



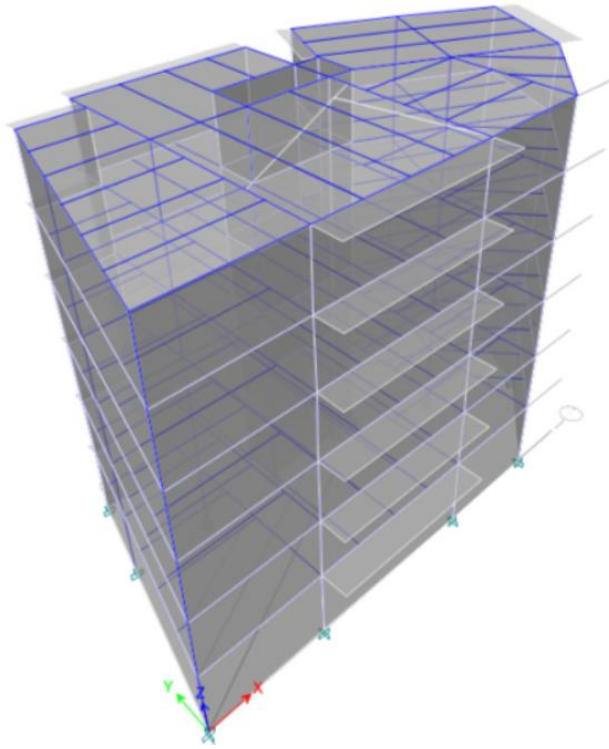
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Δ.Μ.Π.Σ.: Δομοστατικός Σχεδιασμός & Ανάλυση Κατασκευών

## Σχεδιασμός και Αποτίμηση Εξαώροφου Κτιρίου από Χάλυβα



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παράλαιμου Δ. Στυλιανή

Επιβλέπων Καθηγητής: Βαμβάτσικος Δ.

Αθήνα, Μάρτιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/5

Παράλαιμου Σ. Δ. (2020).  
Σχεδιασμός και Αποτίμηση Εξαώροφου Κτιρίου από Χάλυβα  
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/5  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Paralaimou S. D. (2020).  
Design and valuation of a six-storey steel building  
MSc Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/5  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Αρχιτεκτονική μελέτη .....	6
1.2 Μόρφωση μεταλλικού κτιρίου .....	8
1.2.1 Υποστυλώματα και πλάκες .....	8
1.2.2 Κύριες και δευτερεύουσες δοκοί.....	10
1.2.3 Σύστημα ανάληψης οριζόντιων δράσεων .....	11
1.3 Υλικά κατασκευής.....	12
1.3.1 Δομικός χάλυβας S355.....	12
1.3.2 Σκυρόδεμα C20/25.....	12
1.3.3 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος.....	13
1.3.4 Κοχλίες.....	13
1.3.5 Διατμητικοί ήλοι .....	13
1.4 Δράσεις.....	13
1.4.1 Γενικά.....	13
1.4.2 Μόνιμα φορτία .....	14
1.4.3 Κινητά φορτία .....	14
1.4.4 Δράσεις ανέμου.....	16
1.4.5 Σεισμικές δράσεις.....	21
1.4.6 Οριακές Καταστάσεις .....	25
1.4.7 Συνδυασμοί δράσεων .....	26
2 Προδιαστασιολόγηση κτιρίου .....	27
2.1 Προσομοίωση φορέα στο ETABS .....	27
2.2 Παραδοχές.....	29
2.3 Ιδιομορφική ανάλυση.....	29
2.4 Ελαστική ανάλυση .....	32
2.5 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος .....	34
2.6 Δυναμική φασματική μέθοδος .....	35
2.7 Αποτελέσματα προδιαστασιολόγησης .....	37
3 Τελική διαστασιολόγηση κτιρίου .....	38
3.1 Σύμμικτη πλάκα .....	38
3.2 Σύμμικτες δοκοί .....	39
3.3 Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2 <sup>ης</sup> τάξεως.....	42
3.4 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου .....	43
3.5 Ικανοτικός σχεδιασμός.....	44
3.5.1 Ικανοτικός σχεδιασμός δοκών .....	45
3.5.2 Ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων .....	45
3.5.3 Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων .....	45
3.6 Έλεγχος μελών – τελικές διατομές.....	49
4 Συνδέσεις.....	52
4.1 Γενικά.....	52
4.2 Διάκριση συνδέσεων – κόμβων.....	52
4.3 Συνδέσεις μελών - έλεγχοι .....	53
4.3.1 Απλή σύνδεση τέμνουσας.....	53

4.3.2	Συνδέσεις ροπής.....	54
4.3.3	Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας.....	54
4.3.4	Συνδέσεις στην βάση των υποστυλωμάτων.....	55
5	Μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover).....	56
5.1	Η μέθοδος Pushover.....	56
5.2	Προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας.....	59
6	Αποτίμηση.....	64
6.1	Αποτίμηση σεισμικής ικανότητας.....	64
6.2	Καμπύλες τρωτότητας.....	66
6.2.1	Διεύθυνση X.....	68
6.2.2	Διεύθυνση Y.....	70
6.3	Αποτίμηση μέσω ετήσιων συχνοτήτων υπέρβασης.....	71
6.3.1	Διεύθυνση X.....	72
6.3.2	Διεύθυνση Y.....	74
7	Συμπεράσματα.....	76
8	Βιβλιογραφία.....	78

## **Σχεδιασμός και Αποτίμηση Εξαώροφου Κτιρίου από Χάλυβα**

Παραλαίμου Σ. Δ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

### **Περίληψη**

Το θέμα που μελετάται στην παρούσα εργασία είναι ο σχεδιασμός και η αποτίμηση ενός εξαώροφου κτιρίου. Με δεδομένη την αρχιτεκτονική κάτοψη από σπλισμένο σκυρόδεμα επιλέγεται η διάταξη των μεταλλικών στοιχείων, ώστε να μην παραβιάζει τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που έχουν τεθεί, καθώς και το σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων. Έπειτα, γίνεται η επιλογή των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν και ασκούνται τα φορτία που προβλέπονται από τον Κανονισμό.

Στη συνέχεια, με βάση τους συνδυασμούς που έχουν προκύψει από τα φορτία και τον ικανοτικό σχεδιασμό, ελέγχεται η επάρκεια των συμμίκτων διαδοκίδων, των δοκών που συμμετέχουν στα πλαίσια ροπής και των υποστυλωμάτων. Εξετάζεται, επίσης, εάν θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως καθώς και αν οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου κατά τις κύριες διευθύνσεις είναι μέσα σε κάποια λογικά όρια.

Ακολούθως, πραγματοποιείται μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover Analysis) από όπου εξάγεται το σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου για κάθε έναν από τους κύριους άξονες. Μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, δημιουργούνται οι καμπύλες τρωτότητας και γίνεται αποτίμηση του κτιρίου. Τέλος, προσδιορίζονται οι μέσες ετήσιες συχνότητες υπέρβασης των τριών οριακών καταστάσεων, για διάρκεια ζωής του έργου 50 χρόνια, που αντιστοιχούν σε πράσινη  $\theta_c=0,75\%$ , κίτρινη  $\theta_c=2,0\%$  και κόκκινη  $\theta_c=4,0\%$  σήμανση, θεωρώντας δεδομένα σεισμικής επικινδυνότητας για την συγκεκριμένη περιοχή.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

MSc. THESIS  
EMK ΔE 2020/5

**Design and valuation of a six-storey steel building**

Paralaimou S. D. (supervised by Vamvatsikos D.)

**Abstract**

The subject of this thesis is the design and valuation of a six-storey building. Given the architectural plan of reinforced concrete, the plan of the metallic elements is chosen so as not to violate the architectural requirements that have been set, as well as the system for receiving seismic actions. Afterward the materials to be used are selected and the loads provided by the Rules are exercised.

Then, on the basis of the load combinations and satisfactory design, the sufficiency of the composite beams, the beams participating in the moment frames and the columns are checked. It is then considered whether to take into account the influence of 2nd order phenomena as well as if the periods of the building in the main directions are within reasonable limits.

Subsequently, a nonlinear static Pushover Analysis is performed from which the performance point for each of the main axes is extracted. Through nonlinear static analysis, the fragility curves are created and the building is evaluated. Finally, the mean annual frequencies of exceeding the three boundary states, for a structure life of 50 years, corresponding to green  $\theta_c = 0.75\%$ , yellow  $\theta_c = 2.0\%$  and red  $\theta_c = 4.0\%$  marking are identified, considering seismic hazard data for the specific region.

## Ευχαριστίες

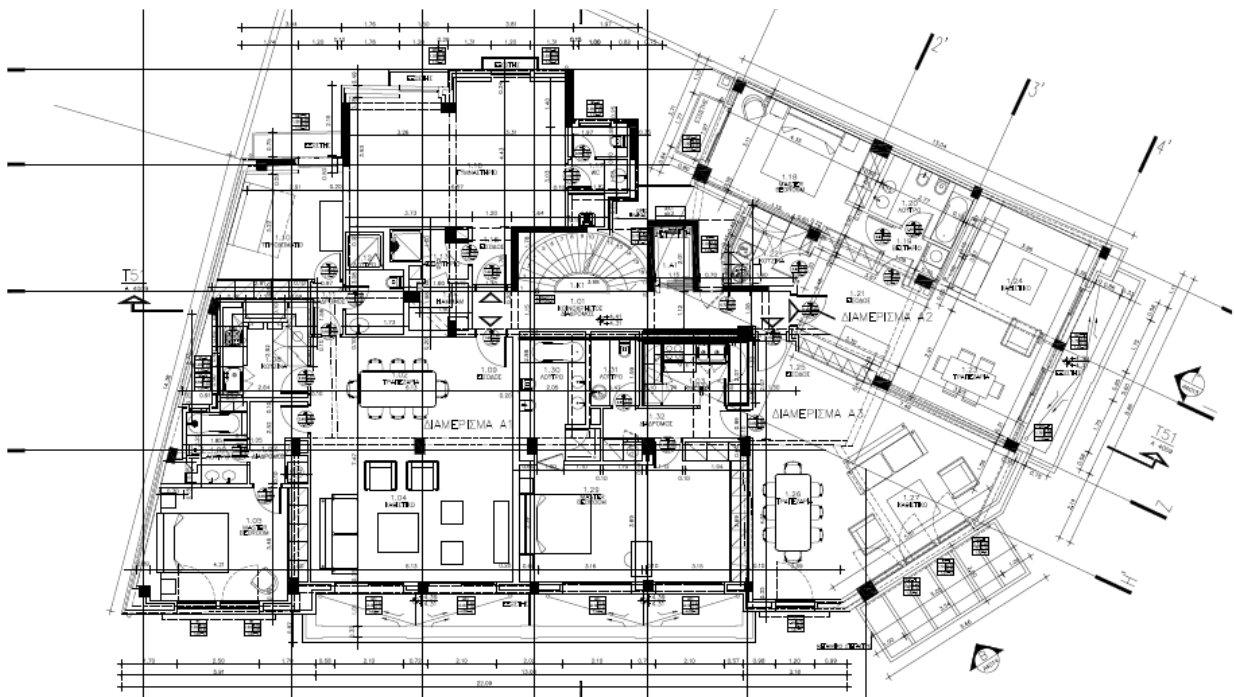
Με την παρούσα εργασία ολοκληρώνεται ο κύκλος των μεταπτυχιακών σπουδών μου στο Ε.Μ.Π. και θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για τη στήριξη, την υπομονή και την συμπαράστασή της κατά τη διάρκεια των σπουδών μου. Καθώς επίσης και τον κ. Δ. Βαμβάτσικο για την καθοδήγηση και την επιστημονική κατάρτιση που μου παρείχε καθ' όλη την διάρκεια της υλοποίησης της εργασίας αλλά και για την παροχή συνεχούς πολύτιμης βοήθειας.

# 1 Εισαγωγή

Το πρώτο μέρος της παρούσας εργασίας αφορά στο σχεδιασμό εξάωροφου μεταλλικού κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, αντιμετωπίζεται συνολικά το ζήτημα της μόρφωσης και διαστασιολόγησης εξάωροφου κτιρίου από χάλυβα. Για το σκοπό αυτό αναπτύσσονται αναλυτικά όλα τα επιμέρους στάδια της μελέτης από την επιλογή του στατικού συστήματος για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων, την διαστασιολόγηση των στοιχείων του κτιρίου έως και την επιλογή των κυρίων κόμβων σύνδεσης. Η παρούσα μελέτη βασίστηκε πάνω σε υφιστάμενη αρχιτεκτονική μελέτη, η οποία όμως είχε εκπονηθεί για κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα.

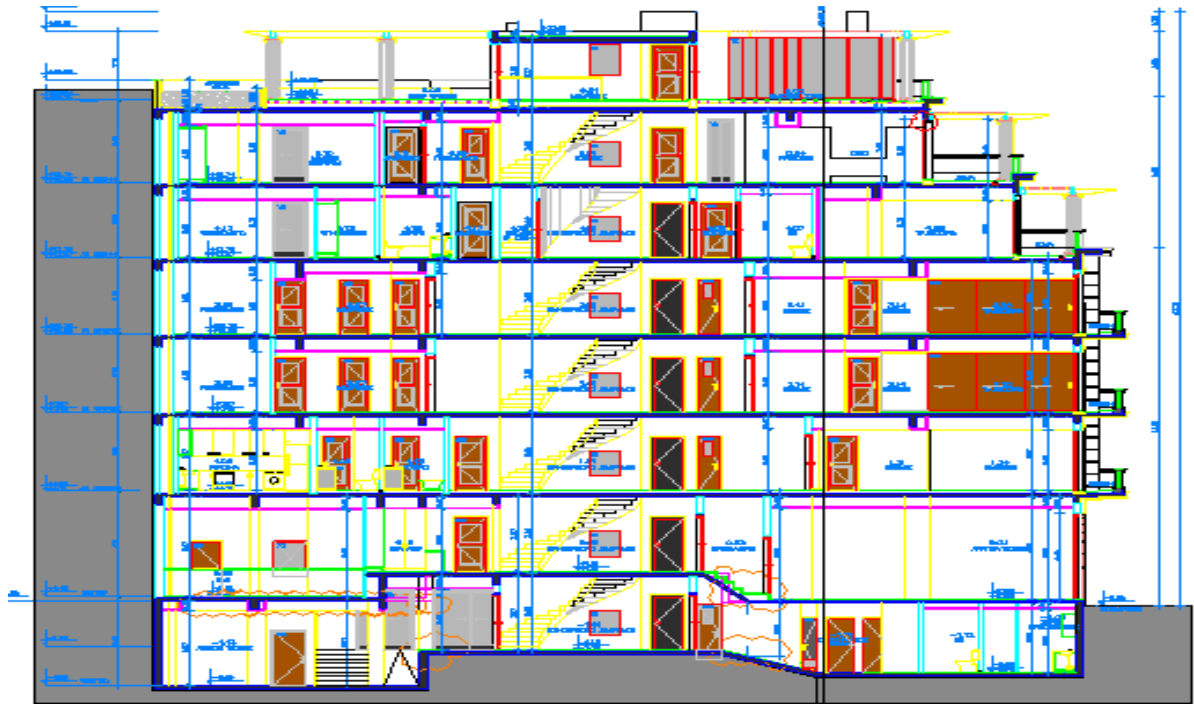
## 1.1 Αρχιτεκτονική μελέτη

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1 ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η έντονη ανομοιομορφία του κτιρίου σε κάτοψη, η περίμετρος της κάτοψης διαμορφώνεται ως μια τεθλασμένη γραμμή με κάθε πλευρά της να έχει διαφορετική κλίση ως προς την οριζόντια. Οι μέγιστες διαστάσεις είναι  $L_x=29,8\text{m}$  για τον οριζόντιο άξονα ενώ για τον κατακόρυφο άξονα  $L_y=15,3\text{m}$ . Ο κάναβος των κατακόρυφων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα περιλαμβάνει υποστυλώματα σε αποστάσεις κυρίως ανά 3.5 έως 4.0 m με προσανατολισμό που ακολουθεί το περίγραμμα της κάτοψης. Επιπλέον, υπάρχουν τοιχώματα στο κλιμακοστάσιο, στο περίβλημα του ανελκυστήρα και στις πλευρές του διαδρόμου στο κέντρο περίπου της κάτοψης. Όσον αφορά τους εξώστες παρατηρούμε ότι υπάρχουν σχεδόν σε κάθε πλευρά, ενώ απουσιάζουν μόνο στην αριστερή και δεξιά πλευρά, πιθανότατα λόγω μεσοτοιχίας. Το κτίριο διαθέτει υπόγειο, ισόγειο ύψους 4.0 m, ενώ τα ύψη των υπόλοιπων ορόφων είναι 3.5 m.

