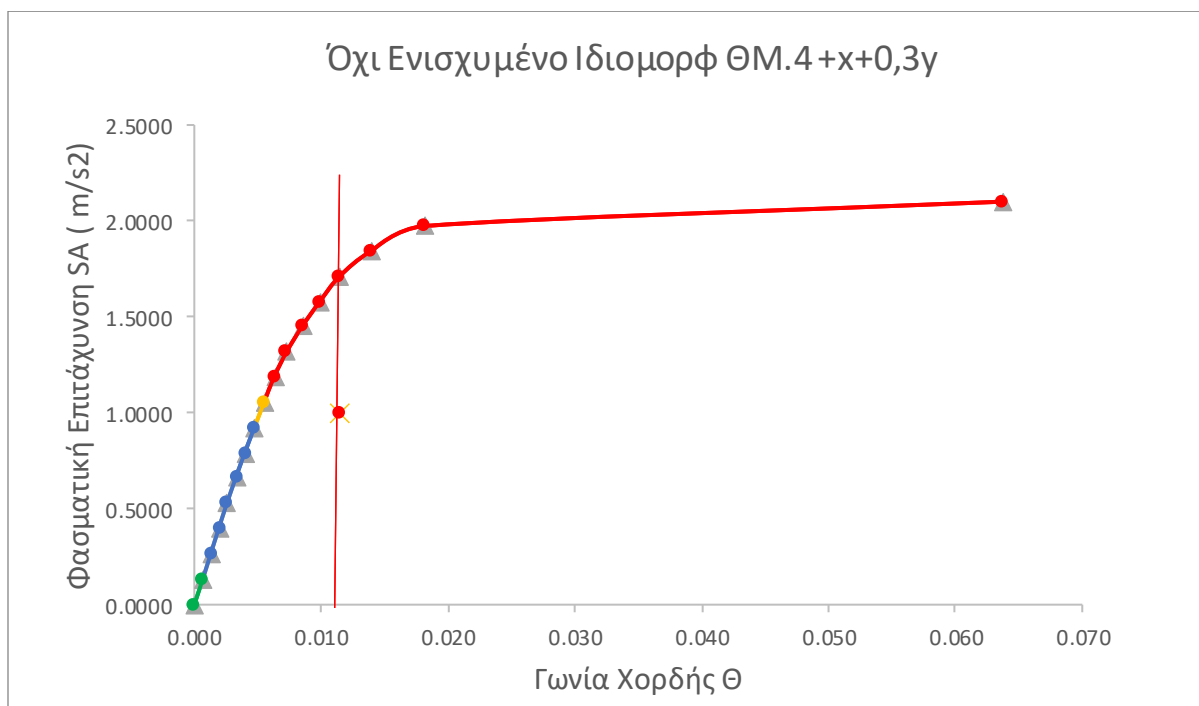
4.4.1 Κατά Χ

Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη φόρτιση για τον κτήριο είναι η +x+0,3y με την εφαρμογή της ιδιομορφικής κατανομής φορτίων στη εκκεντρότητα της Θέσης Μάζας 4, 5% κατά -y, με λόγω εξάντλησης 2,853 και αντίστοιχα -x-0,3y στη εφαρμογή της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων πάλι στη Θέση Μάζας 4 με λόγω εξάντλησης 2,315.

Ιδιομορφική Κατανομή, Θέση Μάζας 4, +x+0.30y
 SD - Σημαντικές Βλάβες - TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια



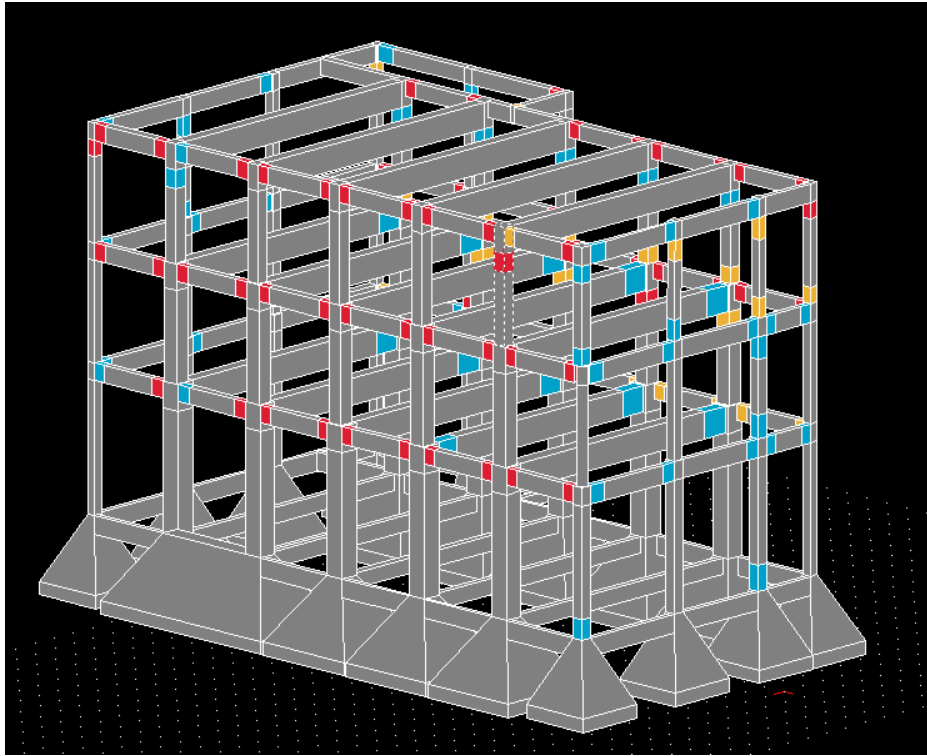
Εικόνα 40: Η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου για την εφαρμογή +x+0,3y ιδιομορφικής κατανομής με εκκεντρότητα 5%-y



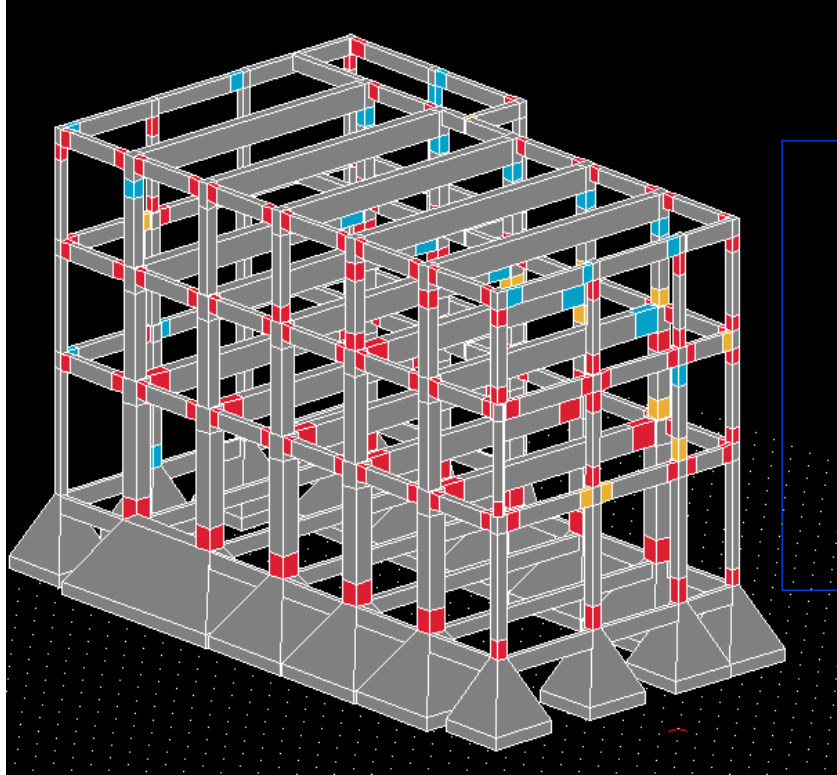
Εικόνα 41: Η καμπύλη ικανότητας με όρους φασματικής επιτάχυνσης SA και γωνία στροφής θ

Το πρόγραμμα μας δίνει την δυνατότητα παρακολούθησης της κατασκευής ανά βήμα εφαρμογής των φορτίων της φόρτισης. Και στις 2 αυτές περιπτώσεις αλλά και στους υπόλοιπους

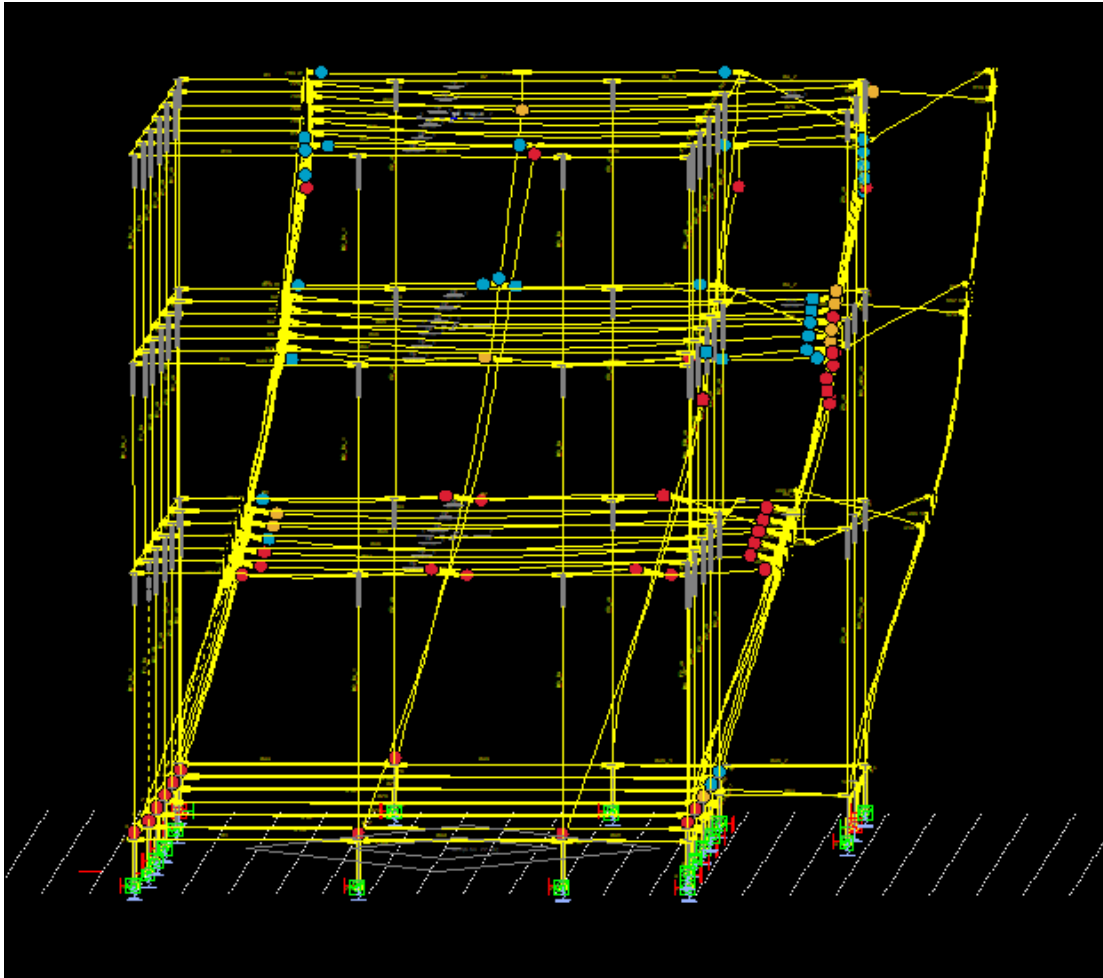
συνδυασμούς κατά Χ παρατηρήθηκε ότι τα πρώτα στοιχεία που διαρρέουν είναι ένα κεντρικό υποστύλωμα του 2^{ου} ορόφου, εν συνεχεία οι περιφερειακές δοκοί του ορόφου και τα υπόλοιπα υποστυλώματα.



Εικόνα 42: Πλαστικές αρθρώσεις στην μετακίνηση στόχου.



Εικόνα 43: Πλαστικές αρθρώσεις στην ολική θραύση της κατασκευής.

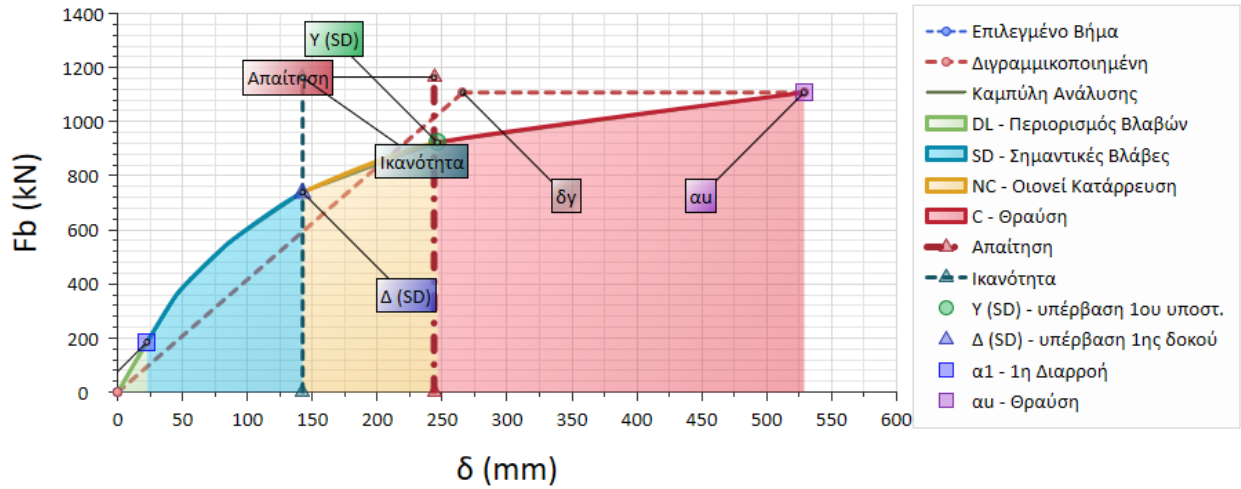


Εικόνα 44: Παραμόρφωση Φορέα και θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

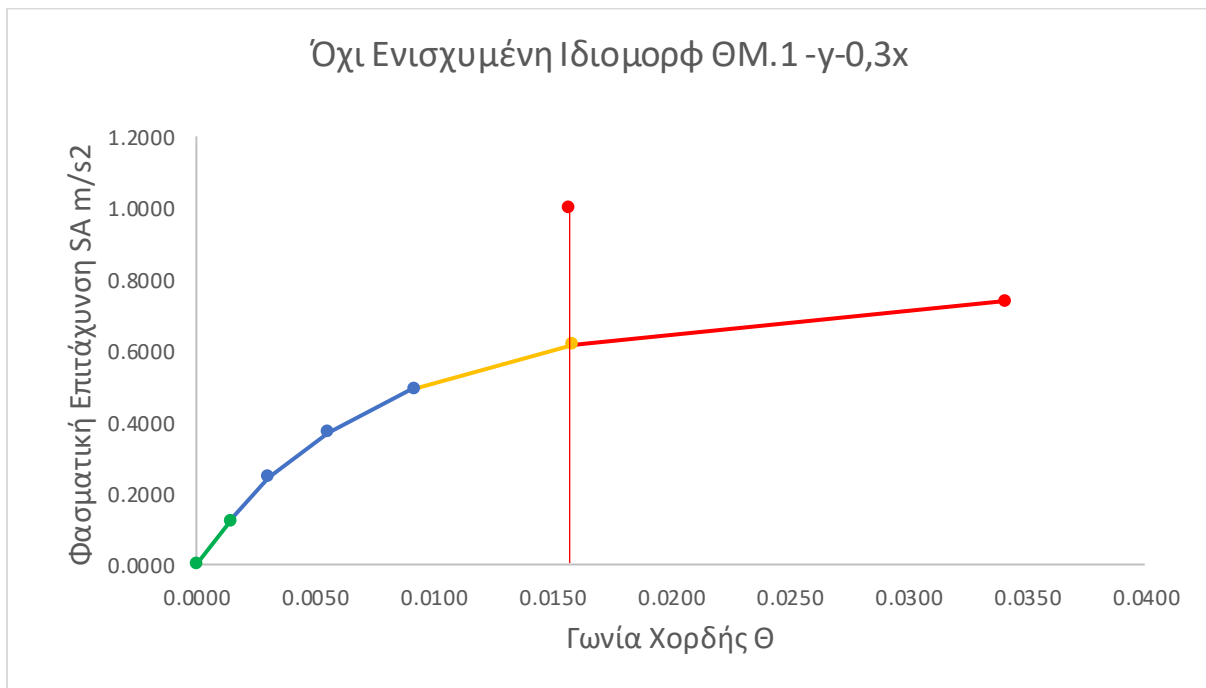
4.4.2 Κατά Y

Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη φόρτιση για τον κτήριο είναι η $-y-0,3x$ με την εφαρμογή της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη εκκεντρότητα της Θέσης Μάζας 1, 5% κατά $-x$, με λόγω εξάντλησης 1,711 και αντίστοιχα $-y+0,3x$ στη εφαρμογή της ιδιομορφικής κατανομής των φορτίων πάλι στη Θέση Μάζας 1 με λόγω εξάντλησης 1,085.

Ορθογωνική Κατανομή, Θέση Μάζας 1, $-y-0.30x$
 SD - Σημαντικές Βλάβες - TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια

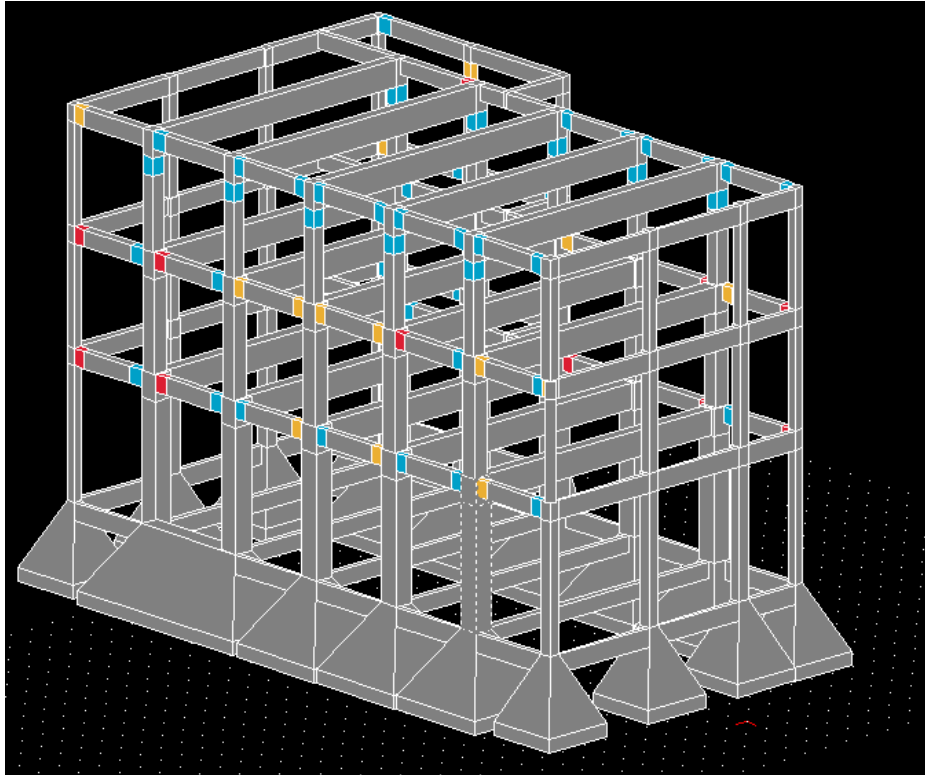


Εικόνα 45: Καμπύλη Ικανότητας της κατασκευής κατά $-y-0,3x$ στη $\Theta.M.1$

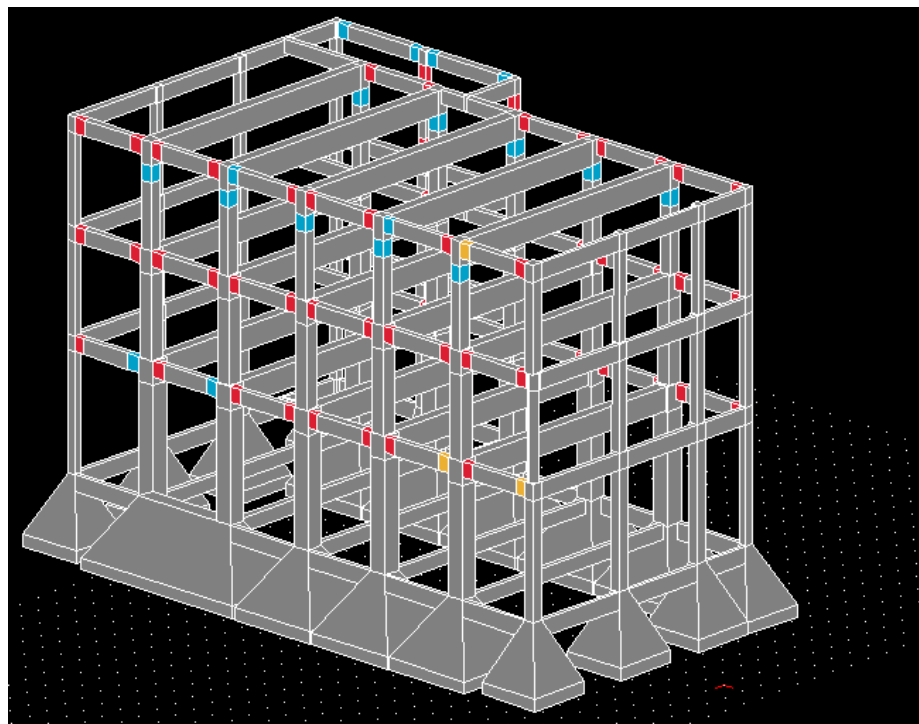


Εικόνα 46: Η καμπύλη ικανότητας σε όρους φασματικής επιτάχυνσης SA και γωνία χορδής θ

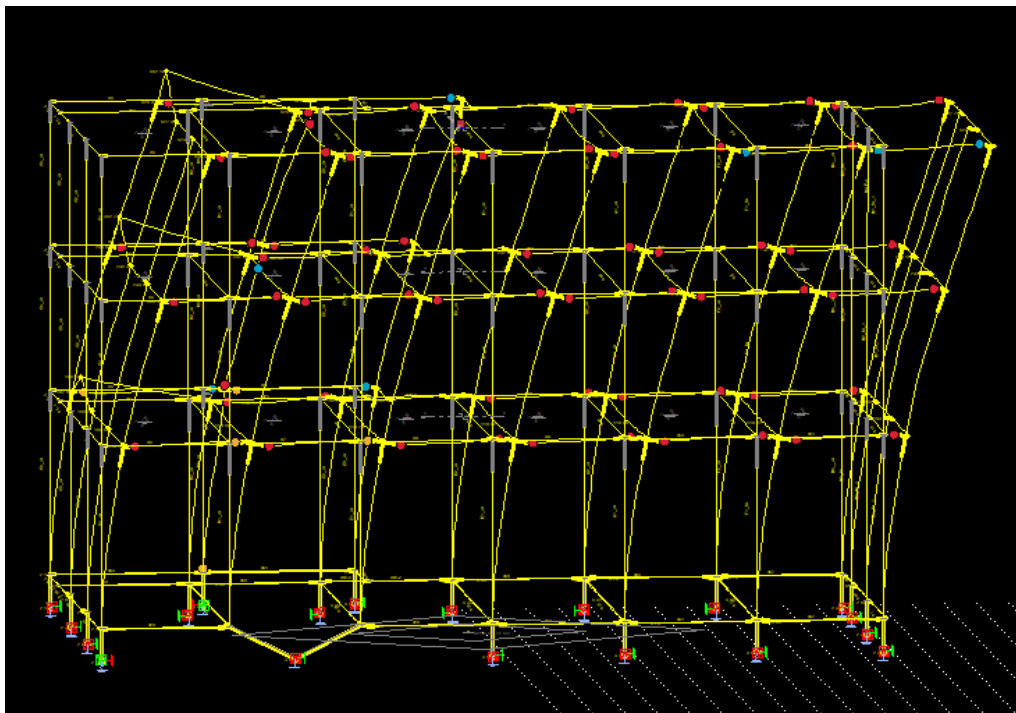
Στη συγκεκριμένη περίπτωση παρατηρούμε ότι τα υποστυλώματα δεν ξεπερνάνε τα όρια διαρροής τους και ότι τα γραμμικά μέλη που διαρρέουν πρώτα είναι τα δοκάρια οροφής 1^{ου} και ισογείου και μετά κάποια πιο αδύναμα υποστυλώματα.



Εικόνα 47: Πλαστικές αρθρώσεις στην μετακίνηση στόχου



Εικόνα 48: Πλαστικές αρθρώσεις κατά την θραύση της κατασκευής.

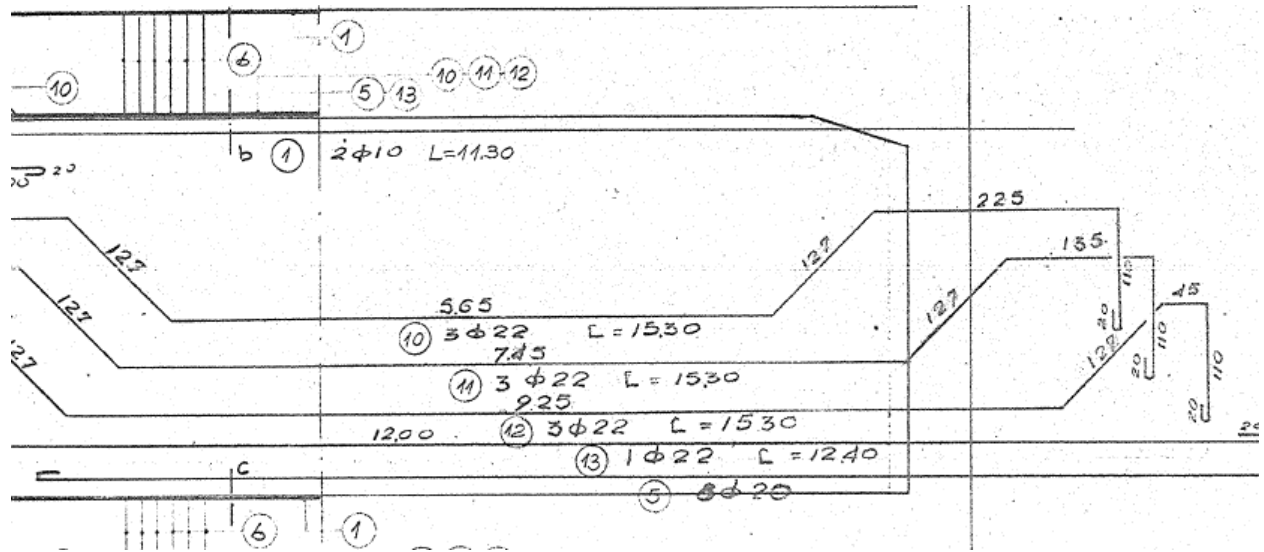


Εικόνα 49: Παραμόρφωση Φορέα και θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

4.5 Αποτελέσματα.

Πρέπει να σημειωθεί ότι μέχρι τώρα κρίναμε τα αποτελέσματα της Υπερωθητικής ανάλυσης σε σχέση με την ικανοποίηση των ορίων της στάθμης επιτελεστικότητας, όρια στροφών στα γραμμικά μέλη, που προσπαθούμε να επιτύχουμε. Όσο αναφορά τη μέγιστη τέμνουσα βάσης που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή αυτή είναι 922,72 KN. Παρατηρούμε ότι το κτήριο είναι πιο ευαίσθητο στην Χ διεύθυνση ως προς το λόγω εξάντλησης ικανότητας/απαιτήσης αλλά μπορεί να φέρει παραπάνω φορτία. Αυτό οφείλεται στη μορφολογία των δοκών όπου στην διεύθυνση Χ πολύ γρήγορα ξεπερνούν τις στροφές πλαστικοποίησής του αλλά ο οργανισμός έχει μεγαλύτερο μεταλαστικό κλάδο και μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερα ποσά ενέργειας. Αντιθέτως στην Υ διεύθυνση η τέμνουσα που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή είναι πολύ μικρότερη και το κτήριο φτάνει την παραμόρφωση θραύσης σε πολύ μικρότερη δύναμη. Παρατηρούμε μια καθολική ανεπάρκεια τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων να φέρουν τα φορτία και τις παραμορφώσεις. Αυτό οφείλεται τόσο στο μικρό ποσό του διαμήκους οπλισμού όσο και στις αντιπροσωπευτικές απομειωμένες τιμές αντοχής των υλικών που μας δίνει ο Καν.Επε. για την συγκεκριμένη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων. Επίσης, για αυτό το αποτέλεσμα ευθύνεται και η λογική σχεδίασης της τότε εποχής. Πέρα από το γεγονός ότι δεν υπήρχε η έννοια του ικανοτικού ελέγχου κόμβων για τη στατική επίλυση του φορέα χρησιμοποιούνταν το αμφιαρθρωτό μοντέλο για τις δοκούς. Αυτό σήμαινε ότι δεν σχεδίαζαν τις δοκούς με σκοπό να παραλαμβάνουν ροπές στα άκρα τους με άμεση συνέπεια στις σύγχρονες αναλύσεις να παρατηρούνται αρκετές ανεπάρκειες στις παριές των δοκών. Τέλος, στα ανοίγματα παρατηρείται πολύ μικρό ποσό

εφελκόμενου οπλισμού , για παράδειγμα στις κεντρικές δοκούς πλαισίου παρατηρείται να υπάρχει συνδυασμός 10φ22 και 8φ20 ράβδων κάτω με μόλις 2 φ10 πάνω για τη συγκράτηση των συνδετήρων, βλ. εικόνα 48.