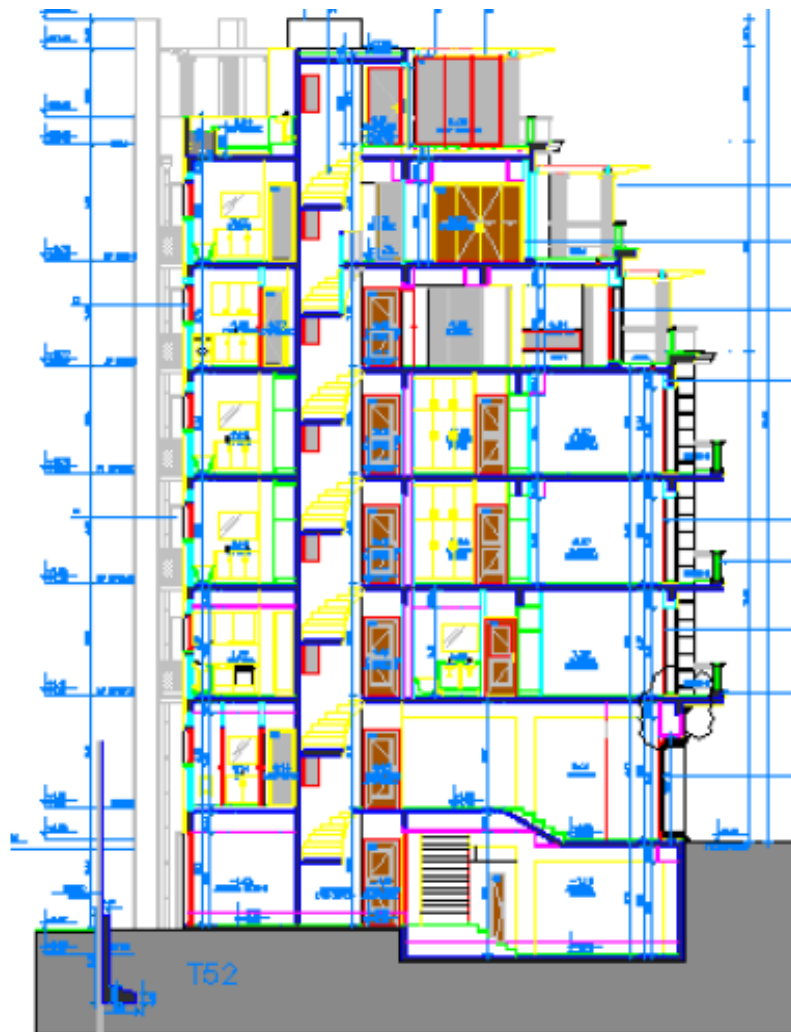


Σχήμα 1.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου





Σχήμα 1.2: Αρχιτεκτονική τομή στον άξονα X



Σχήμα 1.3: Αρχιτεκτονική τομή στον άξονα Y

## 1.2 Μόρφωση μεταλλικού κτιρίου

Η μετατροπή του κανάβου των φερόντων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε μεταλλικό αποτέλεσε βασικό στάδιο της εργασίας. Στον τελικό σχεδιασμό του φέροντος οργανισμού πραγματοποιήθηκαν τα παρακάτω βήματα:

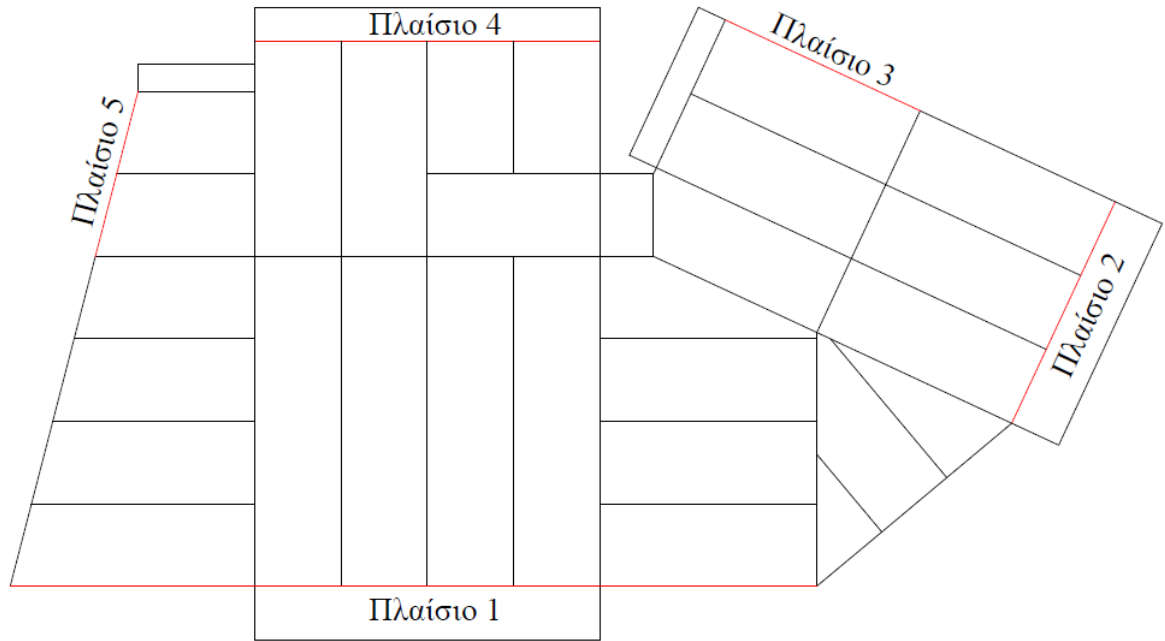
- Με βάση την κάτοψη του τυπικού ορόφου διαμορφώθηκε το «νέο» χωρικό, μεταλλικό πλαίσιο των υποστυλωμάτων και των κύριων δοκών.
- Ορίστηκε το σύστημα των πλακών και των δευτερευουσών δοκών.
- Επιλέχθηκε το σύστημα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων.

Το κτίριο αποτελείται από δύο πλαίσια ροπής κατά την Χ διεύθυνση, ένα πλαίσιο τριών ανοιγμάτων στην κάτω πλευρά κι ένα πλαίσιο στην πάνω πλευρά, ένα πλαίσιο ροπής στραμμένο κατά  $15^\circ$  ως προς την Υ διεύθυνση στα αριστερά και 2 πλαίσια ροπής στραμμένα κατά  $25^\circ$  και  $65^\circ$  ως προς την Υ διεύθυνση στα δεξιά, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.4. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς και η σύνδεσή τους εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών ήλων. Οι δευτερεύουσες δοκοί, με τη σειρά τους, συνδέονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς, ώστε να μεταφέρουν τα φορτία τους. Οι κύριες δοκοί συνδέονται με τα υποστυλώματα με σύνδεση ροπής, καθώς επίσης συνδέονται διατμητικά με την σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζοντας έτσι την σύμμικτη λειτουργία τους.

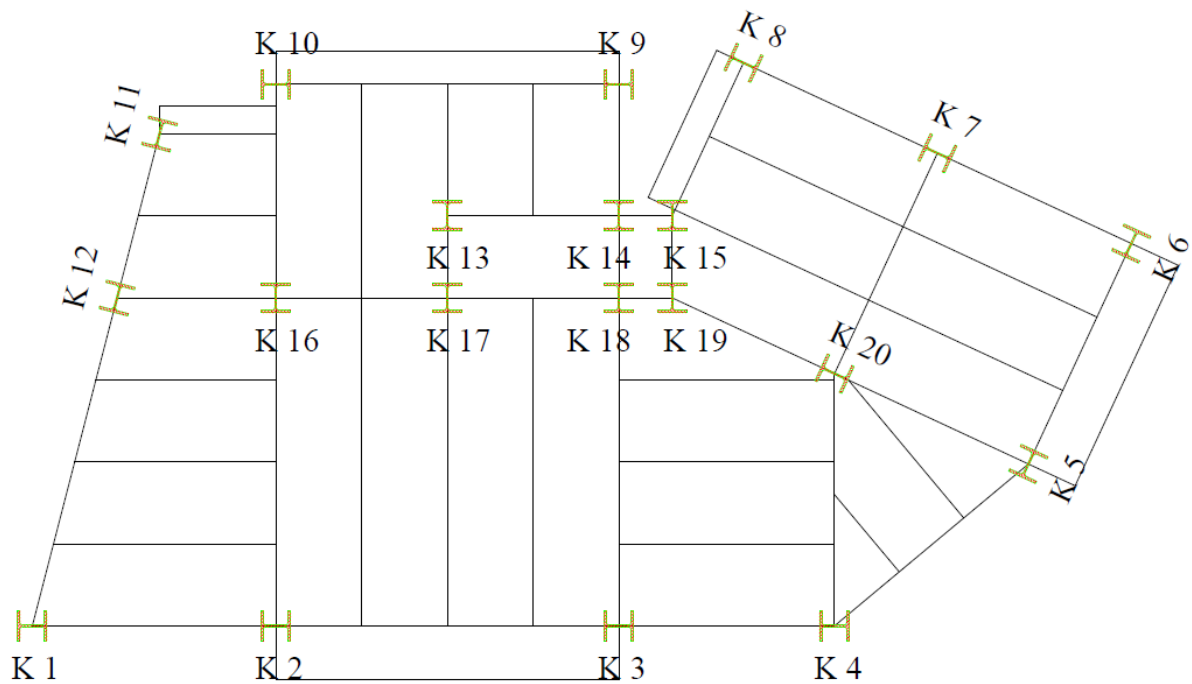
Η αξιοποίηση της δυνατότητας των φορέων από χάλυβα να καλύπτουν μεγαλύτερα ανοίγματα, αλλά και ο σεβασμός των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων, αποτέλεσαν βασικά κριτήρια για τον καθορισμό του στατικού συστήματος. Ο περιορισμός της μη επέμβασης στις αρχιτεκτονικές διαμορφώσεις καθόρισε και το σύστημα πλευρικής ευστάθειας. Επιλέχθηκαν μόνο πλαίσια ροπής και όχι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας καθώς η τοποθέτησή τους είναι περιοριστική λόγω των υπαρχόντων εξωστών και παραθύρων. Τα επιμέρους στάδια της επιλογής των φερόντων στοιχείων περιγράφονται αναλυτικά στα επόμενα κεφάλαια.

### 1.2.1 Υποστυλώματα και πλάκες

Όπως είναι προφανές από την κάτοψη του τυπικού ορόφου, υπάρχουν τρεις κánaβοι, ένας οριζόντιος αριστερά, ένας στραμμένος κατά  $40^\circ$  ως προς τον άξονα Χ (τριγωνική πλάκα) κι ένας στραμμένος κατά  $65^\circ$  ως προς τον άξονα Χ δεξιά. Ο καθορισμός των θέσεων και του προσανατολισμού των υποστυλωμάτων φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 1.5). Η διάταξη των υποστυλωμάτων είναι τέτοια ώστε να χωρίζει το κτίριο σε ορθογώνια κατά το δυνατόν παρόμοια σε μέγεθος και σε μεγάλο βαθμό ακολουθεί το περίγραμμα της κάτοψης. Τα μεταλλικά υποστυλώματα είναι 20 έναντι των 40 υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Δηλαδή, το πλήθος τους σε σχέση με τα απαιτούμενα από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι υποδιπλάσιο. Το γεγονός αυτό αναδεικνύει το προτέρημα των μεταλλικών κτιρίων όσον αφορά την αύξηση του ωφέλιμου χώρου στην κάτοψη και τα ελεύθερα ανοίγματα στις όψεις.

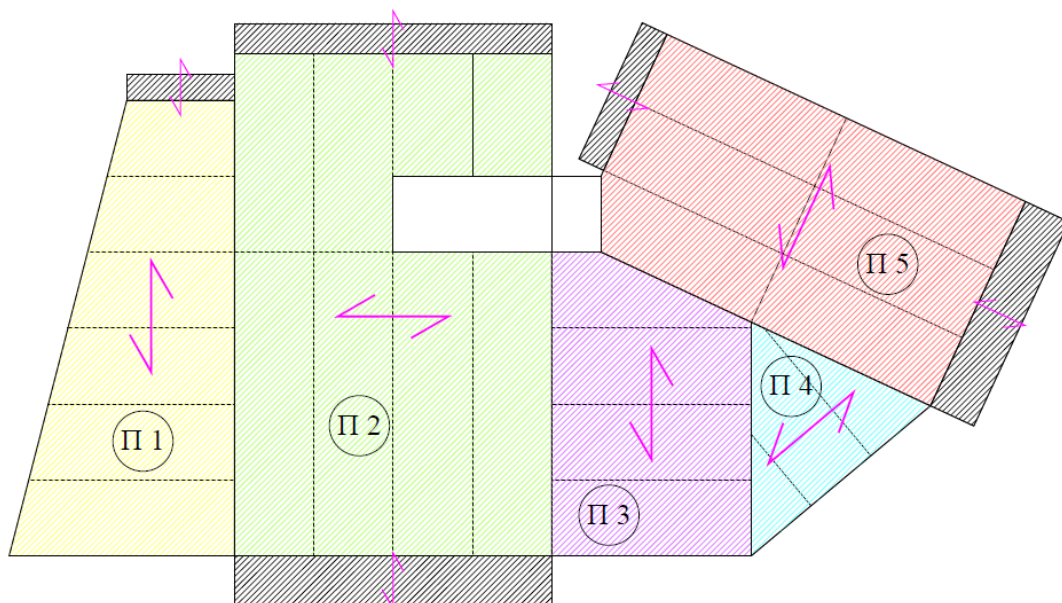


Σχήμα 1.4: Κάτοψη κτιρίου - Πλαίσια ροπής



Σχήμα 1.5: Κάναβος υποστυλωμάτων

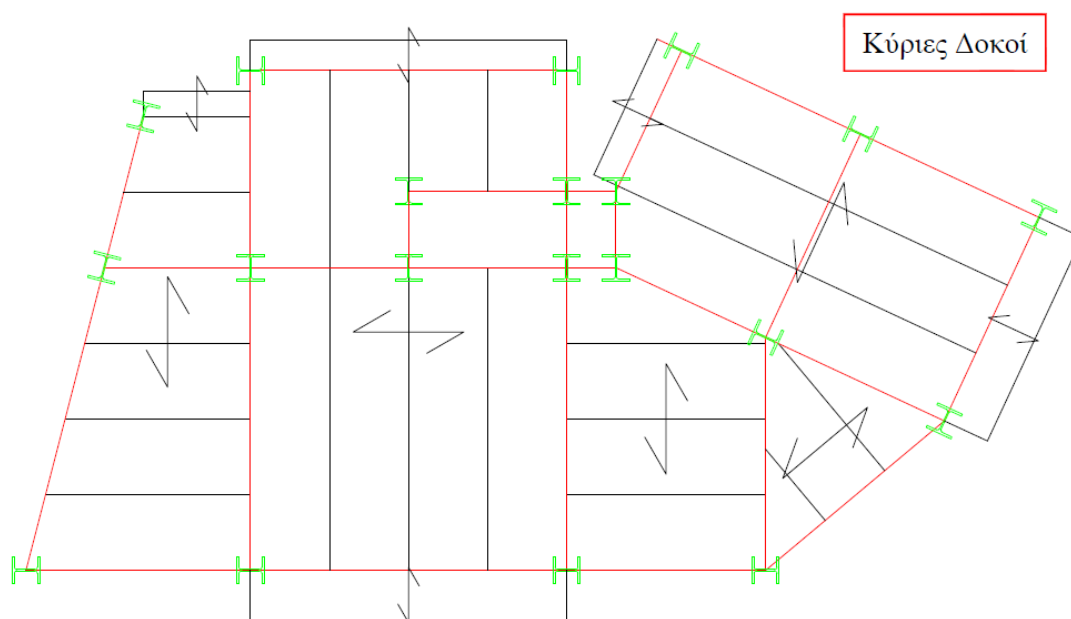
Παρακάτω φαίνονται οι πλάκες και ο προσανατολισμός των χαλυβδόφυλλων, όπως ακριβώς διαμορφώνονται από τα δεδομένα υποστυλώματα. Τα μεγάλα ανοίγματα που έχουν δημιουργηθεί μας επιτρέπουν ακόμα πιο ευέλικτη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων. Παρατηρούμε ότι αριστερά δεν μπορούμε να αποφύγουμε την δημιουργία μιας τραπεζοειδούς πλάκας (Π1), ενώ κάτω δεξιά δημιουργείται και μία πλάκα τριγωνική (Π4).