Εικόνα 50: Διάταξη ράβδων στις δοκούς πλαισίου

5. Προτάσεις Επεμβάσεων Κατασκευής

5.1 Επεμβάσεις

Επεμβάσεις ορίζεται κάθε ως οποιαδήποτε διαδικασία με σκοπό με τη στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχεις, ως συνέπεια την τροποποίηση της απόκρισής του. Οι επεμβάσεις που γίνονται μπορούν να χαρακτηριστούν ως επισκευές ή ως ενισχύσεις ανάλογα με τον σκοπό τον οποίο επιτελούν. Επισκευές αποτελούν οι επεμβάσεις οι οποίες έχουν σκοπό την αποκατάσταση των προ βλάβης μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων ενός δομήματος και επαναφέρουν στο φορέα την αρχική του φέρουσα ικανότητα. Οι ενισχύσεις έχουν ως στόχο την αύξηση της φέρουσα ικανότητας ή της πλαστιμότητας του δομήματος και οδηγούν σε καλύτερη στάθμη από αυτή του αρχικού σχεδιασμού.

Στην υπό μελέτη κατασκευή προτείνονται δύο διαφορετικά σενάρια επεμβάσεων, και τα δύο ενισχύσεις.

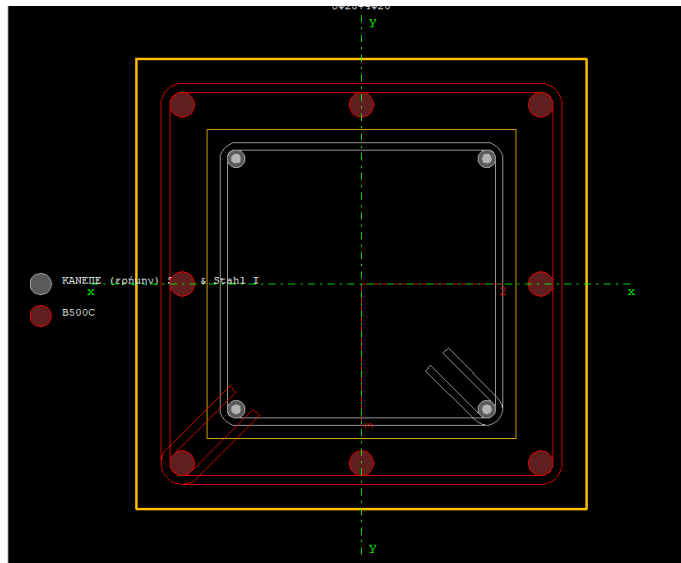
5.1.1 Ενίσχυση δοκών/υποστυλωμάτων με μανδύες

Προτείνεται η ενίσχυση των πιο ευαίσθητων υποστυλωμάτων και δοκών ώστε να αποκτήσουν πιο πλαστική συμπεριφορά. Διαδοχικά, θέσαμε ως δευτερεύοντα στοιχεία τόσα ώστε να είμαστε εντός των ορίων απομειώμενης δυσκαμψίας που θέτει ο Καν.Επε. και αντίστοιχα η μετατροπή των στηριζέων σε αρθρώσεις να είναι λογική. Για υλικά θα χρησιμοποιηθούν σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβας B500C για τις ράβδους και τους συνδετήρες.

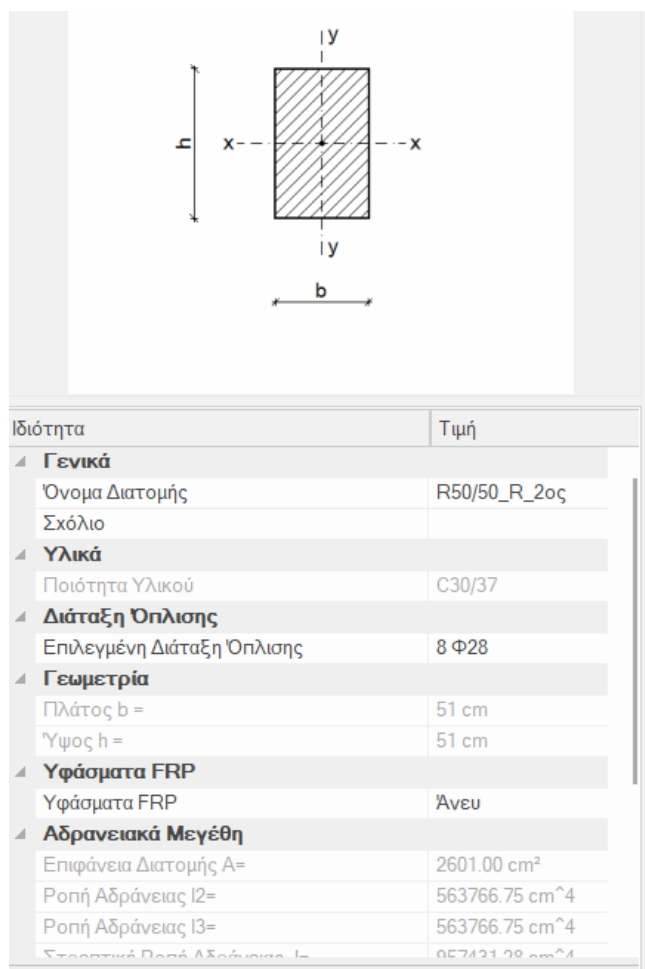
Υποστυλώματα

Σύμφωνα με την παρατήρηση ότι τα υποστυλώματα αστοχούν ,ψαθυρά από τέμνουσα, στη σειρά το ένα μετά το άλλο ανά όροφο παρατηρήθηκε με διαφορετικά μοντέλα ενισχύσεων στα οποία γίνονταν κάθε φορά η πλήρης επίλυση της Υπερωθητικής , όλοι οι συνδυασμοί , ότι η ενίσχυση μεμονωμένων γραμμικών στοιχείων δεν αρκεί. Επίσης, μέσα και από τη στατική επίλυση της κατασκευής παρατηρήθηκε ανεπάρκεια των υποστυλωμάτων ως προς την αξονική που τους ασκείται. Όλα τα κυρίως κεντρικά υποστυλώματα ενισχύθηκαν με αύξηση της διατομής τους καθ' ύψος. Από 75*75 , 60*60 , 50*50 σε 100*100, 90*90,80*80 ανά στάθμη. Τοποθετήθηκε αντίστοιχα οπλισμός 8 φ28 να διατρέχουν από πάνω μέχρι κάτω και οπλισμός διάτμησης φ10/15. Αντίστοιχα ενισχύθηκαν κάποια από τα γωνιακά υποστυλώματα.

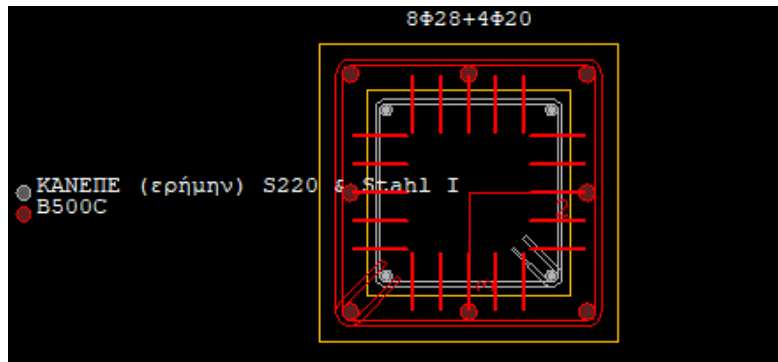
Για να ενισχύσουμε τη διατομή παραθέτουμε την εξωτερική επιφάνεια σκυροδέματος και ορίζουμε μια νέα διάταξη όπλισης που εμπεριέχει την προηγούμενη. Επίσης, το ΡΑΦ μας δίνει τη δυνατότητα να ορίσουμε τις ιδιότητες συρραφής και βλήτρων και εν συνεχεία κάνει όλους τους απαραίτητους ελέγχους διεπιφάνειας.



Εικόνα 51: Διατομή ενισχυμένου υποστυλώματος



Εικόνα 52: Παράθυρο Εισαγωγής ενίσχυσης.



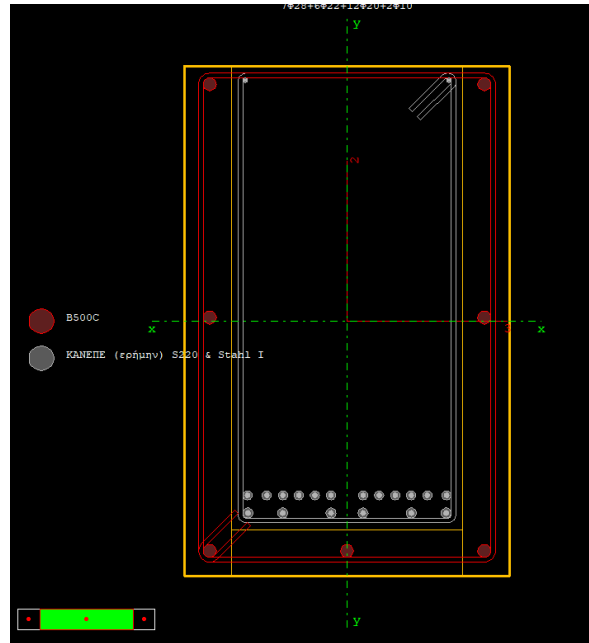
Εικόνα 53: Διάταξη βλήτρων.

▲ Ιδιότητες Ενίσχυσης	
Ποιότητα διεπιφάνειας	kθγ = 1.05 - Τραχεία
Βλήτρα Νησίδων	ΝΑΙ
Επιφάνεια Συρραφής	0 επιφάνειες
Χάλυβας	B500C
Διάμετρος	Φ12
Μήκος Έμπηξης	8 cm
Μήκος Κεφαλής	4.8 cm
Πυκνότητα Διαμήκης	4.8 cm
Πυκνότητα Εγκάρσια	4.8 cm
Ελάχιστη Πυκνότητα	4.8 cm
Αναρτήρες	ΟΧΙ

Εικόνα 54: Παράθυρο εισαγωγής βλήτρων

Δοκοί

Επίσης για τις δοκούς γίνονται οι ίδιες σχετικά παρατηρήσεις. Φαίνεται ότι απαιτείται η καθολική ενίσχυση των δοκών της οροφής 2^{ου} ορόφου αλλά παραδόξως υπάρχει λιγότερη απαίτηση για επεμβάσεις στις χαμηλότερους ορόφους. Οι επεμβάσεις γίνονται μέσα από παρόμοια παράθυρα.



Εικόνα 55: Διάταξη ενίσχυσης δοκού.

Πάλι για την εφαρμογή της υπερωθητικής ανάλυσης γίνεται όλη η διαδικασία όπως παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Γίνεται για τον ενισχυμένο φορέα πρώτα η ιδιομορφική δυναμική ανάλυση από την οποία πηγάζουν τα απαραίτητα στοιχεία για να συνεχίσουμε στην υπερωθητική καθώς και όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφική	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω^2	a_x	a_y	v_x	v_y	m_x	m_y	Σm_x	Σm_y
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]	[-]	[%]					
1	E1	No1	0.71347	1.40159	8.80648	77.55401	2.33153	2.33153	0.84585	38.57972	0.043	89.091	0.043	89.091
2		No2	0.58315	1.71483	10.77458	116.09153	2.85475	2.85475	36.27607	-1.90709	78.769	0.218	78.812	89.308
3		No3	0.51176	1.95403	12.27751	150.73731	3.25277	3.25277	-14.7535	-2.49550	13.029	0.373	91.840	89.681
4		No4	0.17787	5.62211	35.32474	1247.83746	3.32386	3.32386	0.14030	12.17117	0.001	8.867	91.842	98.548
5		No5	0.16222	6.16441	38.73212	1500.17710	3.32386	3.32386	10.48236	-0.30081	6.577	0.005	98.419	98.554
6		No6	0.14184	7.05010	44.29708	1962.23159	3.22504	3.22504	3.16885	0.34683	0.601	0.007	99.020	98.561
7		No7	0.08330	12.00413	75.42419	5688.80847	2.51594	2.51594	0.15129	4.88646	0.001	1.429	99.021	99.990
8		No8	0.07666	13.04512	81.96491	6718.24673	2.43541	2.43541	3.89627	-0.25794	0.909	0.004	99.930	99.994
9		No9	0.06985	14.31548	89.94678	8090.42387	2.35301	2.35301	1.08274	0.31741	0.070	0.006	100.000	100.000

Εικόνα 56: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής ανάλυσης, ενδεικτικά για ΘΜ1

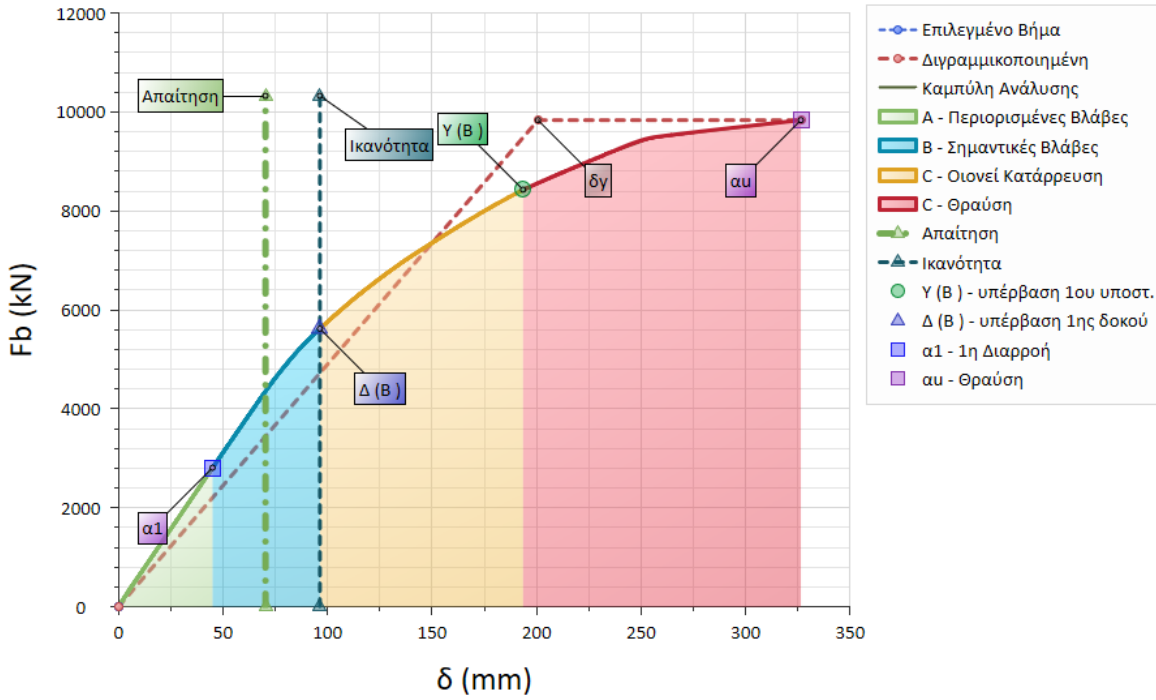
Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επιύληση	Fa1	Fu	δα1	δy	δu	μΔ= δu/δy	au/α1= Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR= δαπ/δικ
		kN		mm						mm		
1	ΘΜ1 Ορ +y+0.30x	1639.70	5192.39	54.890	228.46	324.473	1.420	3.167	4.500	120.325	91.805	0.763
2	ΘΜ1 Ορ +y-0.30x	1366.42	5192.39	47.363	229.47	310.886	1.355	3.800	4.500	122.400	90.420	0.739
3	ΘΜ1 Ορ -y+0.30x	1366.42	5192.39	47.144	230.05	326.672	1.420	3.800	4.500	122.093	90.743	0.743
4	ΘΜ1 Ορ -y-0.30x	1366.42	5192.39	45.135	226.92	327.855	1.445	3.800	4.500	119.924	92.108	0.768
5	ΘΜ2 Ορ +y+0.30x	1365.91	5190.44	45.657	229.46	328.850	1.433	3.800	4.500	120.981	92.125	0.761
6	ΘΜ2 Ορ +y-0.30x	1365.91	5190.44	47.627	230.95	306.412	1.327	3.800	4.500	123.019	90.493	0.736
7	ΘΜ2 Ορ -y+0.30x	1365.91	5190.44	47.435	232.06	331.942	1.430	3.800	4.500	106.262	90.894	0.855
8	ΘΜ2 Ορ -y-0.30x	1365.91	5190.44	45.322	227.71	326.410	1.433	3.800	4.500	120.959	92.113	0.762
9	ΘΜ3 Ορ +x+0.30y	3160.66	10886.73	43.884	194.69	299.530	1.538	3.444	4.500	104.264	70.720	0.678
10	ΘΜ3 Ορ +x-0.30y	3160.66	10886.73	45.905	205.91	478.272	2.323	3.444	4.500	115.342	71.112	0.617
11	ΘΜ3 Ορ -x+0.30y	3160.66	10886.73	45.397	196.28	316.214	1.611	3.444	4.500	97.503	69.816	0.716
12	ΘΜ3 Ορ -x-0.30y	3160.66	10886.73	43.093	194.30	359.097	1.848	3.444	4.500	94.844	71.296	0.752
13	ΘΜ4 Ορ +x+0.30y	4214.40	11238.40	55.745	210.62	774.630	3.678	2.667	4.500	134.197	74.171	0.553
14	ΘΜ4 Ορ +x-0.30y	3863.20	11238.40	53.431	214.62	835.471	3.893	2.909	4.500	125.826	73.219	0.582
15	ΘΜ4 Ορ -x+0.30y	3863.20	11238.40	52.996	204.02	593.664	2.910	2.909	4.500	114.375	71.682	0.627
16	ΘΜ4 Ορ -x-0.30y	4214.40	11238.40	55.012	198.28	516.067	2.603	2.667	4.500	121.574	72.442	0.596
17	ΘΜ1 Ιδ +y+0.30x	1366.42	4372.54	53.954	218.73	306.237	1.400	3.200	4.500	109.421	90.132	0.824
18	ΘΜ1 Ιδ +y-0.30x	1366.42	4372.54	54.166	219.72	308.279	1.403	3.200	4.500	110.399	90.158	0.817
19	ΘΜ1 Ιδ -y+0.30x	1366.42	4372.54	53.932	221.02	324.720	1.469	3.200	4.500	110.345	90.621	0.821
20	ΘΜ1 Ιδ -y-0.30x	1093.13	4372.54	42.770	217.92	312.110	1.432	4.000	4.500	109.361	90.376	0.826
21	ΘΜ2 Ιδ +y+0.30x	1092.72	4370.90	43.145	219.86	311.154	1.415	4.000	4.500	110.018	90.416	0.822
22	ΘΜ2 Ιδ +y-0.30x	1092.72	4370.90	43.479	221.11	304.135	1.375	4.000	4.500	111.445	90.325	0.810
23	ΘΜ2 Ιδ -y+0.30x	1092.72	4370.90	43.251	222.72	326.885	1.468	4.000	4.500	110.996	90.891	0.819
24	ΘΜ2 Ιδ -y-0.30x	1092.72	4370.90	42.856	221.28	331.728	1.499	4.000	4.500	109.601	91.015	0.830
25	ΘΜ3 Ιδ +x+0.30y	3160.66	9833.18	47.245	197.66	307.539	1.556	3.111	4.500	111.331	72.262	0.649
26	ΘΜ3 Ιδ +x-0.30y	2809.48	9833.18	45.680	206.44	357.519	1.732	3.500	4.500	116.796	70.809	0.606
27	ΘΜ3 Ιδ -x+0.30y	2809.48	9833.18	45.029	200.69	326.440	1.627	3.500	4.500	96.352	70.319	0.730
28	ΘΜ3 Ιδ -x-0.30y	3160.66	9833.18	46.624	194.48	335.788	1.727	3.111	4.500	99.529	72.155	0.725
29	ΘΜ4 Ιδ +x+0.30y	3863.20	9833.60	54.316	186.72	301.745	1.616	2.545	4.500	124.310	72.414	0.583
30	ΘΜ4 Ιδ +x-0.30y	3512.00	9833.60	54.310	191.88	299.432	1.560	2.800	4.500	141.486	69.995	0.495

Εικόνα 57: Αξιολόγηση επιλύσεων Υπερωθητικής

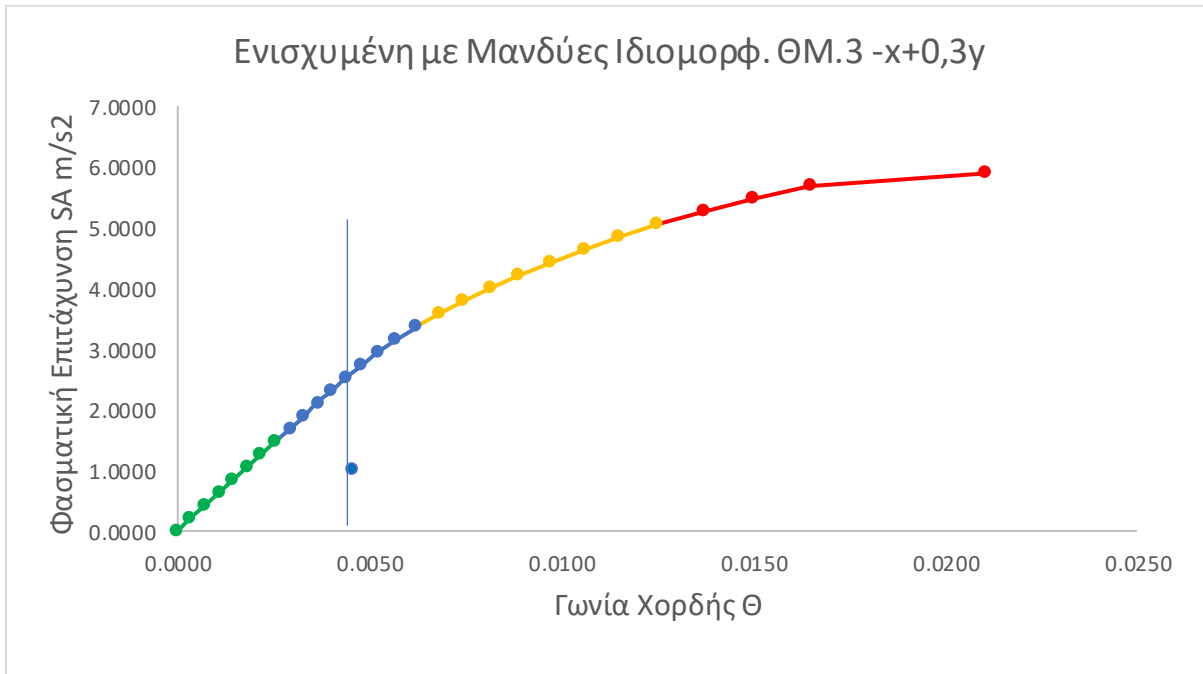
5.1.1.1 Κατά Χ

Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη φόρτιση για τον κτήριο είναι η -x-0,3y με την εφαρμογή της ιδιομορφικής κατανομής φορτίων στη εκκεντρότητα της Θέσης Μάζας 3, 5% κατά +y, με λόγω εξάντλησης 0.730 και αντίστοιχα -x-0,3y στη εφαρμογή της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων πάλι στη Θέση Μάζας 3 με λόγω εξάντλησης 0.752 και ελάχιστη τέμνουσα βάσης στο 9833 ΚΝ στο θραύση της κατασκευής

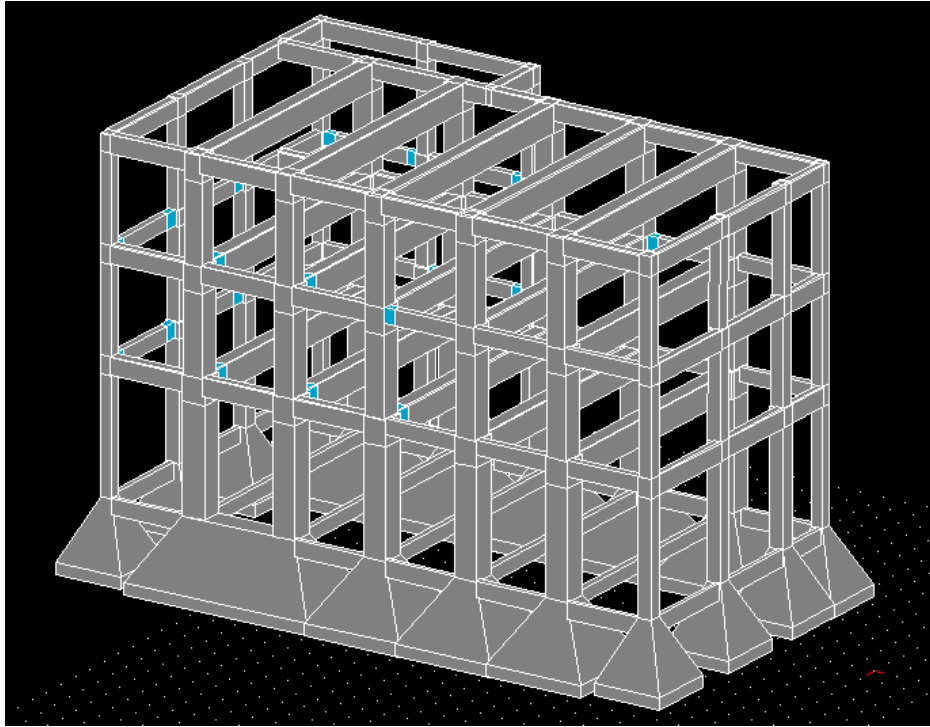
Ιδιομορφική Κατανομή, Θέση Μάζας 3, -x+0.30γ
 B - Σημαντικές Βλάβες - TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια



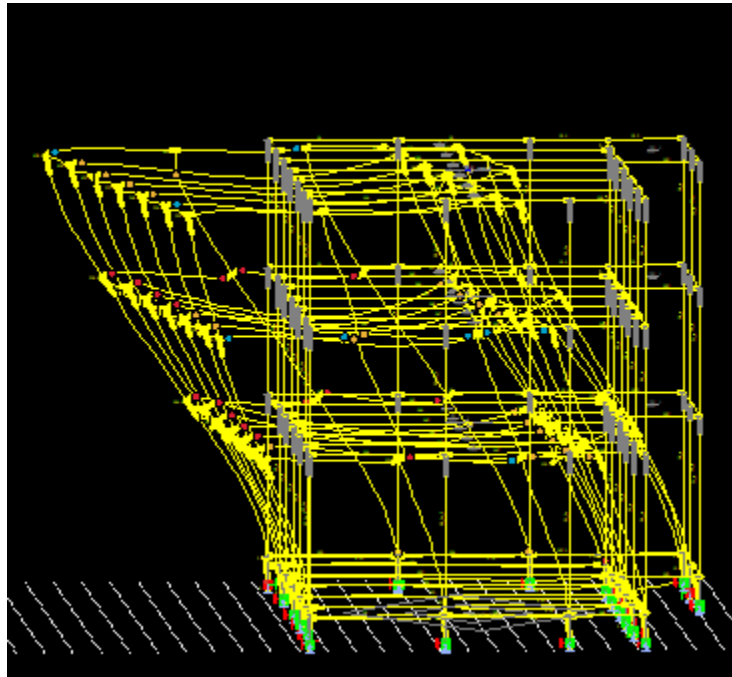
Εικόνα 58: Καμπύλη Ικανότητας Ενισχυμένου μοντέλου -x-0,3γ



Εικόνα 59: Η καμπύλη ικανότητας σε όρους φασματικής επιτάχυνσης SA και γωνία χορδής θ