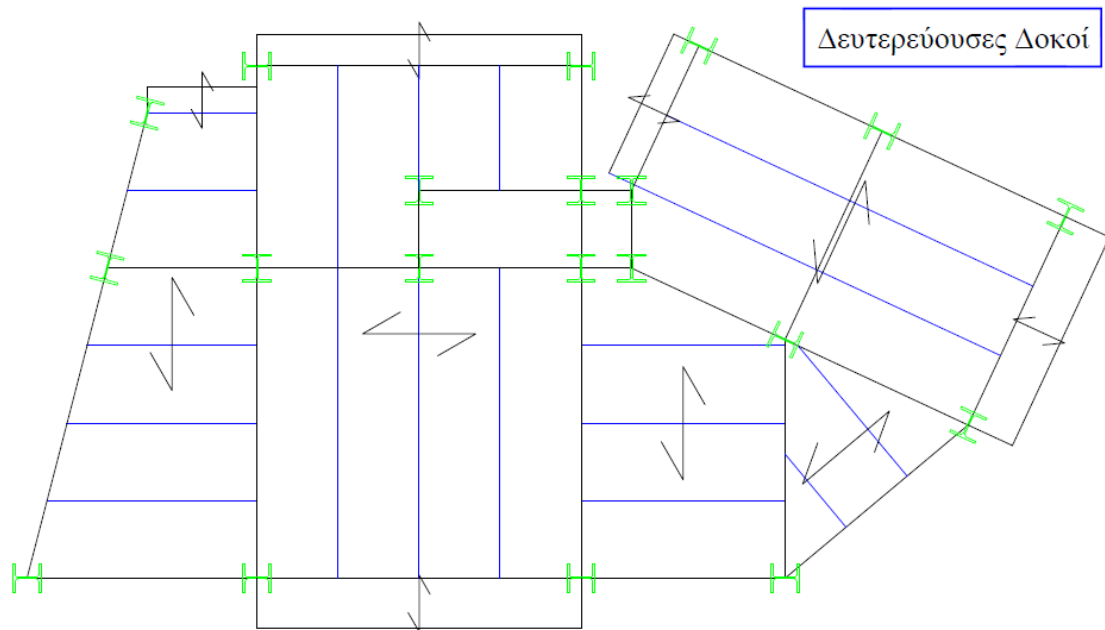
Σχήμα 1.6: Σύμμικτες πλάκες

### 1.2.2 Κύριες και δευτερεύουσες δοκοί

Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται οι κύριες (Σχήμα 1.7) και οι δευτερεύουσες δοκοί (Σχήμα 1.8). Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και μεταφέρουν σε αυτά τα φορτία των πλακών. Προκειμένου να μειωθεί το απαιτούμενο στατικό ύψος της σύμμικτης πλάκας τοποθετούνται δευτερεύουσες δοκοί, παράλληλα στην μικρή διεύθυνση της πλάκας, εδραζόμενες στις κύριες δοκούς. Τα άνω πέλματα των κύριων δοκών και των δευτερευουσών δοκών βρίσκονται στην ίδια στάθμη ώστε να εδράζεται πάνω σε αυτές το χαλυβδόφυλλο. Πρόκειται για τη συνηθέστερη διάταξη, όπου δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών επί των οποίων επικάθεται η πλάκα καθώς με τον τρόπο αυτό, τόσο οι δευτερεύουσες όσο και οι κύριες δοκοί μπορούν να έχουν σύμμικτη λειτουργία.



Σχήμα 1.7: Κύριες δοκοί



Σχήμα 1.8: Δευτερεύουσες δοκοί

### 1.2.3 Σύστημα ανάληψης οριζόντιων δράσεων

Για την παραλαβή και μεταφορά των οριζοντίων δράσεων χρησιμοποιούνται πέντε περιμετρικά πλαίσια ροπής. Η πλαισιακή λειτουργία εξασφαλίζεται με πρόβλεψη συνδέσεων ροπής μόνο μεταξύ κύριων δοκών και υποστυλωμάτων, οι συνδέσεις των υπόλοιπων κύριων δοκών με τα υποστυλώματα είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας. Η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται εξ ολοκλήρου από τα πλαίσια ροπής, ενώ από τις υπόλοιπες δοκούς του κτιρίου παραλαμβάνονται μόνο φορτία βαρύτητας.

Να τονίσουμε ότι τα υποστυλώματα των πλαισίων είναι διατομής διπλού ταυ με τον κορμό παράλληλο στα πλαίσια ροπής. Τα οριζόντια φορτία μεταφέρονται στα πλαίσια μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών στις διάφορες στάθμες. Η τελική διάταξη των πλαισίων (Σχήμα 1.4) έγινε με βάση τα παρακάτω κριτήρια:

- Ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας κατά μήκος κάθε κύριας διεύθυνσης του κτιρίου, ώστε να αυξηθεί και αντίσταση σε στρέψη.
- Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν μηχανισμοί παραλαβής της οριζόντιας δύναμης.
- Ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος. Να μην διακόπτεται η συνέχεια των πλαισίων καθ' ύψος του κτιρίου καθώς και να μην μεταβάλλονται σημαντικά οι διατομές τους.
- Να επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου όσο είναι ποτέ δυνατό λόγω της «ιδιόμορφης» κάτοψης.

### 1.3 Υλικά κατασκευής

#### 1.3.1 Δομικός χάλυβας S355

Για τα μεταλλικά στοιχεία ο επιλεγμένος χάλυβας είναι κατηγορίας S355, με τις ιδιότητες που φαίνονται στους πίνακες παρακάτω, με μέτρο ελαστικότητας  $E=210\text{GPa}$ , ειδικό βάρος χάλυβα  $\gamma=78,5\text{kN/m}^3$ , λόγο Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu=0,3$ , μέτρο διάτμησης  $G=81000\text{MPa}$

Πίνακας 1.1: Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ (EN1993-1-1 §3.2.3)

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>	(Κοινοί χάλυβες – χονδρόκοκκοι)			
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470

Ο επιλεγμένος χάλυβας, τα χαρακτηριστικά του οποίου αναφέρονται στον παραπάνω ικανοποιεί τους περιορισμούς για ελάχιστη ολκιμότητα. Σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο ΔN 1993-1-1 (Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα- Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) η ελάχιστη ολκιμότητα εξασφαλίζεται με βάση της παρακάτω απαιτήσεις:

- Πρέπει να ισχύει  $\frac{f_u}{f_y} \geq 1,15$
- Η οριακή παραμόρφωση  $\epsilon_u$  πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση προς 15%
- Πρέπει να ισχύει  $\epsilon_u \geq 15 \cdot \epsilon_y$

#### 1.3.2 Σκυρόδεμα C20/25

Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C20/25.

Πίνακας 1.2: Ιδιότητες σκυροδέματος

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	C20
$f_{ck}$ [MPa]	20
$f_{cm}$ [MPa]	28
$E_{cm}$ [GPa]	29,96
G [Gpa]	12,48

### 1.3.3 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για τον οπλισμό των συμμίκτων δοκών είναι ποιότητας B500C με όριο διαρροής  $f_{ys}=500\text{MPa}$ .

### 1.3.4 Κοχλίες

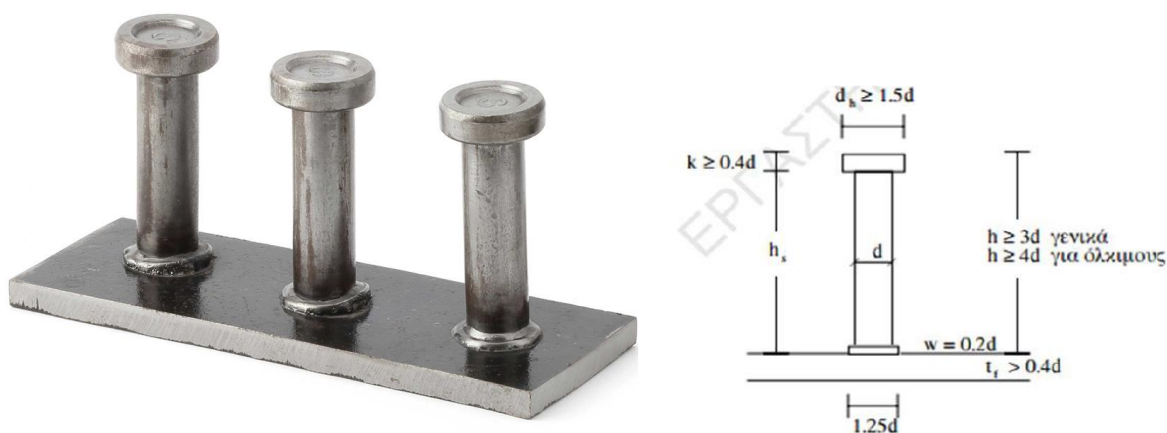
Οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν στις συνδέσεις του κτιρίου (ροπής και τέμνουσας) είναι ποιότητας 10.9 και με διαμέτρους που ποικίλλουν από M20 ( $d=20\text{mm}$ ) έως και M30 ( $d=30\text{mm}$ ).

Πίνακας 1.3: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής

Ποιότητα Κοχλία	10.9
$f_{yb}$ (Mpa)	900
$f_{ub}$ (Mpa)	1000

### 1.3.5 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής με διάμετρο  $d=16\text{mm}$ , ποιότητας S355 και εφελκυστική αντοχή  $f_u=500\text{MPa}$ .



Σχήμα 1.9: Διατμητικοί σύνδεσμοι

## 1.4 Δράσεις

### 1.4.1 Γενικά

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις βάσει των οποίων θα γίνει η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα, αφού προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στα δομικά στοιχεία. Τα μόνιμα φορτία, κινητά, οι δράσεις ανέμου και οι σεισμικές δράσεις επιβλήθηκαν στο φορέα σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 [7] με όλες τις απαιτούμενες προσαρμογές για την παρούσα κατασκευή. Για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και το σεισμό σχεδιασμού δημιουργήθηκαν οι απαραίτητοι συνδυασμοί, όπου και παρουσιάζονται παρακάτω.

Αναφέρεται ότι το φορτίο χιονιού δε λαμβάνεται υπόψη, αφού η στέγη θεωρείται βατή και λαμβάνεται με κινητό φορτίο 3,0 kN/m<sup>2</sup> (όπως αναφέρεται αναλυτικά παρακάτω), το οποίο είναι δυσμενέστερο σε σχέση με το χιόνι που αντιστοιχεί στην ελληνική επικράτεια. Όσο αφορά τις θερμοκρασιακές δράσεις, δεν έδιναν σημαντική ένταση στο φορέα, οπότε αμελήθηκαν.

#### 1.4.2 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να ασκούνται κατά τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου και η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Πίνακας 1.4: Νεκρά φορτία

IB μεταλλικού σκελετού	Προκύπτει από το πρόγραμμα
IB σύμμικτης πλάκας & χαλυβδοφύλλου	2,75 kN/m <sup>2</sup>
Πρόσθετα μόνιμα για ενδιάμεσους ορόφους (από επικαλύψεις, ψευδοροφές, services)	0,7 kN/m <sup>2</sup>
Πρόσθετα μόνιμα για ανώτερο όροφο	1 kN/m <sup>2</sup>
Πρόσθετα λόγω διαχωριστικών	0,8 kN/m <sup>2</sup>
IB τοιχοποιίας	4 kN/m

#### 1.4.3 Κινητά φορτία

Περιλαμβάνουν τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους για αυτό οι τιμές τους δίνονται από κανονισμούς, ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου. Το παρόν κτίριο προορίζεται για κατοικία, οπότε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-1 (Πίνακας 1.5) [7] είναι κατηγορίας A για χώρους διαμονής. Το κινητό φορτίο ασκείται και στην πλάκα του 6ου ορόφου αφού θέλουμε να είναι προσβάσιμος. Επομένως ασκείται κινητό φορτίο  $q=2\text{kN/m}^2$  στα δάπεδα,  $q=3\text{kN/m}^2$  στο δάπεδο του 6<sup>ου</sup> ορόφου,  $q=3,5\text{kN/m}^2$  στις σκάλες και  $q=5\text{kN/m}^2$  στους εξώστες.



Πίνακας 1.5: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
<b>B</b>	<b>Χώροι γραφείων</b>	
C	Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D)	C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες.
D	Χώροι σε εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα.

Πίνακας 1.6: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα ορόφων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
<b>Κατηγορία A και B</b>		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Εξώστες	5,0	3,0
<b>Κατηγορία C</b>		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

#### 1.4.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν αρκετά σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση της κατασκευής. Το μέγεθος της δράσης του ανέμου επί της κατασκευής εξαρτάται από:

- Τη γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Τη φυσική θέση
- Την τοπογραφία
- Τις διαστάσεις της κατασκευής
- Τη μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Τη κλίση της στέγης
- Τη διεύθυνση του ανέμου

Οι παραπάνω παράγοντες επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας του ανέμου και κατ' επέκταση το μέγεθος της ασκούμενης πίεσης. Το μέγεθος της ταχύτητας του ανέμου αποτελεί την πλέον σημαντική παράμετρο προσδιορισμού των δράσεων ανέμου. Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και προσδιορίζονται σύμφωνα με το μέρος 1-4 του EN1991 (Ευρωκώδικας 1) για ύψη κατασκευών μικρότερα των 200m που είναι και η εν λόγω κατασκευή. Για την επιβολή του ανέμου εξετάζονται οι δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

- 33 m/s σε απόσταση έως και 10km από την ακτή
- 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη θεμελιώδης ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0}=33\text{m/s}$ , επειδή το κτίριο βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη από 10km από την θάλασσα. Η κατηγορία εδάφους είναι IV (Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m) εφόσον η κατασκευή είναι στην Αθήνα. Από τον αντίστοιχο πίνακα (Πίνακας 1.7) για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει  $z_0=1,0\text{m}$  και  $z_{\min}=10\text{m}$ .

Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από:

Βασική ταχύτητα ανέμου:  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33 = 33\text{m/s}$

- $c_{dir}=1$  ο συντελεστής διεύθυνσης
- $c_{season}=1$  ο συντελεστής εποχής

Για  $h \leq b$  έχουμε  $z_e = 21,5\text{ m}$  για τον προσήνεμο, υπήνεμο και τους παράπλευρους τοίχους, καθώς και ομοιόμορφη κατανομή πιέσεων σε όλο το ύψος του κτιρίου. Ο συντελεστής τραχύτητας  $C_r(z)$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

Όπου  $kr = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2343$  ο συντελεστής εδάφους

- $z_0, z_{min}$ : σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους IV από Πίνακα 1.7.
- $z_{0,II} = 0,05$  σύμφωνα με τον κανονισμό
- $z_{max}$  λαμβάνεται ίσο με 200m

Έχουμε  $z_{min} = 10m \leq z = 21,5m \leq 200m$  άρα:

$$C_r(z) = C_r(21,5) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2343 \cdot \ln\left(\frac{21,5}{1}\right) = 0,719 \quad \text{και για τις δύο διευθύνσεις ανέμου.}$$

$$\text{Άρα } v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,719 \cdot 1 \cdot 33 = 23,725m/s$$

- $C_r(z)$ : είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $C_0(z)$ : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης
- $v_b$ = βασική ταχύτητα ανέμου

Πίνακας 1.7: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς  $z_e$  για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους  $h$  και πλάτους  $b$  του κτιρίου είναι σύμφωνα με το Σχήμα 1.10.

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι ίσος με  $C_0(z)=1$ , ως προτεινόμενη τιμή για  $\Phi=0$  θεωρώντας ότι η κατασκευή είναι σε κοιλάδα.

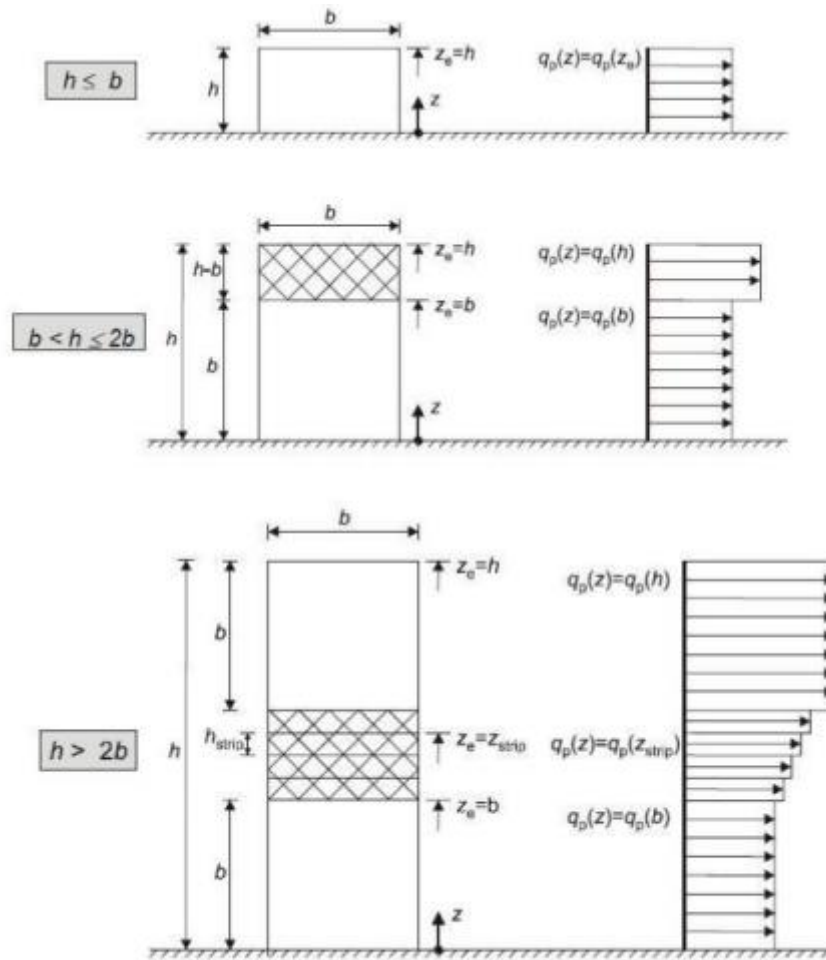
Η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας είναι  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_{0}(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{21,5}{1}\right)} = 0,326$$

για  $z_{\min}=10\text{m} \leq z = 21,5\text{m} \leq z_{\max} = 200\text{m}$

Όπου  $k_I$ =συντελεστής στροβιλισμού, λαμβάνεται ίσος με 1.



ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 1.10: Ύψος αναφοράς  $z_e$  και κατανομή πιέσεων

Επομένως, η πίεση της ταχύτητας αιχμής είναι από τις παραπάνω εξισώσεις:

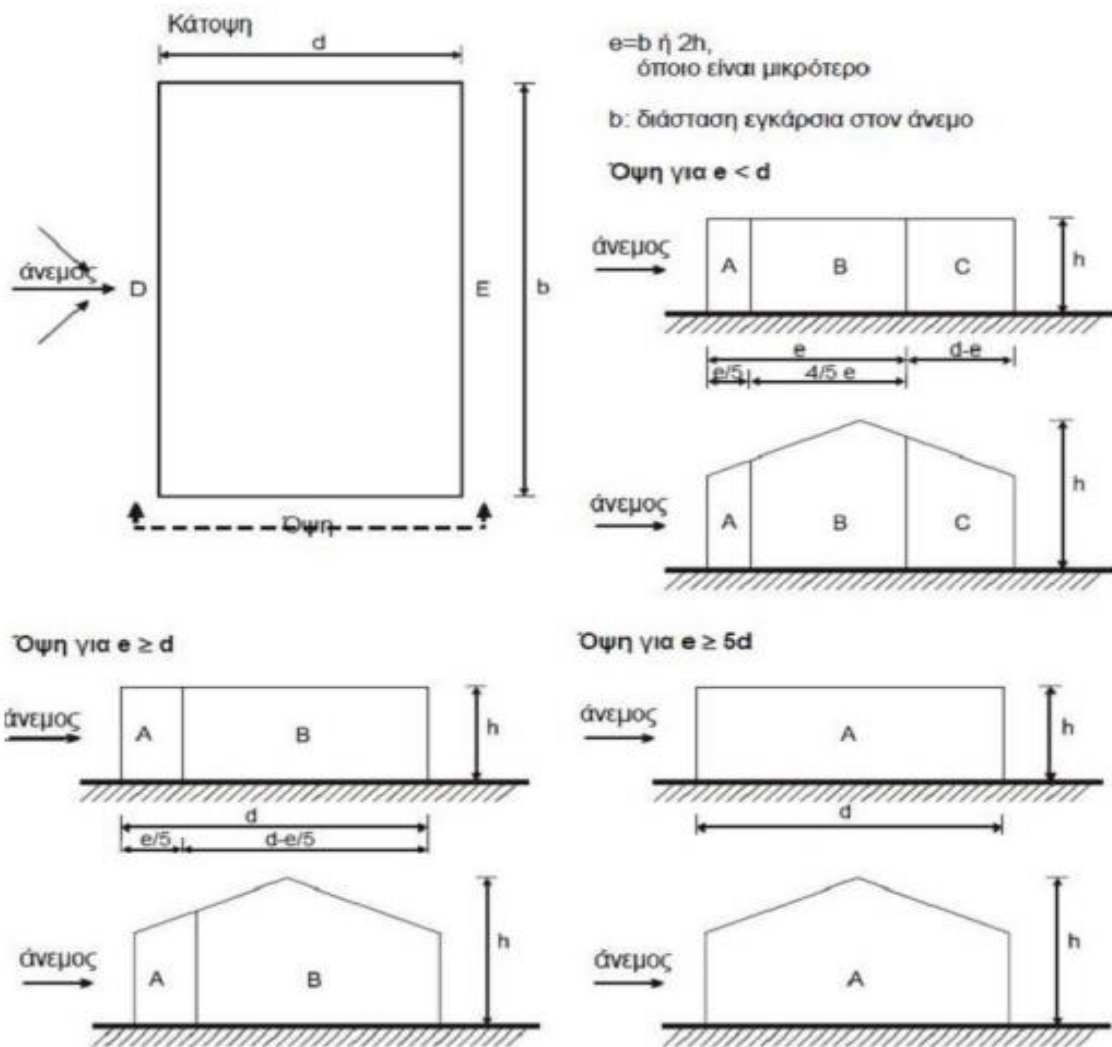
$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,326] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 23,725^2$$

$$q_p(z) = 1154,43\text{N} / \text{m}^2 = 1,15\text{kN} / \text{m}^2$$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$ , εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Οι τοπικοί συντελεστές  $c_{pe,1}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από  $1\text{m}^2$  π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές  $c_{pe,10}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των  $10\text{m}^2$ . Το εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας είναι σαφώς μεγαλύτερο από  $10\text{m}^2$  άρα χρησιμοποιούμε τον καθολικό συντελεστή  $c_{pe} = c_{pe,10}$  και για τις δύο διευθύνσεις ανέμου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από το Σχήμα 1.11 και τον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 1.8) για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου  $0^\circ$  και  $90^\circ$  και ανάλογα με το λόγο  $h/d$ . Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 1.11: Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 1.8: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

Πίνακας 1.9: Μήκη πλευρών που ασκούνται πιέσεις ανέμου

Lx (m)	Ly (m)	H (m)
29,8	15,28	21,5
	X	Y
d	29,8	15,28
b	15,28	29,8
e	15,28	29,8
A	3,056	5,96
B	12,224	9,32
C	14,52	
D	15,28	29,8
E	15,28	29,8

❖ Άνεμος κατά την διεύθυνση X

Πίνακας 1.10: Συντελεστές πίεσης κατά X

Κατά X	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,76	-0,43

❖ Άνεμος κατά την διεύθυνση Y

Πίνακας 1.11: Συντελεστές πίεσης κατά Y

Κατά	A	B	D	E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	0,8	-0,52

Τελικά λοιπόν οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν από τον τύπο :  $W_{pe} = q_p(z_e) \cdot C_{pe,10}$

Παρακάτω παρουσιάζονται σε μορφή πίνακα οι εξωτερικές και τελικές πιέσεις στο φορέα όπως υπολογίστηκαν από την παραπάνω σχέση.

Πίνακας 1.12: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα πιέσεων

Εξωτερική πίεση ανέμου $w_{pe}$ (kN/m <sup>2</sup> )					
	A	B	C	D	E
$w_e^X$	-1,4	-0,9	-0,6	0,9	-0,5
$w_e^Y$	-1,4	-0,9	0	0,9	-0,6

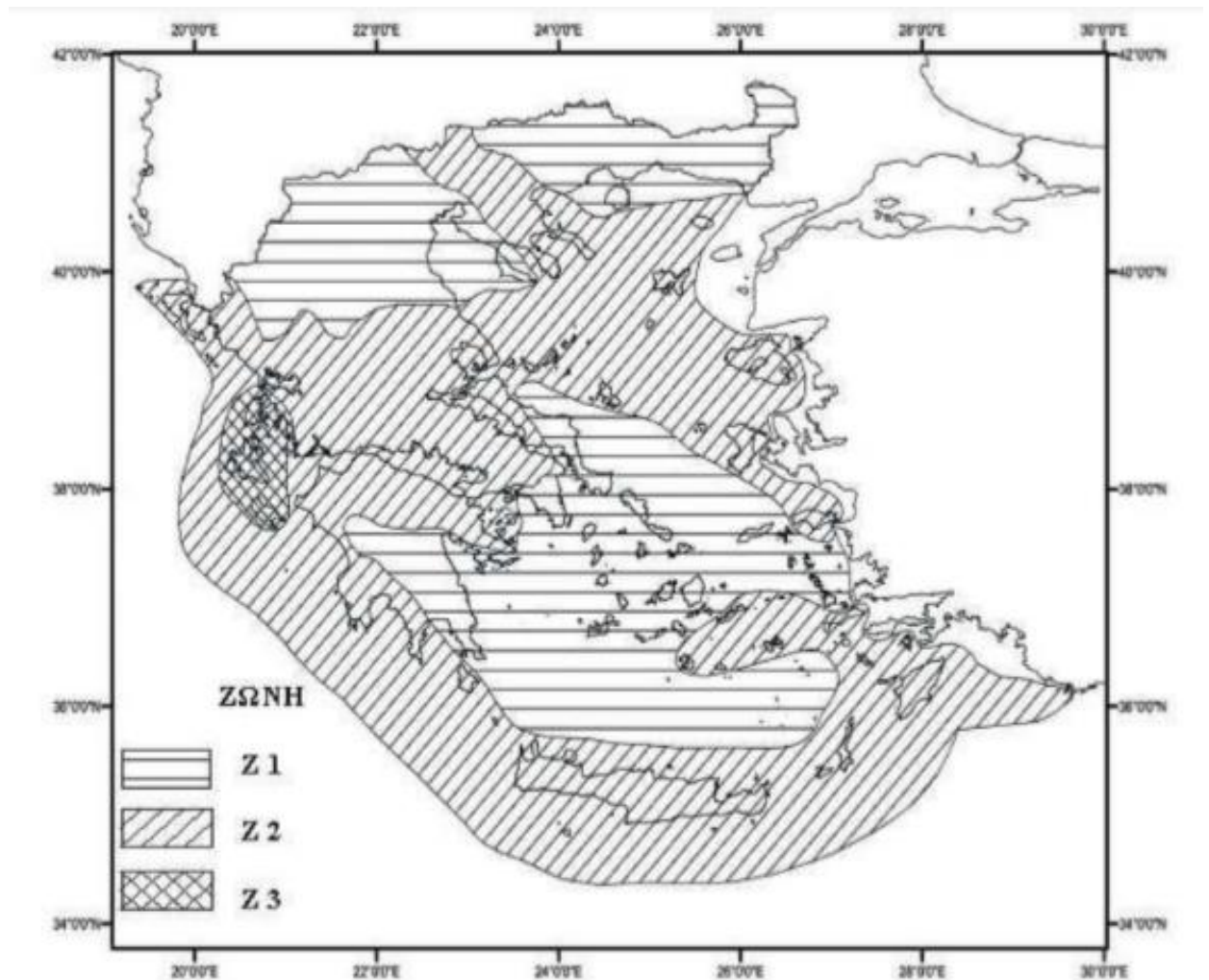


### 1.4.5 Σεισμικές δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

❖ Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη (Σχήμα 1.12) σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη). Το κτίριό μας θεωρήσαμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



Σχήμα 1.12: Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

❖ Σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g$

Για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας προβλέπεται μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $a_{gR}$ , που έχει ληφθεί από το χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, με βάση την σχέση  $a_{gR} = \alpha \cdot g$ . Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν επίσης σε περίοδο επαναφοράς  $T_R=475$  χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνουν μία φορά κάθε 475 χρόνια. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, η τιμή εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς είναι  $a_{gR} = 0,16 \cdot g$ .

Πίνακας 1.13: Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδας

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
$a_{gR}$	0,16·g	0,24·g	0,36·g

Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας, οι τιμές του Πίνακας 1.14 πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ . Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει μία ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ .

Πίνακας 1.14: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  κατά EC8

Κατηγορία σπουδαιότητας		Συντελεστής σπουδαιότητας
I	Μικρή σπουδαιότητα	0.8
II	<b>Συνήθης σπουδαιότητα</b>	<b>1.0</b>
III	Μεγάλη σπουδαιότητα	1.2
IV	Πολύ μεγάλη σπουδαιότητα	1.4

Το κτίριο μας ανήκει την κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων), άρα ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_I=1,00$ . Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η οποία συμβολίζεται με  $a_g$  ισούται με  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1 \cdot 0,16g = 0,16g$ .

❖ Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Η ποιότητα του εδάφους πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή αποτελεί σημαντικό παράγοντα για τη μορφή του φάσματος σχεδιασμού. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, C, D και E. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B. Η τιμή  $a_g$  αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος, έτσι ο Ευρωκώδικας 8 αναφέρει ότι σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το συντελεστή εδάφους  $S$ , ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.



Πίνακας 1.15: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8.

Κατηγορία εδάφους	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
<b>B</b>	<b>1.20</b>	<b>0.15</b>	<b>0.50</b>	<b>2.50</b>
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

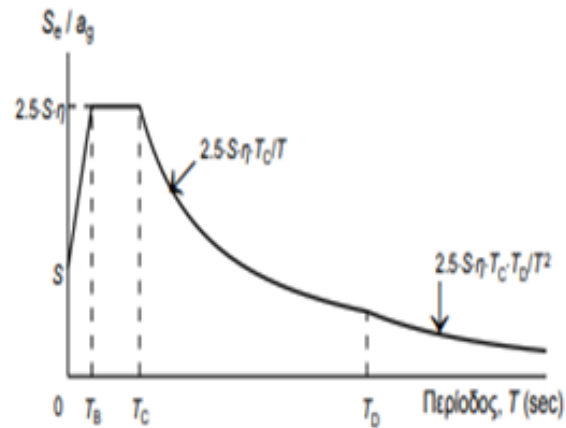
❖ Συντελεστής Συμπεριφοράς  $q$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  πραγματοποιεί τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε καθαρά ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίδονται στον παρακάτω Πίνακα 1.16, ανάλογα με τον τύπο του δομικού συστήματος για τις κατασκευές από χάλυβα.

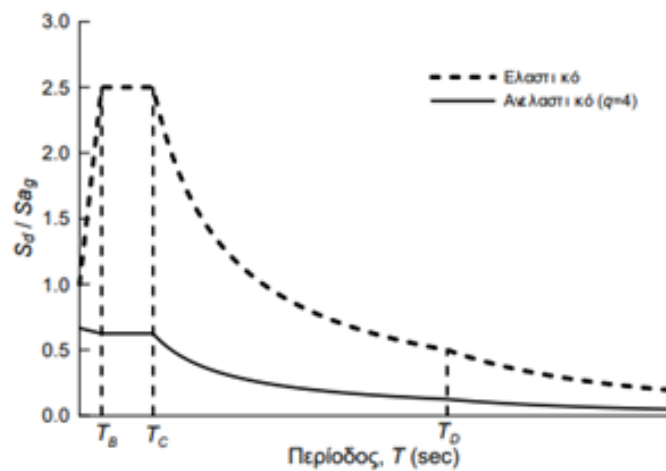
Πίνακας 1.16: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (EN 1998-1 Πιν. 6.2)

Δομικό σύστημα	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	Μέση	Υψηλή
α) Πλαίσια ροπής	4,0	6,0
β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας		
- Διαγώνιοι	4,0	4,0
- Σχήματος V	2,0	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	4,0	6,0
Για Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $q = 1,5$ χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων.		

Το κτίριο ανήκει στην Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας, επομένως  $q=4$ , εφόσον το δομικό σύστημα αποτελείται μόνο από πλαίσια ροπής στις διευθύνσεις X και Y.



Σχήμα 1.13: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού  $q=1$



Σχήμα 1.14: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικας 8 για  $q=4$

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (EC8):

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ( $\alpha_{gR}=0,16g$ )
- Τύπος φάσματος 1
- Κατηγορία σπουδαιότητας II,  $\gamma_I=1,00$
- Κατηγορία εδάφους B
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  (CBF / MRF) = 4
- Απόσβεση  $\zeta=5\%$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot \alpha_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Όπου:

- $S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση του σχεδιασμού
- $T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης
- $a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού βάσει την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας
- $T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- $T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- $T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- $S$  είναι ο συντελεστής εδάφους
- $q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
- $\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπου σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα η τιμή ορίζεται ως  $\beta=0,2$ .

#### 1.4.6 Οριακές Καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS: ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS: serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν σοβαρές βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους).

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στη κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού διακρίνονται σε:

- Άμεσες (ομοιόμορφα ή συγκεντρωμένα φορτία)
- Έμμεσες (επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή διαφορικής καθίζησης ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού)

Οι βασικές φορτίσεις που επιδρούν στην κατασκευή είναι οι εξής :

1. Μόνιμα φορτία  $G$
2. Φορτία λειτουργίας  $Q$
3. Άνεμος στην διεύθυνση  $X$ ,  $W_x$
4. Άνεμος στην διεύθυνση  $Y$ ,  $W_y$
5. Σεισμός κατά την  $X$ ,  $E_x$
6. Σεισμός κατά την  $Y$ ,  $E_y$

## 1.4.7 Συνδυασμοί δράσεων

Πίνακας 1.17: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτήρια

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7 0	0,5 0	0,3 0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 1.18: Συνδυασμοί φορτίσεων για ΟΚΑ και ΟΚΛ

Συνδυασμοί δράσεων	Μόνιμα	Κινητά	W(x)	W(y)	Ex	Ey
ΟΚΑ 1	1,35					
ΟΚΑ 2	1,35	1,5				
ΟΚΑ 3	1,35	1,5	0,9			
ΟΚΑ 4	1,35	1,5		0,9		
ΟΚΑ 5	1,35		1,5			
ΟΚΑ 6	1,35	1,05	1,5			
ΟΚΑ 7	1,35			1,5		
ΟΚΑ 8	1,35	1,05		1,5		
ΟΚΑ 9	1,35	1,05				
ΟΚΑ 10	1		1,5			
ΟΚΑ 11	1			1,5		
ΟΚΛ 1	1	1				
ΟΚΛ 2	1	1	0,6			
ΟΚΛ 3	1	1		0,6		
ΟΚΛ 4	1	0,7	1			
ΟΚΛ 5	1	0,7		1		
ΟΚΛ 6	1	0,7				
ΟΚΛ 7	1	0,7				
QUAKE 1	1	0,3				
QUAKE 2	1	0,3			1	0,3
QUAKE 3	1	0,3			-1	0,3
QUAKE 4	1	0,3			1	-0,3
QUAKE 5	1	0,3			-1	-0,3
QUAKE 6	1	0,3			0,3	1
QUAKE 7	1	0,3			0,3	-1
QUAKE 8	1	0,3			-0,3	1
QUAKE 9	1	0,3			-0,3	-1

## 2 Προδιαστασιολόγηση κτιρίου

### 2.1 Προσομοίωση φορέα στο ETABS

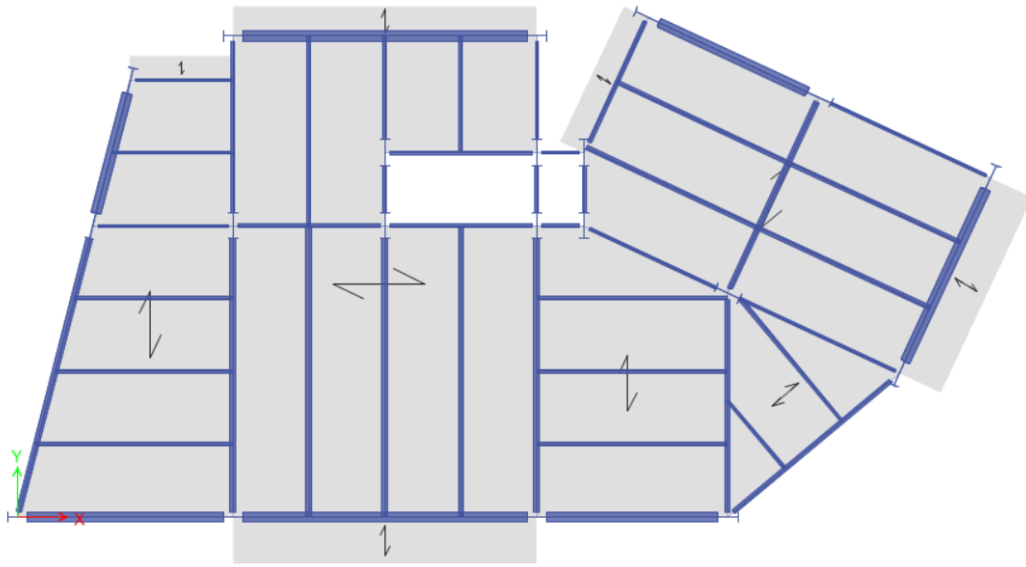
Για την διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Etabs. Τα υποστυλώματα καθώς και οι δοκοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά μέλη. Στις βάσεις των υποστυλωμάτων επιβλήθηκαν πακτώσεις, λόγω του ότι θεμελιώνονται στα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου, το οποίο δεν προσομοιώθηκε. Οι δευτερεύουσες και οι κύριες δοκοί, που δεν συμμετέχουν σε πλαίσια ροπής είναι συνδεδεμένες με απλές συνδέσεις τέμνουσας και προσομοιώθηκαν με ελευθερώσεις των στροφικών βαθμών ελευθερίας στα άκρα τους όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4. Οι πλάκες προσομοιώθηκαν από επιφανειακά στοιχεία, με όλα τα χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου (Σχήμα 2.1), ενώ τα κατακόρυφα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία προστέθηκαν στις πλάκες ως επιφανειακά φορτία.

General Data	
Property Name	Deck1
Type	Filled
Slab Material	C20/25
Deck Material	S355
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

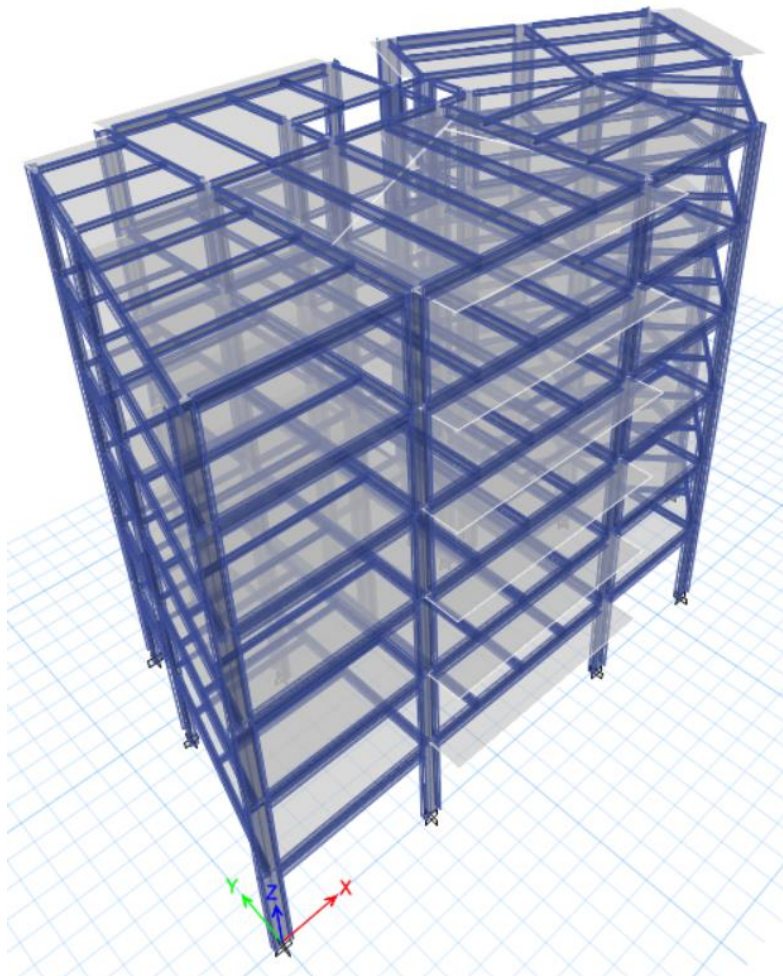
  

Property Data	
Slab Depth, tc	57 mm
Rib Depth, hr	73 mm
Rib Width Top, wrt	95,5 mm
Rib Width Bottom, wrb	50 mm
Rib Spacing, sr	187,5 mm
Deck Shear Thickness	1.25 mm
Deck Unit Weight	0,167 kN/m <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	16 mm
Shear Stud Height, hs	125 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	510 MPa

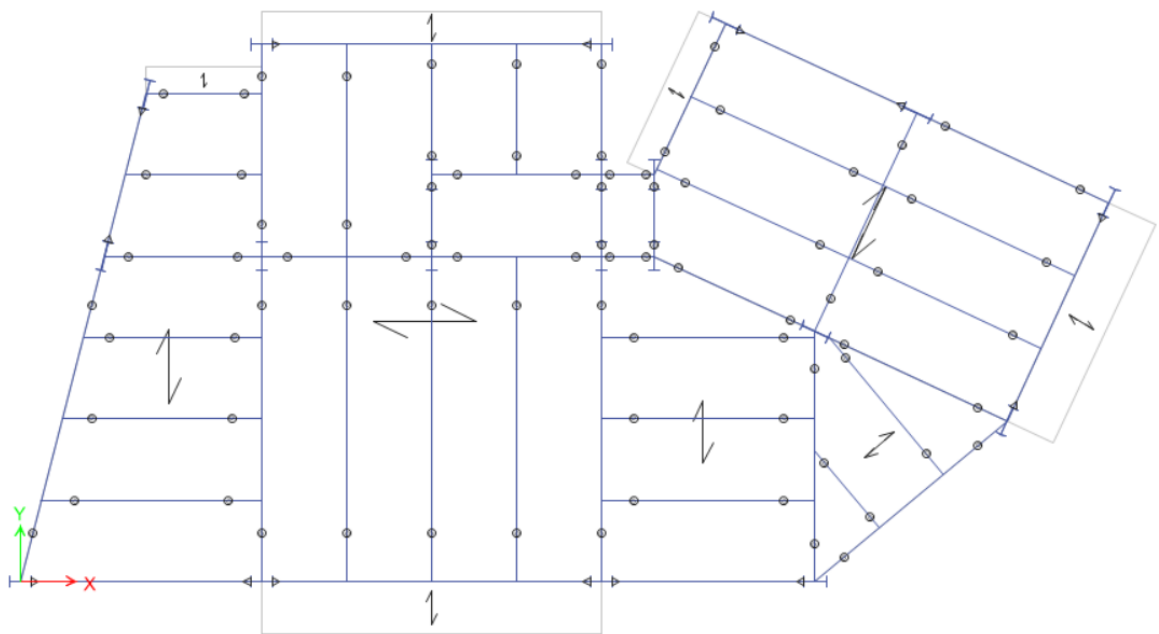
Σχήμα 2.1: Χαρακτηριστικά διατομής σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 2.2: Προσομοίωμα με επιφανειακά στοιχεία πλάκας (κάτοψη)