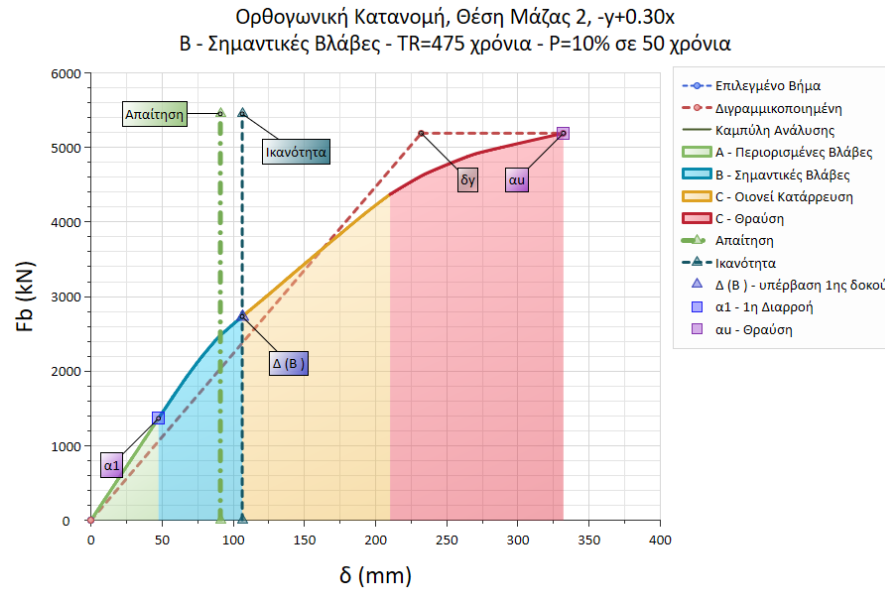
Εικόνα 60: Πλαστικές αρθρώσεις στη μετακίνηση στόχου



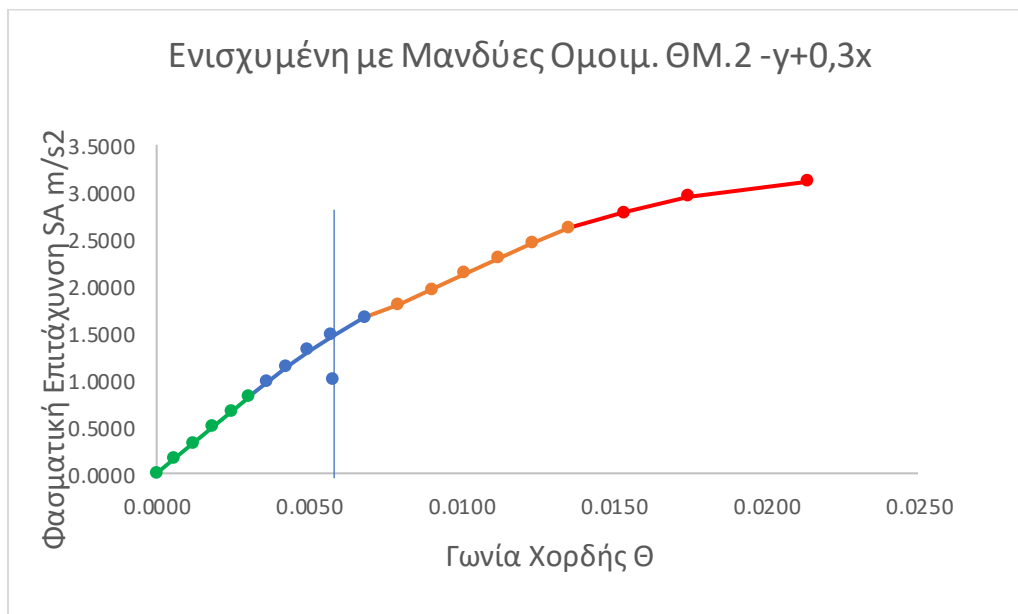
Εικόνα 61: Παραμόρφωση στη θραύση και οι θέσεις πλαστικών αρθρώσεων.

5.1.1.2 Κατά Υ

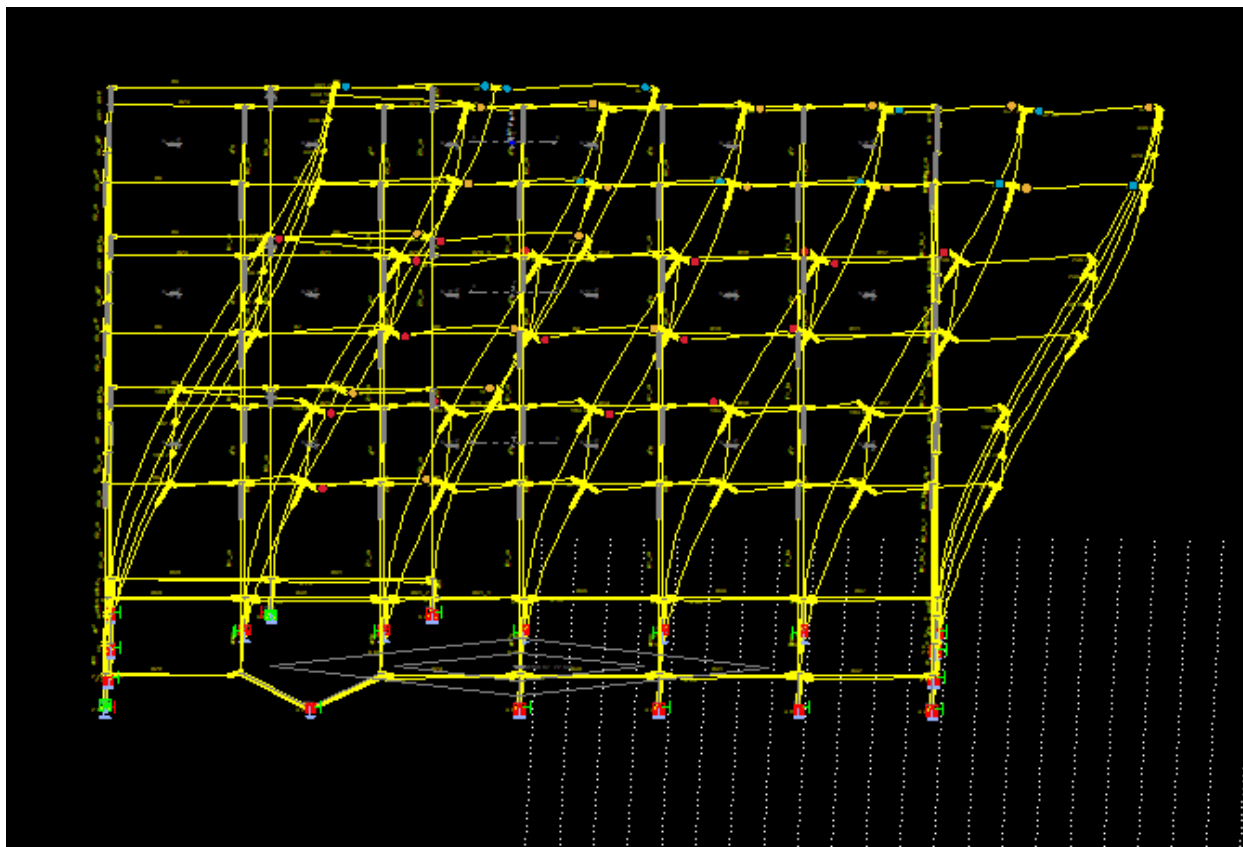
Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη φόρτιση για τον κτήριο είναι η $-y-0,3x$ με την εφαρμογή της ιδιομορφικής κατανομής φορτίων στη εκκεντρότητα της Θέσης Μάζας 2, με λόγω εξάντλησης 0.830 και αντίστοιχα $-y+0,3x$ στη εφαρμογή της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων πάλι στη Θέση Μάζας 2 με λόγω εξάντλησης 0.855 και ελάχιστη τέμνουσα βάσης στο 4370 KN στη θραύση της κατασκευής.



Εικόνα 62: Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου μοντέλου $-y-0,3x$



Εικόνα 63: Καμπύλη ικανότητας σε όρους φασματικής επιτάχυνσης SA και γωνία χορδής θ



Εικόνα 64: Παραμόρφωση στη θραύση της κατασκευής

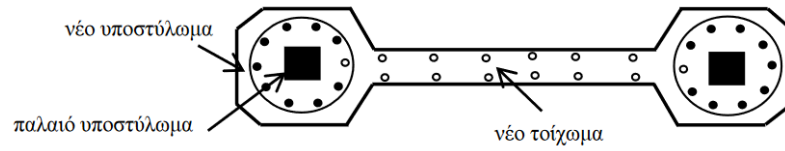
Αποτελέσματα

Βλέπουμε ότι μετά την ενίσχυση η κατασκευή συμπεριφέρεται πολύ πιο πλάστιμα και στις δύο διευθύνσεις και αντίστοιχα η μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης είναι 4370KN Σύμφωνα με τον Καν.Επε. πρέπει για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 όλα τα στοιχεία να μην έχουν υπερβεί το όριο της στροφής έτσι όπως ορίζεται όταν η κατασκευή φτάνει στη μετακίνηση στόχου. Επίσης παρατηρείται ξεκάθαρα ότι η Y διεύθυνση είναι πιο ευάλωτη.

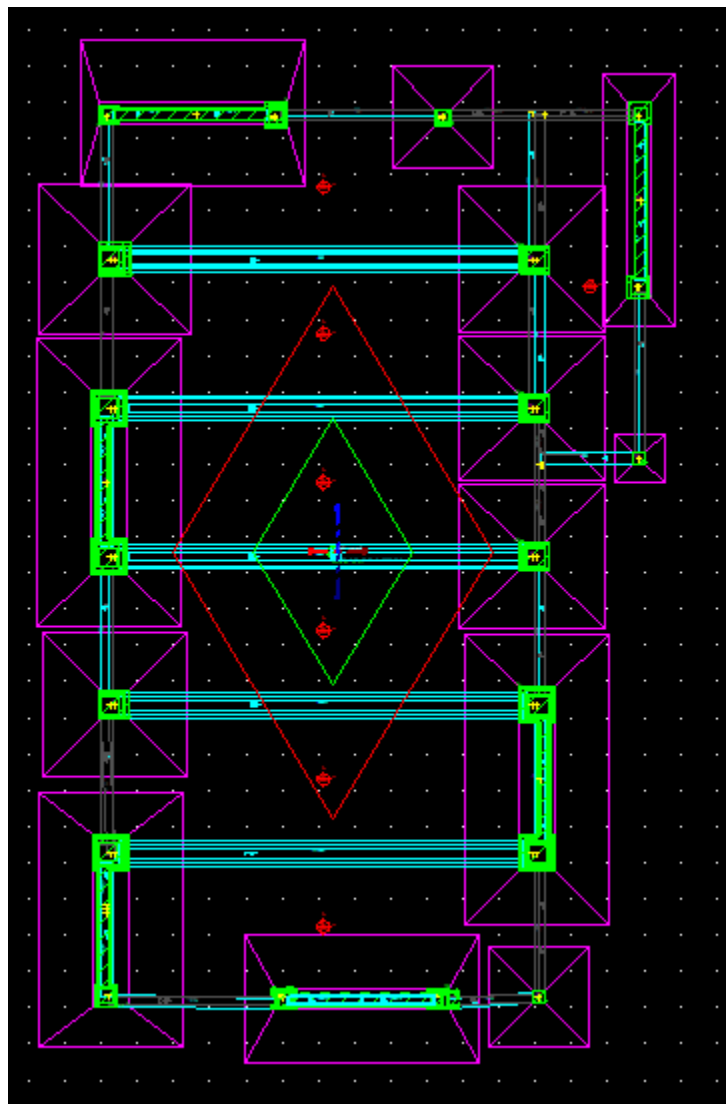
5.1.2 Εμφάνωση Πλαισίων

Ένα δεύτερο σενάριο που μελετήθηκε ήταν η εμφάνιση πλαισίων. Επειδή παρατηρούμε καθολικές αστοχίες μελών με αυτόν των τρόπο προσπαθούμε να αυξήσουμε την συνολική δυσκαμψία της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις. Για αυτό το λόγω τοποθετούμε εμφατώνουμε τέσσερα τοιχεία στη Y διεύθυνση και δύο στη X.

- Ράβδοι που συνεχίζουν στους γειτονικούς ορόφους
-

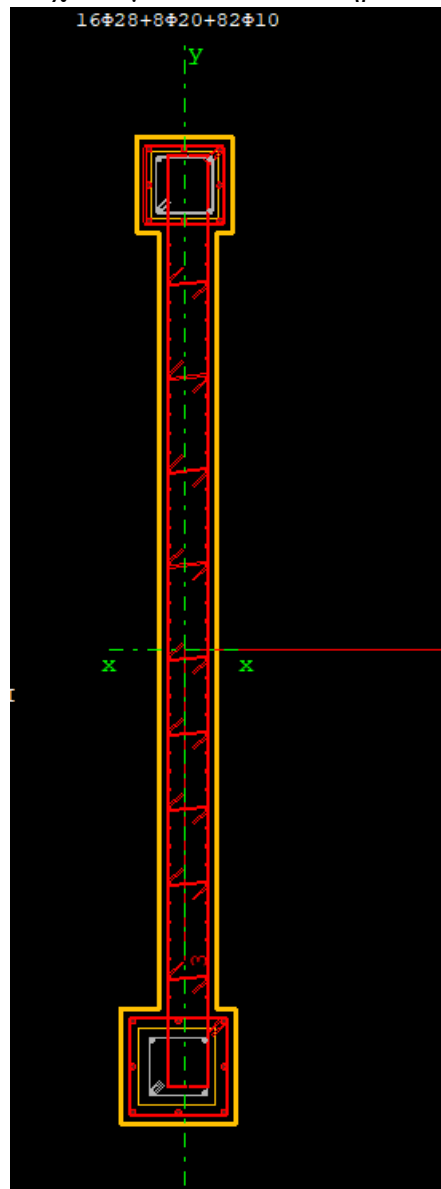


Εικόνα 651: Ενδεικτική Εμφάνιση σύμφωνα με τον Καν.Επε.



Εικόνα 66: Θέσεις εμφατνώσεων.

Για τη διαδικασία αυτή δημιουργούμε μια σύνθετη διατομή η οποία εμπεριέχει τα δύο προϋπάρχοντα υποστυλώματα. Όπως και πριν ορίζουμε τις διατάξεις συρραφής μεταξύ των παλαιών και των νέων στοιχείων. Από αναλύσεις που κάναμε για να δούμε πως επηρεάζεται ο φορέας παρατηρήσαμε ότι όντως αυτή η μεθοδολογία επέμβασης αποφορτίζει τα υπόλοιπα υποστυλώματα αλλά συγκεντρώνει τις ροπές στα καινούργια στοιχεία. Αυτόματα παρατηρούμε ότι οι γειτονικές δοκοί είναι μοιραίο να φύγουν εκτός ορίων παραμόρφωσής οπότε είναι οι πρώτες που ορίζουμε ως δευτερεύοντα στοιχεία. Λόγω, του δε μπορούμε να ορίσουμε όλες αυτές τις δοκούς ως δευτερεύουσες υπάρχουν κάποιες, για παράδειγμα αυτές που ενώνουν τα κύρια υποστυλώματα που παρόλο την καμπτική τους αποφόρτωση παραμένει η διατμητική τους ανεπάρκεια, που πρέπει να ενισχύσουμε ώστε να πληρεί ο φορέας μας τις απαιτούμενες



προϋποθέσεις για την στάθμη επιτελεστικότητας που επιδιώκουμε. Έχουμε επίσης την δυνατότητα να ορίσουμε εμείς οι ίδιοι τις ιδιότητες συρραφής του τοιχίου με τις άνω και κάτω δοκούς.

Αντίστοιχα κάνουμε τις προαπαιτούμενες αναλύσεις και ελέγχους για να μπορούμε να εφαρμόσουμε την υπερωθητική ανάλυση. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω^2	α_x	α_y	ν_x	ν_y	m_x	m_y	Σm_x	Σm_y
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]	[-]	[%]					
1	E1	No1	0.73543	1.35975	8.54358	72.99274	2.26204	2.26204	39.19802	0.68964	86.960	0.027	86.960	0.027
2		No2	0.63224	1.58168	9.93797	98.76317	2.63249	2.63249	-0.61714	39.47568	0.022	88.196	86.982	88.223
3		No3	0.50396	1.98430	12.46774	155.44460	3.29996	3.29996	4.52527	-0.55472	1.159	0.017	88.141	88.241
4		No4	0.11020	9.07474	57.01825	3251.08131	2.84169	2.84169	-14.0269	0.07151	11.136	0.000	99.276	88.241
5		No5	0.07182	13.92412	87.48782	7654.11833	2.37679	2.37679	0.12183	13.62593	0.001	10.508	99.277	98.749
6		No6	0.05767	17.34054	108.95385	11870.94186	2.20539	2.20539	-0.25387	3.24405	0.004	0.596	99.281	99.345
7		No7	0.04609	21.69563	136.31767	18582.50818	2.06516	2.06516	3.56453	-0.00223	0.719	0.000	100.000	99.345
8		No8	0.03030	32.99930	207.34071	42990.16954	1.87390	1.87390	-0.00582	-3.33319	0.000	0.629	100.000	99.973
9		No9	0.02425	41.23496	259.08687	67126.00618	1.80059	1.80059	-0.00717	0.68457	0.000	0.027	100.000	100.000

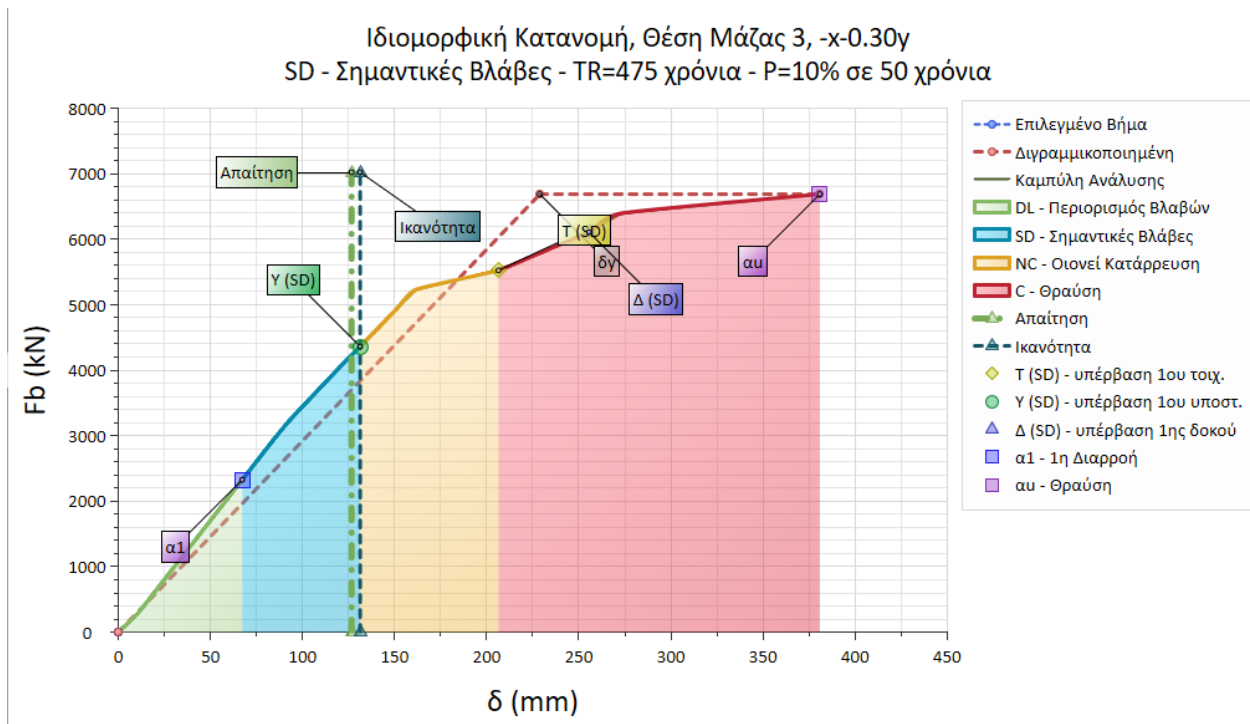
Εικόνα 68: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για ΘΜ1.

Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επιλύση	Fa1	Fu	δα1	δγ	δϋ	μΔ=δϋ/δγ	αυ/α1=Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR=δαπ/δικ
		kN		mm			y			mm		
1	ΘΜ1 Ορ +y+0.30x	1342.65	12419.48	26.836	248.23	325.583	1.312	9.250	4.500	112.851	96.894	0.859
2	ΘΜ1 Ορ +y-0.30x	1342.65	12755.15	26.581	251.74	328.404	1.305	9.500	4.500	118.087	96.283	0.815
3	ΘΜ1 Ορ -y+0.30x	1678.31	10405.51	31.426	207.39	367.067	1.770	6.200	4.500	122.961	96.757	0.787
4	ΘΜ1 Ορ -y-0.30x	1678.31	10741.17	31.817	216.89	385.904	1.779	6.400	4.500	131.226	97.391	0.742
5	ΘΜ2 Ορ +y+0.30x	1342.63	12419.29	27.146	251.06	337.749	1.345	9.250	4.500	120.733	97.445	0.807
6	ΘΜ2 Ορ +y-0.30x	1342.63	12083.63	26.733	240.07	323.109	1.346	9.000	4.500	125.243	96.603	0.771
7	ΘΜ2 Ορ -y+0.30x	1678.28	11412.32	31.586	237.21	375.554	3.198	6.800	4.500	123.532	98.809	0.800
8	ΘΜ2 Ορ -y-0.30x	1678.28	11412.32	32.100	241.86	375.606	3.207	6.800	4.500	125.813	99.774	0.793
9	ΘΜ3 Ορ +x+0.30y	2907.52	8431.80	64.249	221.15	606.343	2.742	2.900	4.500	148.890	110.863	0.745
10	ΘΜ3 Ορ +x-0.30y	3779.77	8431.80	84.679	207.15	304.997	1.472	2.231	4.500	148.650	107.299	0.722
11	ΘΜ3 Ορ -x+0.30y	3489.02	6978.04	83.514	200.46	367.747	1.835	2.000	4.500	172.193	116.025	0.674
12	ΘΜ3 Ορ -x-0.30y	2907.52	6978.04	69.541	196.89	326.375	1.658	2.400	4.500	170.525	114.990	0.674
13	ΘΜ4 Ορ +x+0.30y	3490.12	7561.94	79.291	187.97	317.760	1.690	2.167	4.500	165.973	107.930	0.650
14	ΘΜ4 Ορ +x-0.30y	4362.65	7561.94	99.783	187.95	330.608	1.759	1.733	4.500	165.413	107.925	0.652
15	ΘΜ4 Ορ -x+0.30y	3780.97	6980.25	91.558	196.22	453.030	2.309	1.846	4.500	155.050	114.776	0.740
16	ΘΜ4 Ορ -x-0.30y	3490.12	6980.25	84.492	180.81	305.520	1.690	2.000	4.500	153.704	110.176	0.717
17	ΘΜ1 Ιδ +y+0.30x	1006.99	10741.17	24.634	262.43	340.081	1.296	10.667	4.500	121.574	107.128	0.881
18	ΘΜ1 Ιδ +y-0.30x	1006.99	11412.50	24.736	284.35	538.979	1.895	11.333	4.500	121.882	108.182	0.888
19	ΘΜ1 Ιδ -y+0.30x	1342.65	9398.53	31.091	232.87	403.116	1.731	7.000	4.500	120.176	107.882	0.898
20	ΘΜ1 Ιδ -y-0.30x	1342.65	9398.53	30.982	232.53	405.373	1.743	7.000	4.500	128.043	107.802	0.842
21	ΘΜ2 Ιδ +y+0.30x	1006.97	11076.66	24.992	274.30	365.006	1.331	11.000	4.500	123.231	107.851	0.875
22	ΘΜ2 Ιδ +y-0.30x	1006.97	10741.01	24.886	264.67	352.810	1.333	10.667	4.500	122.560	107.584	0.878
23	ΘΜ2 Ιδ -y+0.30x	1342.63	10069.69	31.266	261.57	807.968	3.089	7.500	4.500	120.732	110.459	0.915
24	ΘΜ2 Ιδ -y-0.30x	1342.63	10069.69	31.387	262.93	819.566	3.117	7.500	4.500	129.700	110.746	0.854
25	ΘΜ3 Ιδ +x+0.30y	2326.01	7559.55	61.889	232.24	356.634	1.536	3.250	4.500	146.158	119.985	0.821
26	ΘΜ3 Ιδ +x-0.30y	3198.27	7850.30	86.654	245.16	429.908	1.754	2.455	4.500	134.368	120.974	0.900
27	ΘΜ3 Ιδ -x+0.30y	2907.52	6396.54	84.127	221.81	394.274	1.777	2.200	4.500	132.359	127.476	0.963
28	ΘΜ3 Ιδ -x-0.30y	2326.01	6687.29	67.221	228.85	380.913	1.664	2.875	4.500	131.284	126.637	0.965
29	ΘΜ4 Ιδ +x+0.30y	2908.44	6980.25	80.089	216.96	383.708	1.769	2.400	4.500	145.146	120.689	0.831
30	ΘΜ4 Ιδ +x-0.30y	3490.12	6980.25	96.801	207.61	297.065	1.431	2.000	4.500	155.978	118.059	0.757

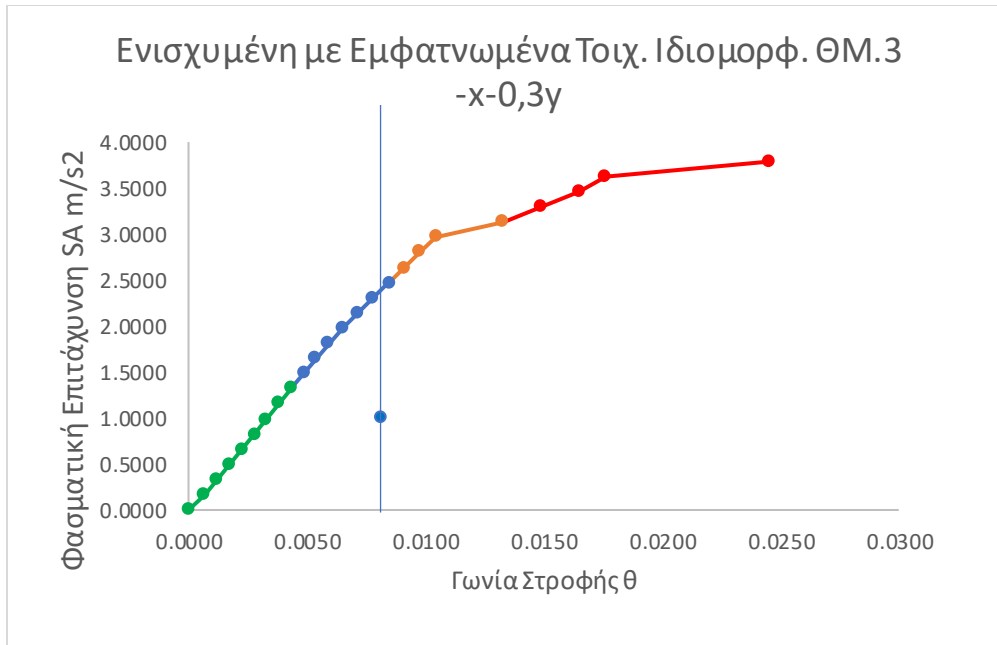
Εικόνα 67: Αξιολόγηση Επιλύσεων Υπερωθητικής.