Σχήμα 2.3: Χωρικό προσομοίωμα με επιφανειακά στοιχεία πλάκας



Σχήμα 2.4: Συνδέσεις δοκών

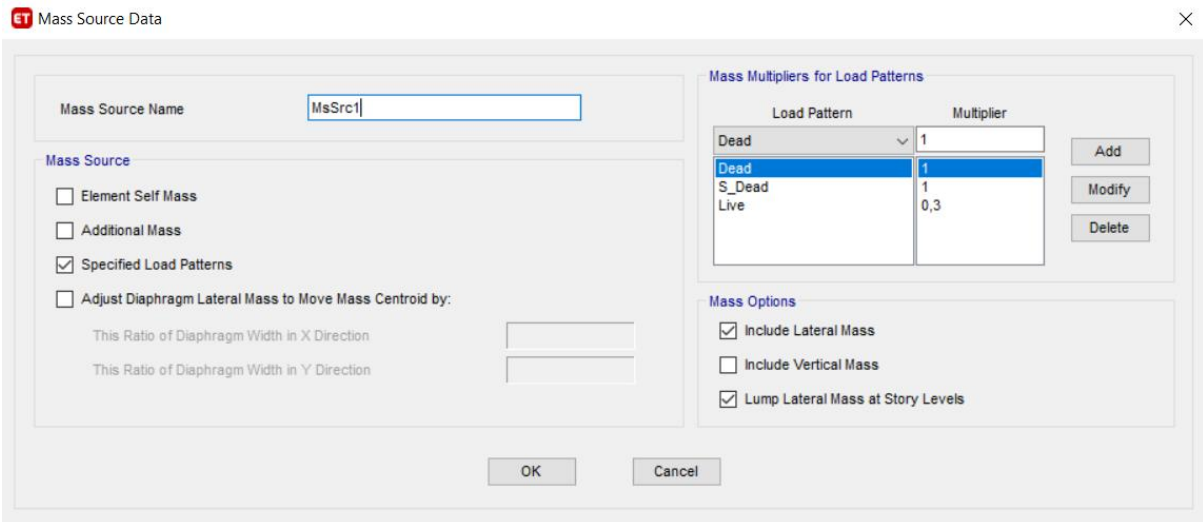
## 2.2 Παραδοχές

Μετά την μόρφωση του προσομοιώματος στο πρόγραμμα εισήχθησαν τα φορτία και οι συνδυασμοί που προαναφέρθηκαν στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο, με σκοπό την αρχική διαστασιολόγηση του κτιρίου. Κατά την διαστασιολόγηση θεωρήθηκε σκόπιμο να ομαδοποιηθούν τα μέλη όπως παρακάτω:

- Οι διαδοκίδες που περιβάλλονται από κύριες δοκούς (σε κάθε άνοιγμα) έχουν μεταξύ τους κοινή διατομή σε όλους τους ορόφους.
- Οι κύριες δοκοί που δεν συμμετέχουν σε πλαίσια ροπής έχουν κοινή διατομή σε όλους τους ορόφους.
- Τα βαρυντικά υποστυλώματα, στο εσωτερικό του κτιρίου, στα οποία μεταφέρουν τα φορτία τους οι κύριες δοκοί έχουν μεταξύ τους κοινή διατομή.
- Οι κύριες δοκοί που συμμετέχουν σε πλαίσια ροπής έχουν κοινή διατομή μεταξύ τους ανά τρεις ορόφους (1<sup>ος</sup> - 3<sup>ος</sup>, 4<sup>ος</sup> - 6<sup>ος</sup>).
- Τα υποστυλώματα που συμμετέχουν σε πλαίσια ροπής έχουν κοινή διατομή μεταξύ τους ανά τρεις ορόφους (1<sup>ος</sup> - 3<sup>ος</sup>, 4<sup>ος</sup> - 6<sup>ος</sup>).

## 2.3 Ιδιομορφική ανάλυση

Κατά την εύρεση των ιδιοπεριόδων του κτιρίου θεωρούμε ότι η μάζα αποτελείται από το 100% των μόνιμων φορτίων και το 30% των κινητών, όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 (Σχήμα 2.5). Σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση, προκειμένου να συμπεριληφθεί τουλάχιστον το 90% της μάζας, λαμβάνουμε υπ' όψιν μας 5 ιδιομορφές για την X διεύθυνση και 7 ιδιομορφές για την Y διεύθυνση (Πίνακας 2.1).



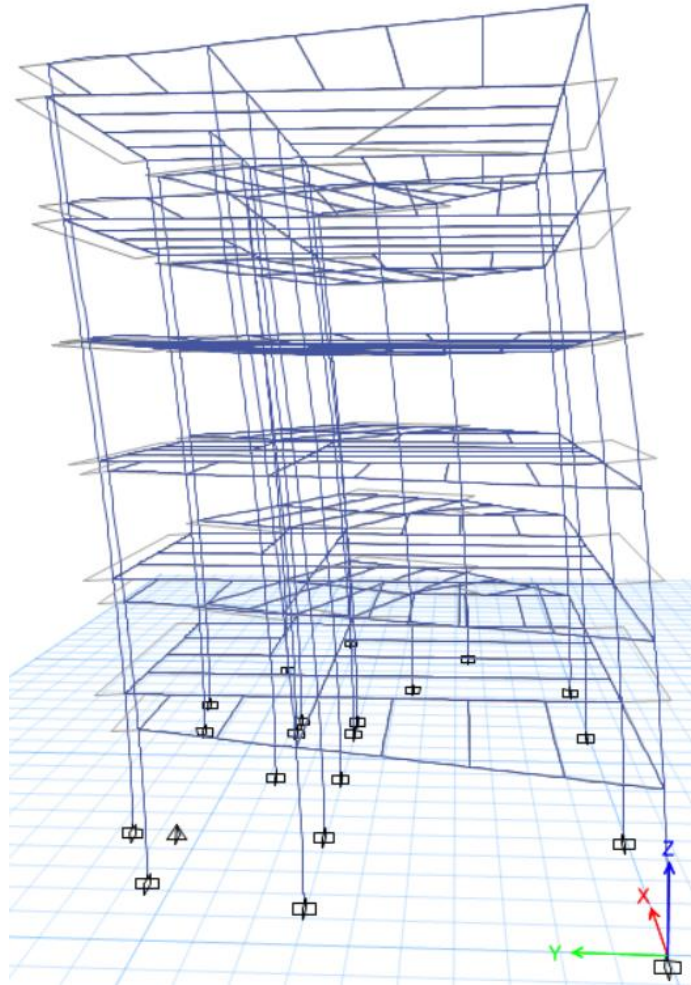
Σχήμα 2.5: Φορτία που λαμβάνονται υπ' όψιν για την μόρφωση του μητρώου μάζας

Πίνακας 2.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

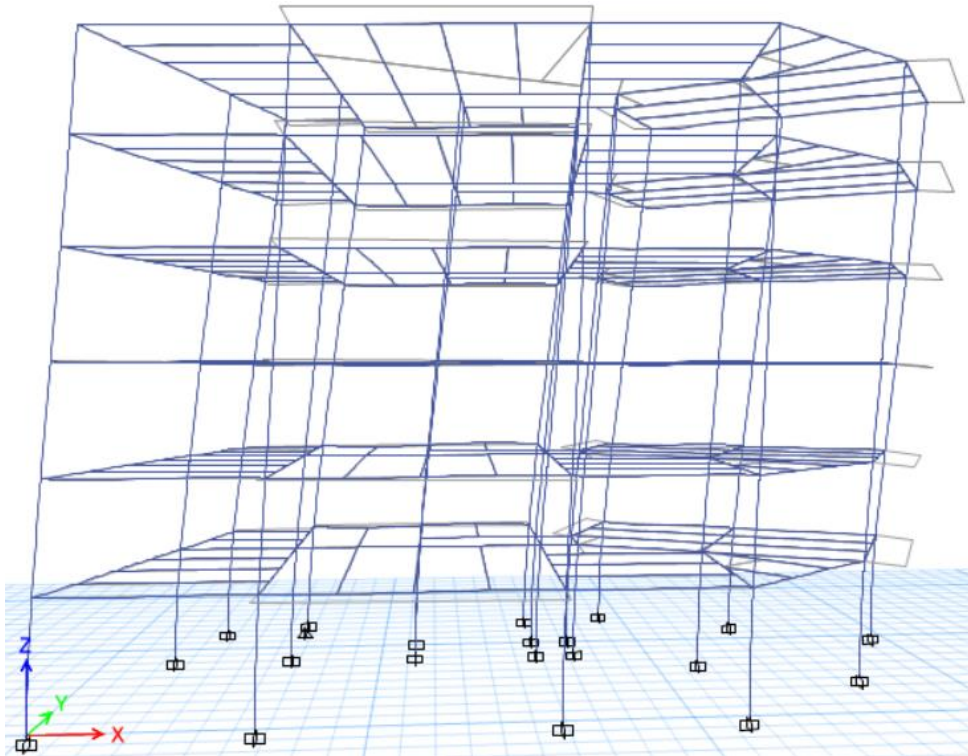
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
		sec						
Modal	1	2,718	0,06	0,6411	0,0103	0,06	0,6411	0,0103
Modal	2	2,151	0,5756	0,0238	0,1464	0,6355	0,6649	0,1567
Modal	3	1,34	0,1295	0,0285	0,5762	0,765	0,6933	0,7329
Modal	4	0,809	0,0004	0,172	0,0085	0,7654	0,8654	0,7415
Modal	5	0,507	0,1459	0,0002	0,0016	0,9113	0,8655	0,7431
Modal	6	0,398	0,0004	0,003	0,1456	0,9117	0,8685	0,8887
Modal	7	0,349	0,0001	0,0652	3,31E-05	0,9118	0,9337	0,8887

Παρατηρούμε στον Πίνακα 2.1 ότι κυρίως η πρώτη αλλά και η δεύτερη ιδιοπερίοδος είναι αρκετά μεγάλες, πράγμα που θα έπρεπε να μας προβληματίζει, όμως, επειδή η διαστασιολόγηση δεν σταματά εδώ, προσωρινά τις αγνοούμε. Μετά από τους ελέγχους που θα πραγματοποιηθούν στο επόμενο κεφάλαιο μειώνονται σημαντικά και κυμαίνονται σε αποδεκτά όρια.





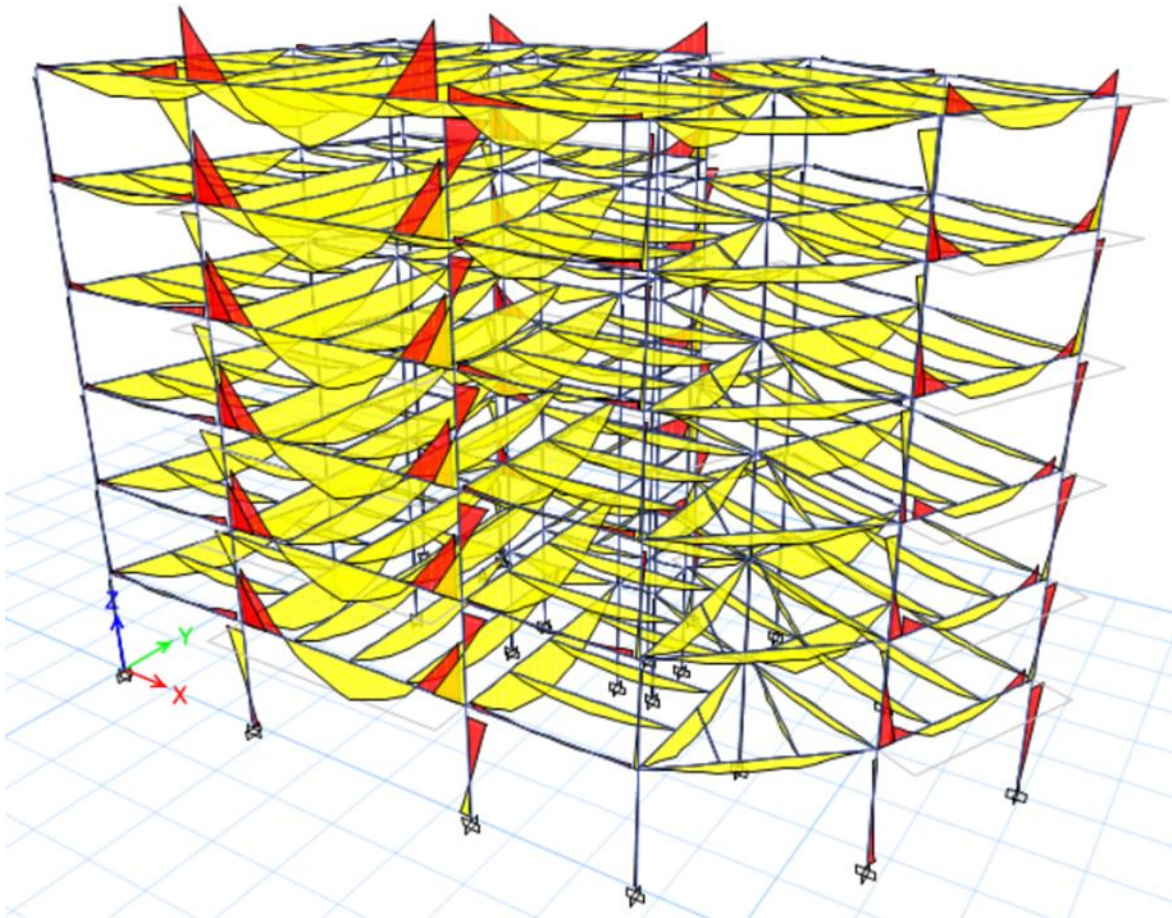
Σχήμα 2.6: 1<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος – Θεμελιώδης κατά Y



Σχήμα 2.7: 2<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος – Θεμελιώδης κατά X

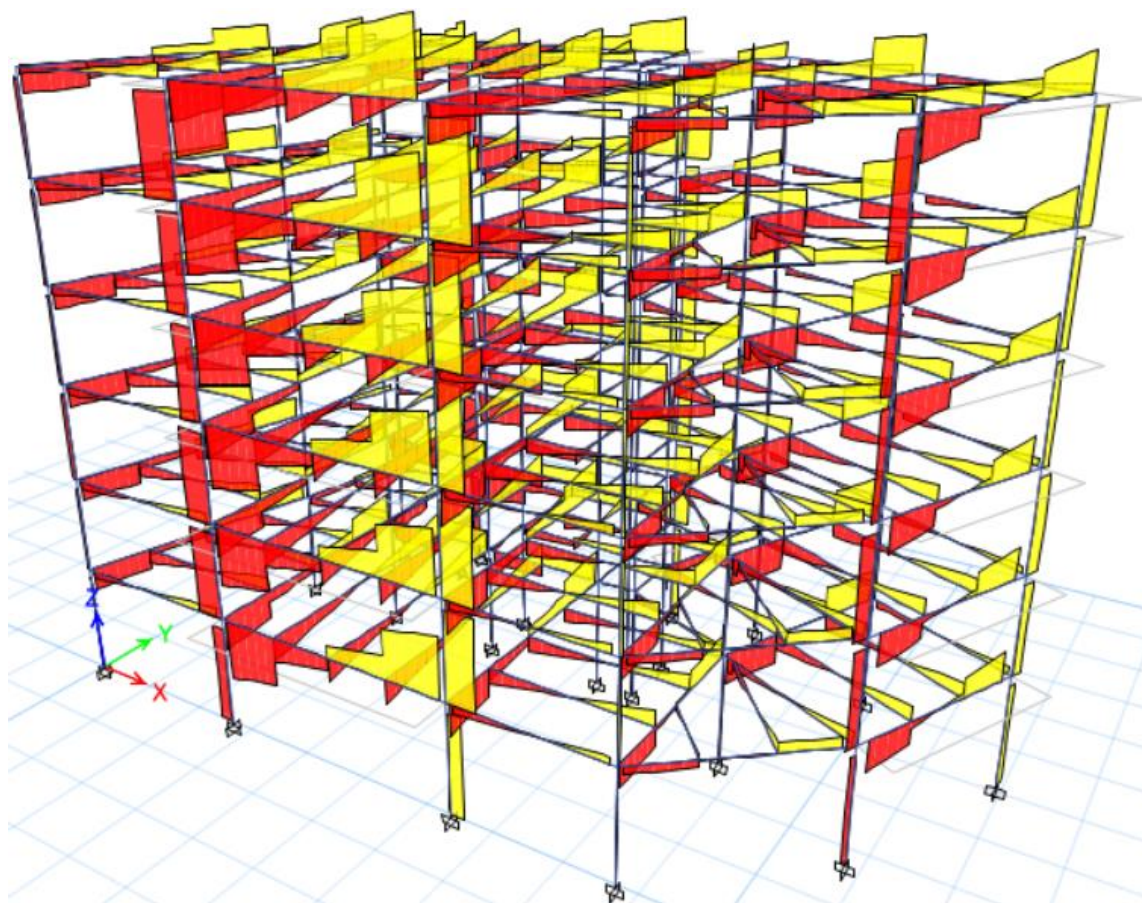
## 2.4 Ελαστική ανάλυση

Σε αυτό το βήμα ασκήθηκαν στο προσομοίωμα όλα τα φορτία που προαναφέρθηκαν στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο, καθώς και οι συνδυασμοί που προκύπτουν από αυτά και ελέγχθηκε η επάρκεια όλων των μελών υπό την δυσμενέστερη εντατική κατάσταση. Στην ελαστική ανάλυση δεν λαμβάνεται υπ' όψιν η μη γραμμικότητα του υλικού, συνεπώς η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων θεωρείται γραμμική. Τέλος αγνοήθηκαν φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης καθώς και αρχικές – κατασκευαστικές ατέλειες. Ενδεικτικά παρατίθενται στην συνέχεια διαγράμματα ροπών κάμψεως, τεμνουσών και αξονικών δυνάμεων για τον 1<sup>ο</sup> συνδυασμό Ο.Κ.Α. 1.35G+1.50Q.