5.1.2.1 Κατά Χ

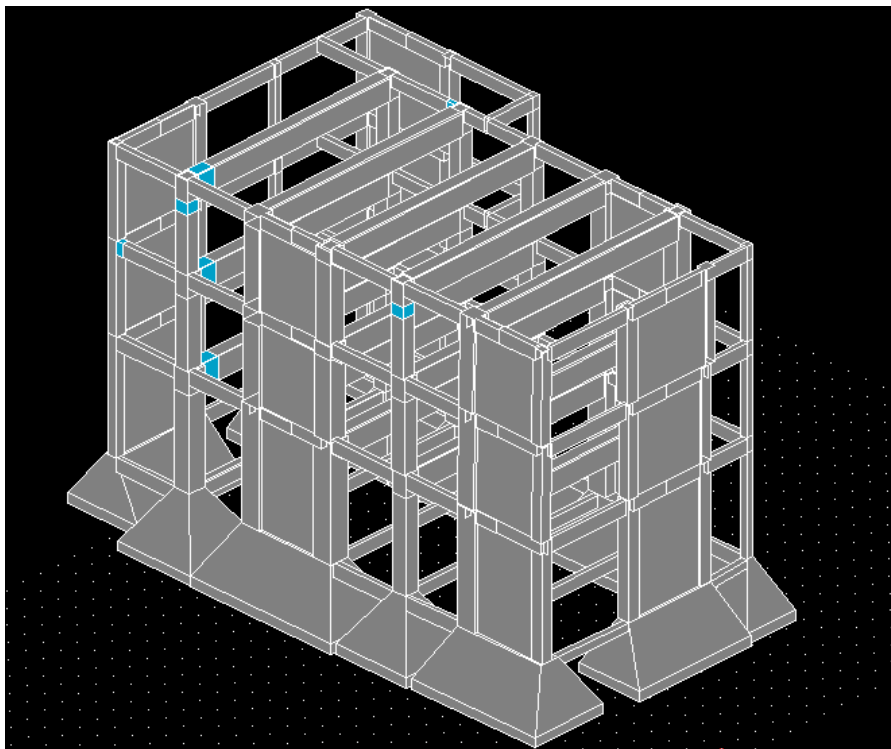
Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη φόρτιση για τον κτήριο είναι η $-x-0,3y$ με την εφαρμογή της ιδιομορφικής κατανομής φορτίων στη εκκεντρότητα της Θέσης Μάζας 3, 5% κατά $+y$, με λόγω εξάντλησης 0.965 και αντίστοιχα $+x+0,3y$ στη εφαρμογή της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων πάλι στη Θέση Μάζας 3 με λόγω εξάντλησης 0.745 και ελάχιστη τέμνουσα βάσης στο 6396 KN στο θραύση της κατασκευής.



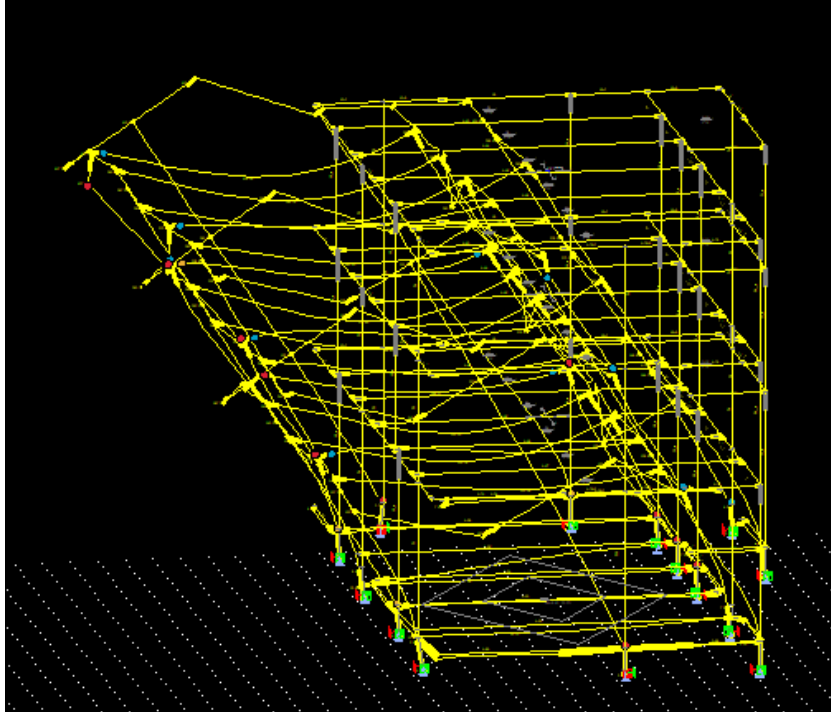
Εικόνα 69: Καμπύλη ικανότητας Ιδιομορφικής κατανομής $-x-0,3y$.



Εικόνα 70: Καμπύλη ικανότητας σε όρους φασματικής επιτάχυνσης SA και γωνία χορδής θ



Εικόνα 71: Πλαστικές αρθρώσεις στην μετακίνηση στόχου.

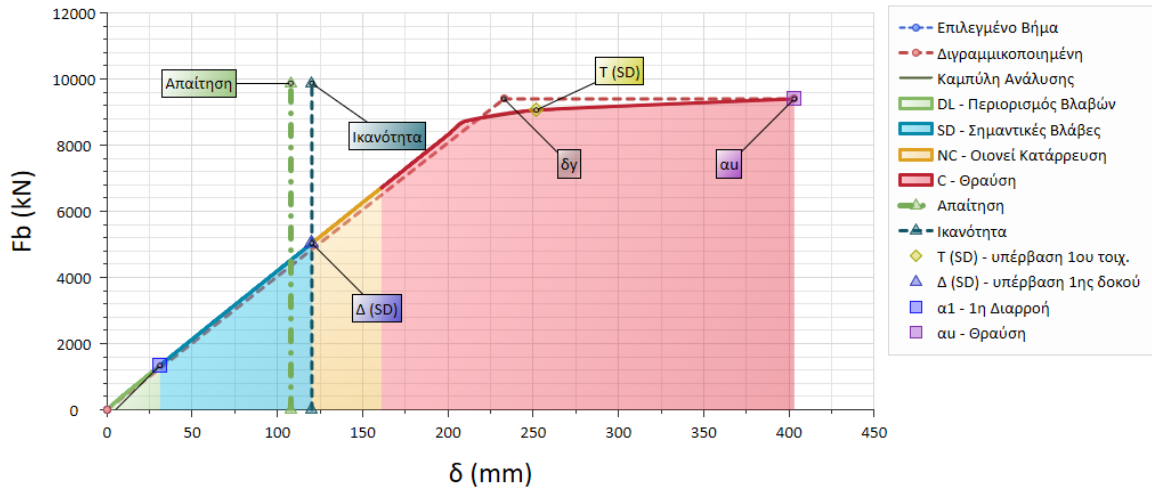


Εικόνα 72: Παραμόρφωση στη θραύση

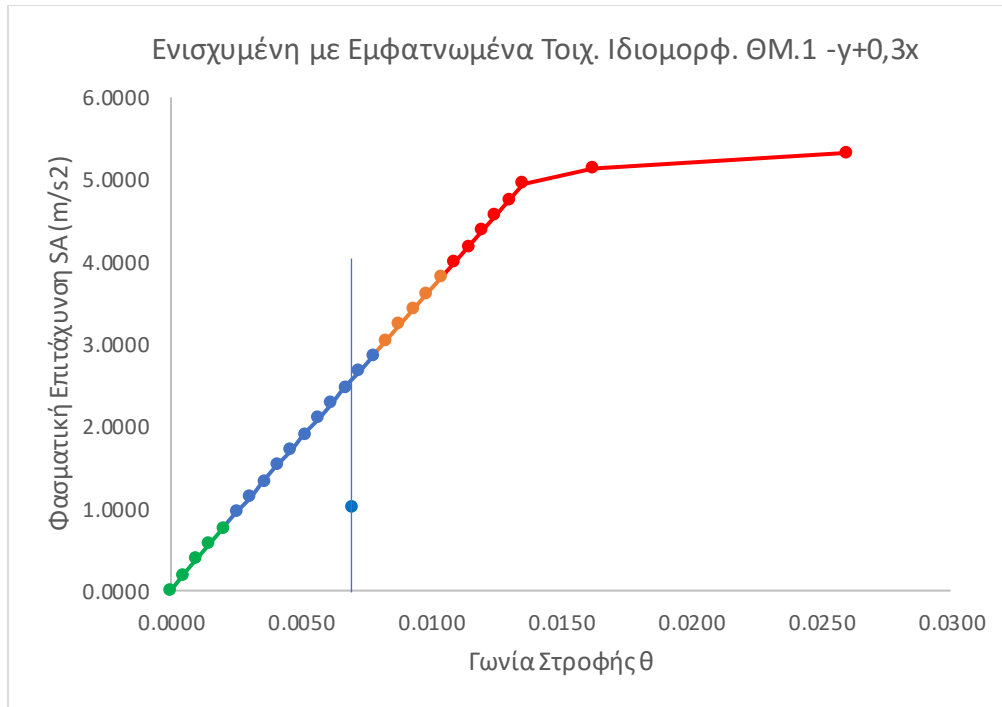
5.1.2.2 Κατά Y

Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη φόρτιση για τον κτήριο είναι η $-y+0,3x$ με την εφαρμογή της ιδιομορφικής κατανομής φορτίων στη εκκεντρότητα της Θέσης Μάζας 3, 5% κατά $+y$, με λόγω εξάντλησης 0.898 και αντίστοιχα $+x+0,3y$ στη εφαρμογή της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων πάλι στη Θέση Μάζας 1 με λόγω εξάντλησης 0.859 και ελάχιστη τέμνουσα βάσης στο 9398 KN στο θραύση της κατασκευής.

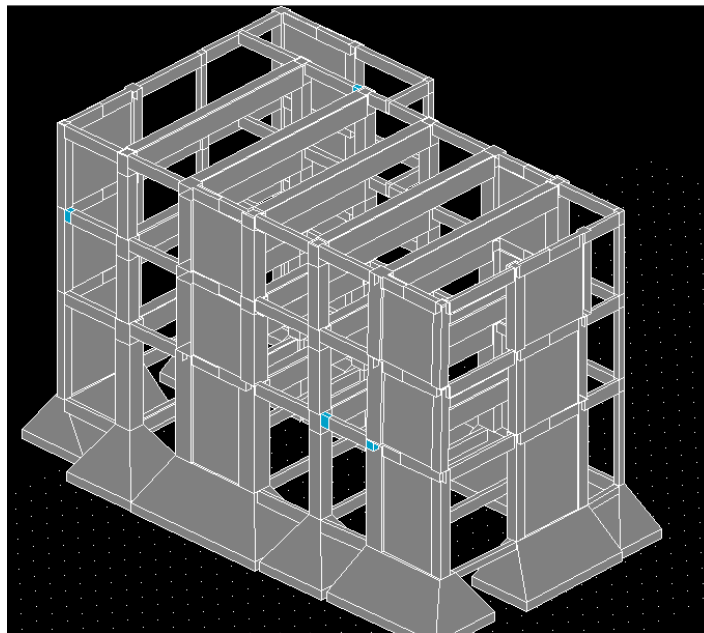
Ιδιομορφική Κατανομή, Θέση Μάζας 1, $-y+0.30x$
 SD - Σημαντικές Βλάβες - TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια



Εικόνα 73: Καμπύλη Ικανότητας Ιδιομορφικής κατανομής $-y+0,3x$



Εικόνα 74: Καμπύλη ικανότητας με όρους φασματικής επιτάχυνσης SA και γωνία χορδής



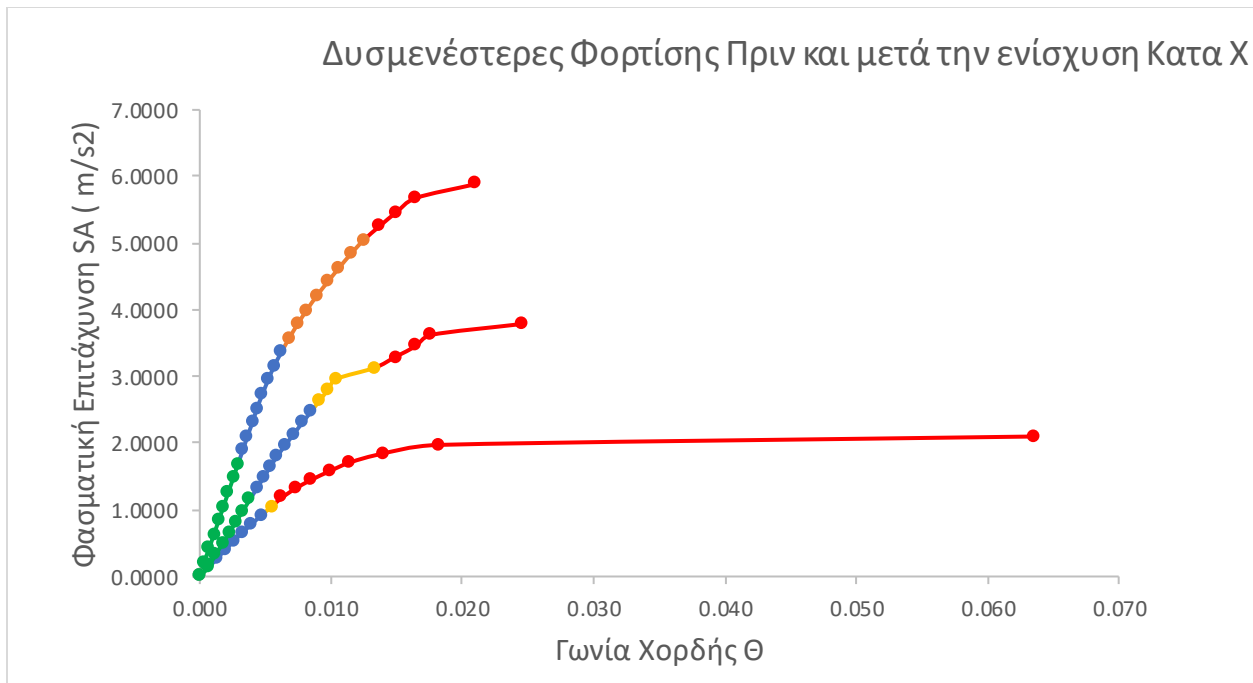
Εικόνα 75: Πλαστικές αρθρώσεις στην μετακίνηση στόχου

5.2 Συμπεράσματα

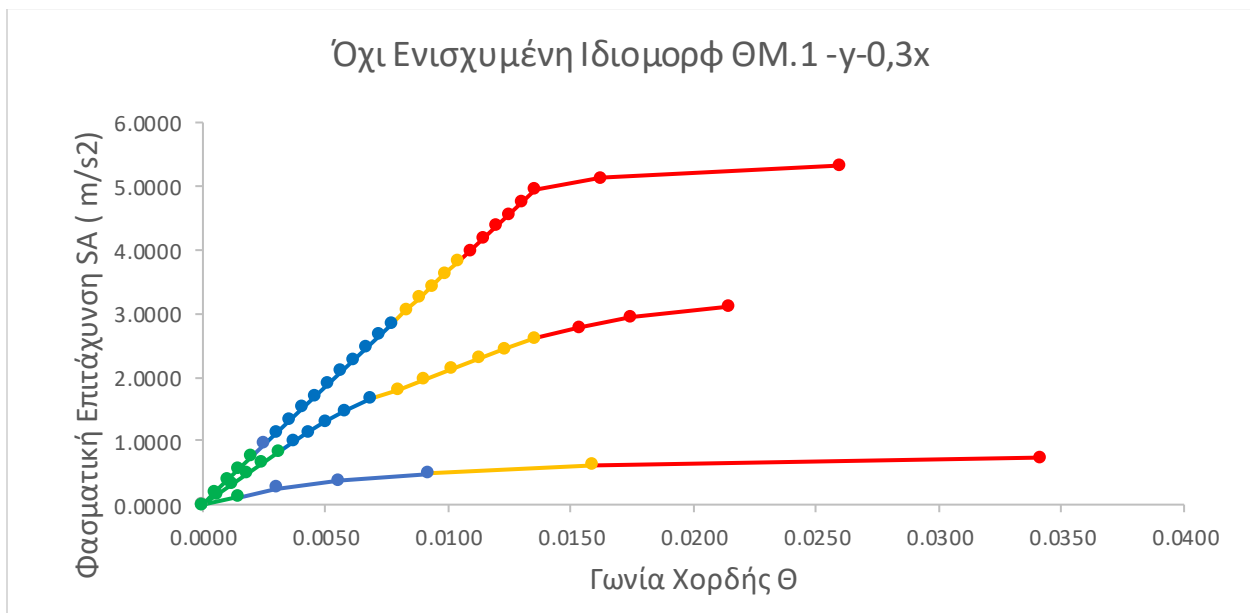
Στην παρούσα εργασία αποτιμάται η σεισμική συμπεριφορά κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, μελετημένης ως κτήριο εργαστηρίων σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις του 1961, με ένα ιδιαίτερο στατικό σύστημα, με τη χρήση της μεθόδου στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Φαίνεται ότι οι κατασκευαστικές απαιτήσεις εκείνης της εποχής είναι διαφορετικές από τις αντίστοιχες σημερινές, με τα κτήρια της περιόδου αυτής να έχουν μικρότερο ποσοστό οπλισμού, υλικά χαμηλότερης ονομαστικής αντοχής και με χαμηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας και διαφορετική φιλοσοφία σχεδιασμού. Συνεπώς, η διαδικασία που θα πρέπει να ακολουθείται κατά τη σεισμική αποτίμηση τους θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις ιδιαιτερότητες αυτές αλλά και να εκτιμά σωστά πως επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά των υπό μελέτη κτηρίων.

Η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης κρίνεται σχετικά απλή εφαρμογή, αλλά αρκετά απαιτητική σε θεωρητικό υπόβαθρο και ευαίσθητη στην προσομοίωση καθώς φάνηκε να παρουσιάζει σημαντικές διακυμάνσεις στα αποτελέσματα ανάλογα με διαφορετικά δεδομένα που εισήχθησαν όπως για παράδειγμα οι διαφορετικές κατανομές φορτίσεων. Σαν μέθοδος ανάλυσης μπορεί να παράσχει μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων των κρίσιμων διατομών της κατασκευής, να ανιχνεύσει περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες απαιτήσεις και παραμορφώσεις καθώς και να αξιολογήσει την ευστάθειά της συνολικά. Έτσι για την προκαταρκτική μελέτη μιας κατασκευής που έχει στόχο τη δημιουργία μιας εικόνας απόκρισης ενός κτηρίου κατά τη διάρκεια της σεισμικής δράσης κρίνεται επαρκής και αξιόπιστη. Τα γραμμικά στοιχεία του κτηρίου κρίνονται ανεπαρκώς οπλισμένα, κυρίως εάν συγκριθεί η διαστασιολόγηση τους με τη διαστασιολόγηση που θα πρόκυπτε βάσει των κανονισμών που ισχύουν σήμερα. Η ανεπάρκεια οπλισμού φαίνεται εντονότερα στον εγκάρσιο οπλισμό, ιδιαίτερα στα κεντρικά υποστυλώματα και στις δοκούς όπου δεν έχουν τον απαραίτητο οπλισμό διάτμησης, πόσο μάλλον περίσφιξης για να ανταποκριθούν με πλάσιμο τρόπο.

Προτείνονται δύο σενάρια ενισχύσεων για το κτήριο για να το εκσυγχρονίσουν ως προς την ικανοποίηση της απαίτησης και να ανταπεξέλθει στις σεισμικές δράσεις. Αρχικά προτείνεται η κλασική μέθοδος της ενίσχυσης με μανδύες των γραμμικών μελών για αύξηση της αντοχής αλλά και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Επίσης, ορίζουμε στοιχεία ως δευτερεύοντα τα οποία βλέπουμε ότι συγκεντρώνουν μεγάλο μέρος του φορτίου και δεν συνεισφέρουν ιδιαίτερα στην δυσκαμψία της κατασκευής, χαρακτηριστικών παράδειγμα συνδετήριες δοκοί και δοκοί με έμμεσες στηρίξεις. Η συγκεκριμένη μέθοδος φαίνεται να λειτουργεί και επιτυγχάνουμε 4388 KN αντοχή σε τέμνουσα βάση. Το δεύτερο σενάριο περιλαμβάνει εμφάνιση συγκεκριμένων ιδιαίτερα ώστε να δημιουργηθούν τοιχεία με στόχο την αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής ώστε να γίνουν λιγότερες επεμβάσεις. Παρατηρούμε ότι και η συγκεκριμένη μέθοδος ανταποκρίνεται επιτρέποντας στην ενισχυμένη κατασκευή να αναλάβει τα φορτία του σεισμού. Βέβαια σε αυτό το σενάριο πέρα από την εμφάνιση γίνονται και κάποιες μεμονωμένες επεμβάσεις σε δοκούς που αστοχούν από τέμνουσα. Μέρος του προβλήματος στη συγκεκριμένη λύση ήταν η κατάλληλη επιλογής θέσης ώστε να μην επηρεαστεί η παρούσα αρχιτεκτονική διαμόρφωση και λειτουργία του χώρου.



Εικόνα 76: Διάγραμμα δυσμενέστερων φορτίσεων κατά X πριν και μετά την ενίσχυση



Εικόνα 77: Διάγραμμα δυσμενέστερων φορτίσεων κατά Y πριν και μετά την ενίσχυση

5.3 Συνοπτική κοστολόγηση επεμβάσεων

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τα δύο σενάρια επεμβάσεων έχουν ως εξής.

Σενάριο 1. Επένδυση υποστυλωμάτων και δοκών με μανδύες

- 142 m³ εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C30/37
- 50,7 tn χάλυβα B500C (διαμήκων ράβδων, συνδετήρων και βλήτρων)

Σενάριο 2. Εμφάτνωση Τοιχίων

- 15 m³ εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C30/37
- 495 m³ χυτό σκυρόδεμα C30/37
- 46,3 tn χάλυβα B500C (διαμήκων ράβδων, συνδετήρων και βλήτρων)

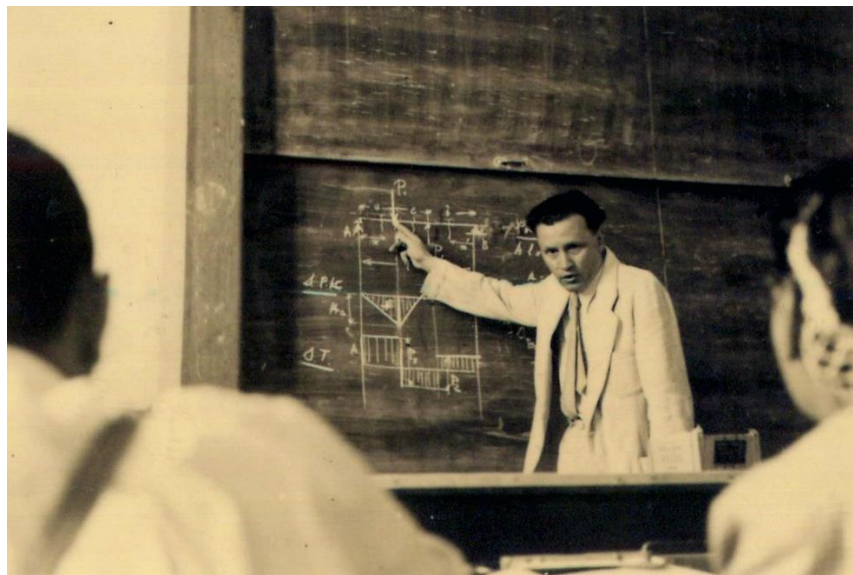
Από έρευνα αγοράς προέκυψαν οι τιμές:

- Τιμή εκτοξευόμενου σκυροδέματος C30/37 με εργασίες τοποθέτησης 1140€/m³
- Τιμή χυτού σκυροδέματος C30/37 με εργασίες τοποθέτησης 300€/m³
- Τιμή ράβδων χάλυβα B500C με εργασίες τοποθέτησης 1,24 €/Kg
- Τιμή συνδετήρων και βλήτρων χάλυβα B500C με εργασίες τοποθέτησης 1,70 €/Kg

Έτσι προκύπτουν συνολικά κόστη για τα τις επεμβάσεις

- Επέμβαση με μανδύες: 234.076,8 €
- Επέμβαση με εμφάτνωση 227.271,6 €

6. Μνεία στον καθηγητή κ. Ρουσσόπουλο



Εικόνα 70: Ο Καθηγητής κ. Ρουσσόπουλος

Γεννήθηκε στην Αθήνα το 1903. Σε ηλικία είκοσι ετών τελείωσε τις σπουδές του στο Ε.Μ. Πολυτεχνείου και έλαβε το δίπλωμα του πολιτικού μηχανικού. Στη συνέχεια και έως το 1930, πρωτοστάτησε και διηύθυνε πολλά μεγάλα τεχνικά έργα . Το 1930 εξελέγη έκτακτος καθηγητής στο ΕΜΠ, στην έδρα της Εφαρμοσμένης Στατικής και Σιδηρών κατασκευών. Το 1942 έγινε Τακτικός καθηγητής της έδρας. Το 1932 καλείται να βοηθήσει στην ανοικοδόμηση και ανασυγκρότηση της Κορινθίας μετά τους φοβερούς σεισμούς του 1928. Διορίζεται Δ/της του Αυτονόμου Οργανισμού Σεισμοπαθών και βοηθά πολύ το όλο εγχείρημα. Διακρίθηκε διεθνώς για τις μελέτες του στην κατασκευή αντισεισμικών κτηρίων. Το 1935 διετέλεσε σύμβουλος των Ελληνικών Σιδηροδρόμων . Το 1936 γίνεται καθηγητής της Σχολής Εφαρμογής Μηχανικού. Τα έτη 1937-38 διετέλεσε Δ/της των Τεχνικών Υπηρεσιών του Υπουργείου Κοινωνικής Προνοίας και επέβλεψε τις εργασίες κατασκευής Νοσηλευτικών έργων, Κοινωνικής αντίληψης, ανοικοδόμησης σεισμοπαθών περιφερειών ανά την Ελλάδα. Κατά την περίοδο της Κατοχής ο Ρουσσόπουλος ήταν σύμβουλος του Εθνικού Οργανισμού Χριστιανικής Αλληλεγγύης, σώζοντας από την πείνα ή από την εκτέλεση χιλιάδες άτομα. Ανέλαβε επίσης το επικίνδυνο καθήκον να τεθεί αρχηγός του συσταθέντος από το ΕΑΜ μυστικού οργανισμού της Εθνικής Αλληλεγγύης με σκοπό τη συλλογή τροφίμων και ρουχισμού για τους μαχητές της αντίστασης. Από το 1953 έγινε Γεν. Γραμματέας του Υπουργείου Δημοσίων Έργων. Το 1955 εξελέγη Πρόεδρος του Συμβουλίου Παραγωγικών Τάξεων. Εξελέγη Πρόεδρος του Τεχνικού Επιμελητηρίου για πολλά χρόνια. Πολιτεύθηκε το 1958 και εξελέγη Βουλευτής πολλές φορές. Το 1965 διετέλεσε Υπουργός Δημοσίων Έργων. Δίδαξε πλέον των τριάντα ετών και ήταν πολύ αγαπητός στους φοιτητές του. Τα έτη 1966-68 δίδαξε ανώτερα μαθηματικά και σύγχρονη Μηχανική. Τα διδακτικά και επιστημονικά του συγγράμματα καθώς και οι μελέτες του αποτελούν ακόμη και σήμερα μία μεγάλη πνευματική παρακαταθήκη.

7.Βιβλιογραφία.

Ζέρης Χ. , Σταθόπουλος Χ. (2008) ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΥΠΙΚΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΟΣ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Νικολάου Α. (2017) ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΕΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΑΚΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΓΑΛΑ ΕΛΑΦΡΩΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ, Διπλωματική Εργασία.

Παναγόπουλος Φ, Κάππος Α. Ι (2009) ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ- ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Ρεπάτης Κ. , Ζέρης Χ, Βιντζηλαίου Ε. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ Ω.Σ.

Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) (2017) ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2^η Αναθεώρηση.

Πενέλης Γ.Γ. , Κάππος Α.Ι. (1990) ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΨΥΧΑΡΗΣ Ι.Ν. (2015) ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

Δ.Κ. Μπάρος, Σ.Η. Δρίτσος (2006) ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΑΡΑΔΟΧΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.

ΡΑΦ ΤΟΛ . (2018) ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΗΡΙΩΝ Ο/Σ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΘΕΩΡΗΤΙΚΗΣ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ & ΟΔΗΓΟΣ ΧΡΗΣΗΣ

ΡΑΦ ΤΟΛ . (2017) ΥΠΟΜΟΝΑΔΑ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ , ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΕΚ 8.3 ΚΑΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΘΕΩΡΗΤΙΚΗΣ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ & ΟΔΗΓΟΣ ΧΡΗΣΗΣ

ΡΑΦ ΤΟΛ (2018) ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ, ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΥΣ ΕΚ8.1, ΕΚ8.3 & ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΘΕΩΡΗΤΙΚΗΣ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ & ΟΔΗΓΟΣ ΧΡΗΣΗΣ

Χρήστο Θ. Πετρόπουλος (2020) Αποτίμηση και προτάσεις ενίσχυσης σε κτήριο στην Αλκαίου & Κρατερού του Δήμου Ζωγράφου, Διπλωματική Εργασία

Παναγιώτης Μοσχόβου (2019) Αποτίμηση και Ενίσχυση Τριώροφης οικοδομής με Καν. Επε. , Διπλωματική Εργασία για ειδίκευση.

Αφιερωμένη στον πατέρα μου που από την στιγμή που γεννήθηκα μέχρι την στιγμή που 'έφυγε' δεν έπαψε ούτε δευτερόλεπτο να πιστεύει σε μένα.