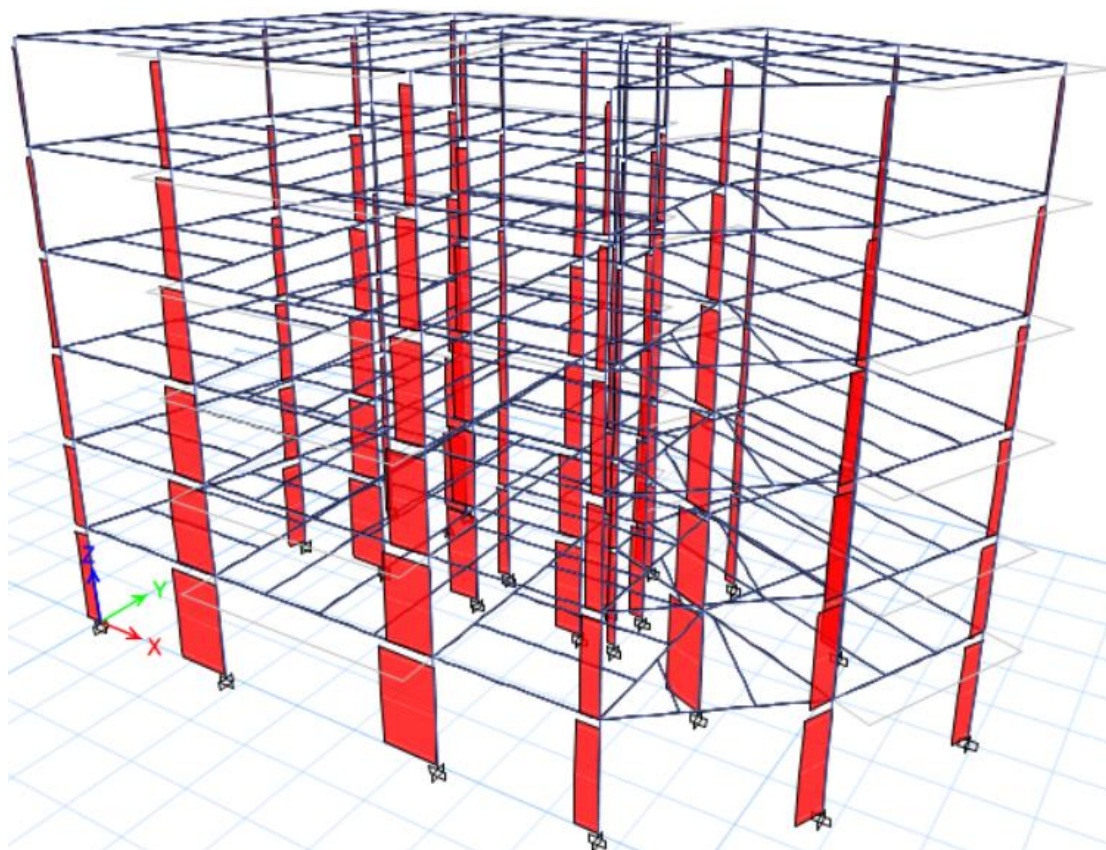


Σχήμα 2.8: Διάγραμμα ροπών κάμψεως





Σχήμα 2.9: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



Σχήμα 2.10: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

## 2.5 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος προκύπτει από την φασματική δυναμική μέθοδο λαμβάνοντας υπ' όψιν μόνο την θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση. Τα ισοδύναμα οριζόντια στατικά φορτία που ασκούνται σε κάθε στάθμη, καθώς και η σεισμική τέμνουσα βάσης προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Όπου:

- $S_d(T_1)$  είναι η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο  $T_1$
- $T_1$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για την οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση
- $m$  είναι η συνολική μάζα του κτιρίου
- $\lambda$  είναι ο συντελεστής διόρθωσης η τιμή του οποίου είναι 0,85 για  $T_1 \leq 2T_c$  και το κτίριο είναι πάνω από δύο ορόφους ή 1 σε κάθε άλλη περίπτωση .

Σύμφωνα με την απλοποιημένη φασματική οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού. Παρακάτω παρουσιάζεται η εισαγωγή των φορτίσεων της μεθόδου στο λογισμικό Etabs. Οι φορτίσεις ορίστηκαν κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y.

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - Eurocode8 2004' dialog box. It is organized into four main sections:

- Direction and Eccentricity:** Includes checkboxes for 'X Dir', 'Y Dir', 'X Dir + Eccentricity', 'Y Dir + Eccentricity', 'X Dir - Eccentricity', and 'Y Dir - Eccentricity'. There is also a field for 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' and an 'Overwrite Eccentricities' button.
- Time Period:** Features three radio buttons: 'Approximate' (with a field for  $Q_t$  in meters), 'Program Calculated' (selected), and 'User Defined' (with a field for  $T$  in seconds).
- Story Range:** Contains two dropdown menus: 'Top Story' set to 'Story6' and 'Bottom Story' set to 'Base'.
- Parameters:** A list of input fields and dropdowns: 'Country' (CEN Default), 'Ground Acceleration,  $a_g/g$ ' (0.16), 'Spectrum Type' (1), 'Ground Type' (B), 'Soil Factor, S' (1.2), 'Spectrum Period,  $T_b$ ' (0.15 sec), 'Spectrum Period,  $T_c$ ' (0.5 sec), 'Spectrum Period,  $T_d$ ' (2 sec), 'Lower Bound Factor, Beta' (0.2), 'Behavior Factor,  $q$ ' (4), and 'Correction Factor, Lambda' (1).

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Σχήμα 2.11: Ορισμός φόρτισης απλοποιημένης φασματικής μεθόδου

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή στα δύο επίπεδα προσομοιώματα οριζόντιων φορτίων  $F_i$  σε όλους τους ορόφους

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

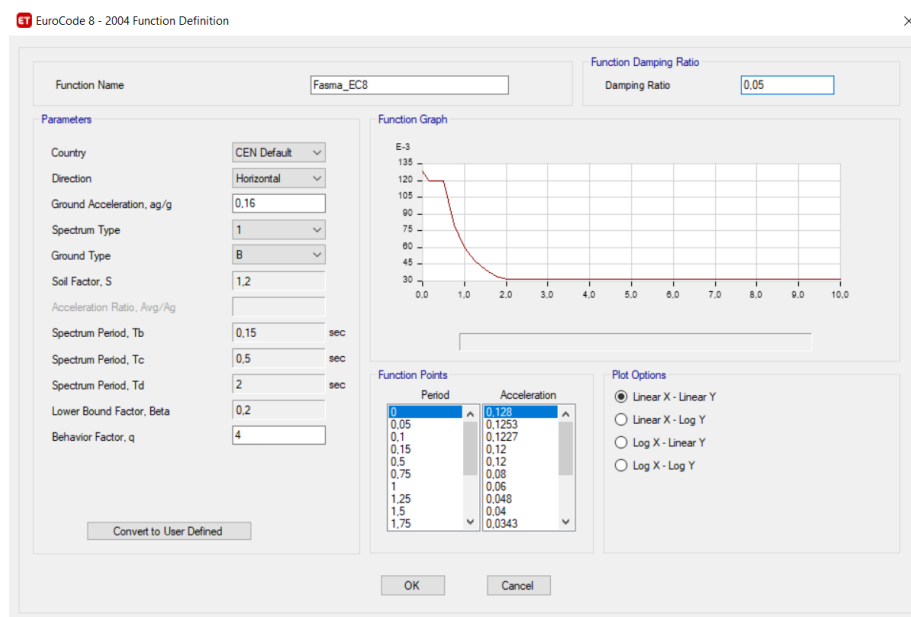
Όπου:

- $F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$
- $F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως
- $s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή
- $m_i, m_j$  είναι οι μάζες ορόφων

## 2.6 Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Σύμφωνα με τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντική στη συνολική απόκριση. Ικανοποίηση της παραπάνω απαίτησης θεωρούμε ότι έχουμε όταν:

- Το άθροισμα των δρῶσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας



Σχήμα 2.12: Εισαγωγή φάσματος Ευρωκώδικα 8 στο Etabs

Με τη δυναμική ανάλυση με το πρόγραμμα Etabs υπολογίσθηκαν :

- Οι ιδιοσυχνότητες, οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές ταλάντωσης του φορέα
- Η δρώσα ιδιομορφική μάζα της κάθε ιδιομορφής
- Με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για κάθε ιδιομορφή, τις μέγιστες αποκρίσεις, τα σεισμικά φορτία ή τις μετακινήσεις σχεδιασμού

ET Load Case Data

General

Load Case Name: UX

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Design... Notes...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Fasma_EC8	9806.65

Add Delete

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0,04

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

Σχήμα 2.13: Εισαγωγή σεισμικού φορτίου

Ως συνολική μάζα ταλάντωσης ορίζεται αυτή που προκύπτει από τον συνδυασμό  $G+0.3Q$ . Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και δεν έχουν κατ' ανάγκη ίδιο πρόσημο οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος επιλέχθηκε να συνδυασθούν με τον κανόνα της τετραγωνικής επαλληλίας SRSS. Στο λογισμικό ορίσθηκαν οι συνιστώσες  $E_x$  και  $E_y$  και λήφθηκαν υπ' όψιν όσες ιδιομορφές χρειάζονται ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να φθάνει τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του φορέα.

## 2.7 Αποτελέσματα προδιαστασιολόγησης

Σε συνέχεια των αναλύσεων που προαναφέρθηκαν κι αφού έγιναν οι έλεγχοι οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας, προέκυψαν οι παρακάτω διατομές.

Όροφος	Πλαίσια Ροπής		Εκτός Πλαισίων Ροπής	
	Υποστυλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί
6 <sup>ος</sup>	HEB 360	HEA 120 / 320	HEB 360	IPE 140 / 360
5 <sup>ος</sup>	HEB 360	HEA 120 / 320	HEB 360	IPE 140 / 360
4 <sup>ος</sup>	HEB 360	HEA 120 / 320	HEB 360	IPE 140 / 360
3 <sup>ος</sup>	HEB 360 / 500	HEA 140 / 320	HEB 360	IPE 140 / 360
2 <sup>ος</sup>	HEB 360 / 500	HEA 140 / 320	HEB 360	IPE 140 / 360
1 <sup>ος</sup>	HEB 360 / 500	HEA 140 / 320	HEB 360	IPE 140 / 360

Σχήμα 2.14: Διατομές μελών



### 3 Τελική διαστασιολόγηση κτιρίου

Σε αυτό το κεφάλαιο επιλέγονται οι τελικές διαστάσεις των μελών έπειτα από τους τελικούς ελέγχους.

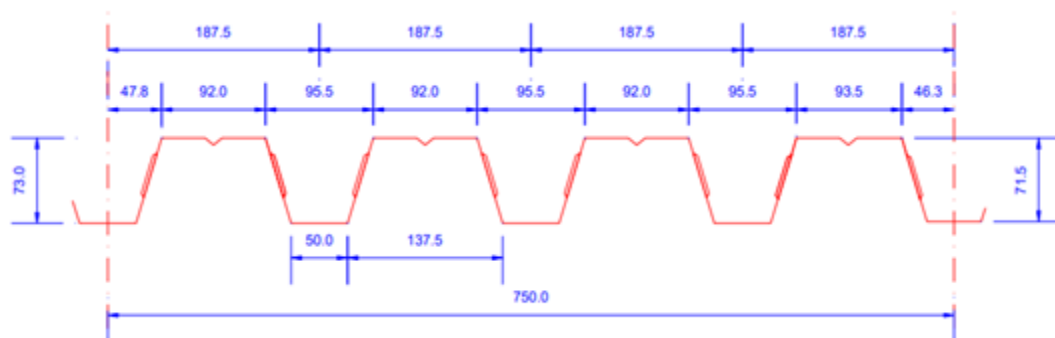
#### 3.1 Σύμμικτη πλάκα

Τα ανοίγματα μεταξύ των διαδοκίδων που επιλέχθηκαν από τη μόρφωση του στατικού συστήματος είναι της τάξης των 2.2-2.5 m. Η τοποθέτηση των χαλυβδόφυλλων γίνεται κάθετα στις σύμμικτες διαδοκίδες επί των οποίων εδράζονται ως αμφιέριστα στοιχεία. Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας έγινε με το πρόγραμμα SymDeck Designer [15], το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση συμμίκτων πλακών με χαλυβδόφυλλο. Η μελέτη και ο σχεδιασμός των συμμίκτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια:

- Φάση κατασκευής: το χαλυβδόφυλλο είναι αυτό που φέρει το ίδιο βάρος του, το βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, Μέρος 1-1 [9] το φορτίο διάστρωσης, αποτελείται από δύο φορτία, ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο  $0,75\text{kN/m}^2$  σε όλη την επιφάνεια της πλάκας, και ένα κινητό φορτίο  $0,75\text{kN/m}^2$  που δρα σε επιφάνεια  $3,0 \cdot 3,0$  m.
- Φάση λειτουργίας: μετά την πήξη του σκυροδέματος, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα, γίνεται έλεγχος για τον συνδυασμό οριακής κατάστασης αστοχίας  $1.35G+1.50Q$  σε ροπή στο μέσο του ανοίγματος και σε τέμνουσα στη στήριξη. Υπολογίζονται τα βέλη μόνο λόγω κινητών φορτίων ( $\delta_Q$ ) και για τον συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργικότητας  $G+Q$  ( $\delta_{G+Q}$ ) και ελέγχεται αν:

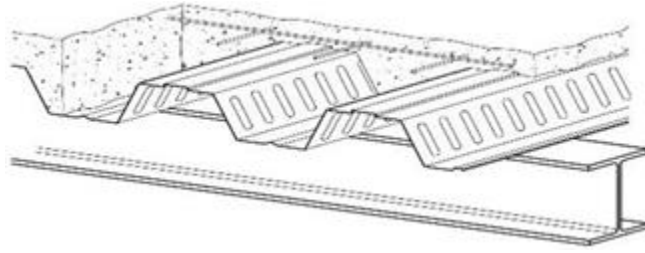
$$\delta_{G+Q} \leq \min \left[ \frac{l}{250}, 300 \right] \text{ mm} \text{ και } \delta_Q \leq \min \left[ \frac{l}{350}, 200 \right] \text{ mm} .$$

Επιλέχθηκε πλάκα πάχους 130mm ( $h_p=73\text{mm}$ ,  $h_c=57\text{mm}$ ) με χαλυβδόφυλλο SymDeck 73 πάχους 1,25mm, η διατομή του οποίου φαίνεται στο Σχήμα 3.1 Οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου τοποθετούνται κάθετα στην διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών (Σχήμα 3.2).



Σχήμα 3.1: Γεωμετρία χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 [15]





Σχήμα 3.2: Σύμμικτης πλάκα πάνω σε δευτερεύουσα δοκό

Για να εξασφαλίζει η πλάκα διαφραγματική λειτουργία πρέπει να ισχύουν οι εξής περιορισμοί για τα ελάχιστα πάχη σύμφωνα με [4] :

- $h_{\min}=90 < h_{\text{tot}}= 130\text{mm}$
- $h_{c, \min}=50 < h_c=57\text{mm}$

Τέλος σε περίπτωση πυρκαγιάς τοποθετούνται μεμονωμένες ράβδοι οπλισμού στις αλλαγώσεις της πλάκας με επαρκή επικάλυψη.

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m <sup>2</sup> )	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm <sup>2</sup> /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Σχήμα 3.3: Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

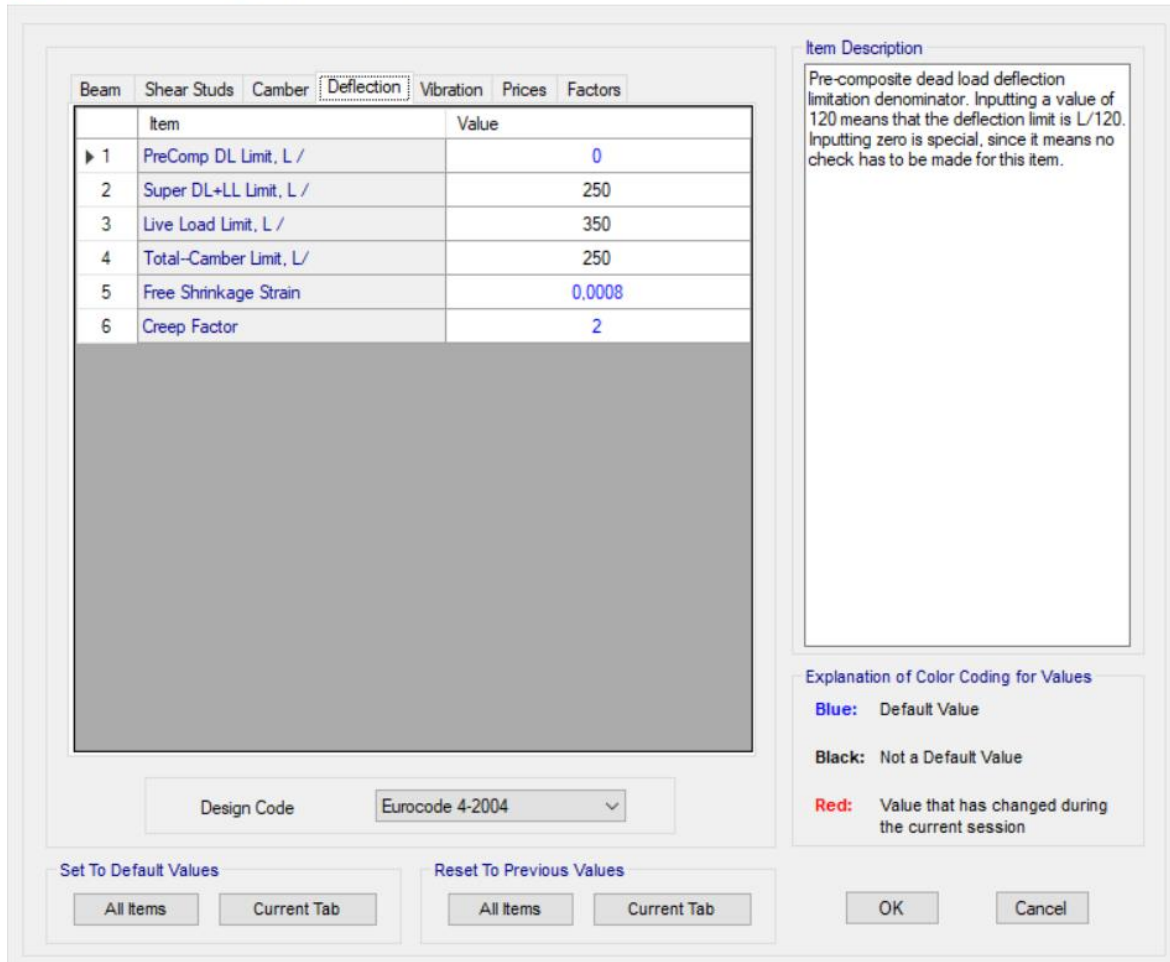
t=1,25 mm

L (m)	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
Q <sub>nl-SLS-L005</sub>	83,33	52,40	35,21	24,67	18,01	13,48	10,42	8,21	6,55	5,34	4,40	3,66	3,07	2,62	2,25	1,94	1,69	1,48	1,30
Q <sub>nl-SLS-L005</sub>	55,56	34,93	23,47	16,45	12,01	8,99	6,94	5,47	4,37	3,56	2,93	2,44	2,06	1,75	1,50	1,30	1,13	0,99	0,87
Q <sub>nl-ULS</sub>	43,87	32,35	24,87	19,74	16,04	13,29	11,18	9,55	8,24	7,19	6,33	5,61	5,00	4,49	4,06	3,68	3,35	3,07	2,82

Σχήμα 3.4: Πίνακας εταιρείας για την διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου

### 3.2 Σύμμικτες δοκοί

Οι δευτερεύουσες και οι κύριες δοκοί εκτός πλαισίων ροπής έχουν σχεδιαστεί ως σύμμικτες αμφιέριστες με σκοπό να μεταφέρουν μόνο κατακόρυφα φορτία στα υποστυλώματα. Ο σχεδιασμός των συμμίκτων διατομών έγινε μέσω του προγράμματος, εισάγοντας τους απαιτούμενους περιορισμούς βελών, ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις μεταξύ διατμητικών ήλων, συντελεστές και άλλα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5. Οι διατομές που προκύπτουν εξ' αρχής δεν πρόκειται να αλλάξουν κατά την διάρκεια της μελέτης επειδή διαστασιολογούνται βάσει των δυσμενέστερων συνδυασμών κατακόρυφων φορτίων, τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μόνο από το διάφραγμα, και δεν υπόκεινται σε περαιτέρω ελέγχους.



Σχήμα 3.5: Εισαγωγή παραμέτρων σχεδιασμού συμμίκτων δοκών

Παρακάτω παρατίθενται οι έλεγχοι που πραγματοποιεί ο πρόγραμμα προκειμένου να επιλεγθούν οι τελικές μεταλλικές διατομές της σύμμικτης δοκού.

ETABS 18.1.0	Eurocode 4-2004 Composite Beam Details	License #*19AHCRJ24YHYFD6
Story: Story6	<b>Beam B37</b>	Length: 5,85 m Trib. Area: 13,02 m <sup>2</sup>
Location: X= 18,825 m Y= 2,225 m	Design Group: Group5	26 16 mm Ø studs
S355	<b>IPE220</b>	No camber

**Composite Deck Properties**

	Deck	Cover (mm)	w <sub>c</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	f <sub>ck</sub> (MPa)	Ribs	b <sub>eff</sub> (mm)	E <sub>cm</sub> (S) (MPa)	E <sub>cm</sub> (D) (MPa)	E <sub>cm</sub> (V) (MPa)	P <sub>R</sub> (kN) 1/rib
At Left, at Right	Deck1	67	25	20	⊥	731,2	15000	15000	20250	36,6

Σχήμα 3.6: Δεδομένα σύμμικτης δοκού

**Loading (DCmpS2 combo)**

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (kN/m) 0 m→5,85 m	0,000	5,594	3,337	4,450	18,732

Σχήμα 3.7: Συνδυασμός σχεδιασμού και φορτία

**End Reactions**

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (kN)	0,0000	16,3610	9,7622	13,0162	DCmpS2	54,7907

Σχήμα 3.8: Αντιδράσεις στα άκρα

**Strength Checks**

	Combo	$E_d$	$R_d$	Ratio	Limit	Pass
Shear at Ends (kN)	DCmpS2	54,7907	244,6332	0,224	0,9	✓
Construction Bending (kN-m)	DCmpC1	35,8920	101,1750	0,355	0,9	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	DCmpS2	80,1314	182,2212	0,440	0,9	✓

Σχήμα 3.9: Έλεγχος επάρκειας  $E_d < R_d$

**Constructability and Serviceability Checks**

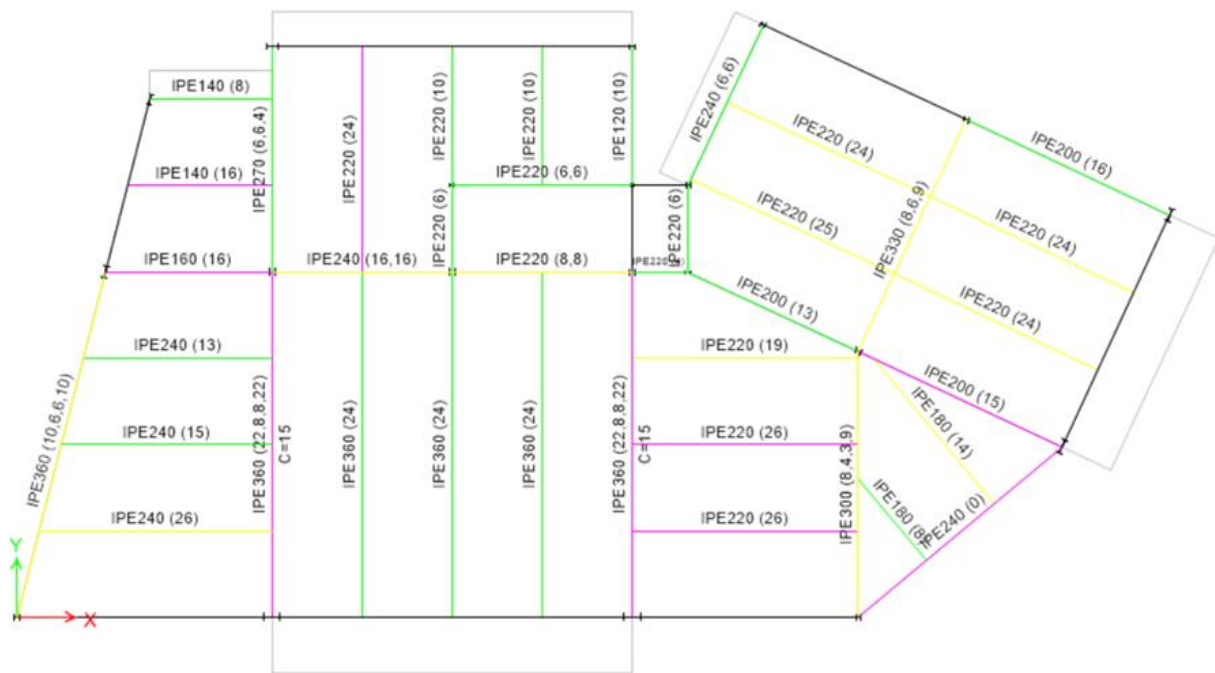
	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	26	30	0,867	✓
Pre-composite Defl. (mm)	14,6	No Limit	N/A	N/A
Free Shrinkage Defl. (mm)	0	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (mm)	7,2	23,4	0,306	✓
Live Load Defl. (mm)	4,1	16,7	0,245	✓
Total Defl. (mm)	21,7	23,4	0,928	✓

Σχήμα 3.10: Έλεγχος βελών και επιτρεπόμενου πλήθους διατμητικών ήλων

**Section Properties**

	Y1 (mm)	Y2 (mm)	Area (cm <sup>2</sup> )	$S_{bot}$ (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	$M_{Rd}$ (kN-m)	$N_{pl,a}$ , $N_{c,f}$ or $N_c$ (kN)
Steel fully braced	110	N/A	33,4	252	2772	101,175	1185,7
Full composite (plastic)	1	96,5	N/A	N/A	N/A	237,5565	1110,5
Full composite (elastic)	N/A	29,8	103,4	507,4	12675,4	N/A	N/A
Partial composite (43%)	9,1	115,6	N/A	383,2	7860,1	182,2212	13 * 36,6 = 475,8
Vibrations Check ( $E_c = 20250$ )	57,6	N/A	177,2	N/A	14867	N/A	N/A

Σχήμα 3.11: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής,  $M_{Rd}$ ,  $N_{Rd}$



Σχήμα 3.12: Διατομές διαδοκίδων

Ο πιο κρίσιμος περιορισμός για την διαστασιολόγηση των συμμίκτων διατομών αποδείχτηκε πως ήταν ο έλεγχος βελών  $(\delta_{G+Q}) < 1/250$ .

### 3.3 Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξεως

Η πιθανή επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων  $\theta$  σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998-1. Ο συντελεστής  $\theta$  υπολογίζεται και για τις δύο κατευθύνσεις και για κάθε όροφο του κτιρίου σύμφωνα με τον τύπο:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

Όπου:

- $\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
- $P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων από τον συνδυασμό  $G+0.3Q$
- $d_r$  είναι η μέγιστη σχετική μετακίνηση  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου επί τον συντελεστή  $q$  (στην προκειμένη περίπτωση δεν γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- $V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, το άθροισμα των  $F_{bi}$  στον εξεταζόμενο και στους υπερκείμενους ορόφους
- $h$  είναι το ύψος του ορόφου

Εάν  $0.1 < \theta \leq 0.2$  τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1-\theta)$ . Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  πρέπει να μην υπερβαίνει την τιμή 0.3. Τα αποτελέσματα για κάθε όροφο παρουσιάζονται αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες (Πίνακας 3.1 και Πίνακας 3.2), όπου έχουμε μέγιστο  $\theta$  στον 3ο όροφο και για τις δύο διευθύνσεις. Επομένως για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ης τάξης, τα σεισμικά μεγέθη κατά τη διεύθυνση X πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή 1.138, ενώ κατά τη διεύθυνση Y με το συντελεστή 1.191.

Πίνακας 3.1: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  κατά την διεύθυνση X

Διεύθυνση X							
	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> (kN)	h (mm)	dr (mm)	dr <sub>q</sub> (mm)	$\theta$	1/(1- $\theta$ )
6ος όροφος	1815,695	157,758	3500	4,952	19,808	0,065136	1,069675
5ος όροφος	3804,666	295,8784	3500	6,039	24,156	0,088748	1,097392
4ος όροφος	5793,637	407,1421	3500	6,748	26,992	0,109742	1,12327
3ος όροφος	7788,977	491,9495	3500	6,693	26,772	<b>0,121108</b>	1,137796
2ος όροφος	9793,055	549,8995	3500	5,901	23,604	0,120103	1,136496
1ος όροφος	11797,13	581,007	4000	3,504	14,016	0,071147	1,076597
						<b>0,121108</b>	<b>1,137796</b>

Πίνακας 3.2: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  κατά την διεύθυνση Y

Διεύθυνση Y							
	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> (kN)	h (mm)	dr (mm)	dr <sub>q</sub> (mm)	$\theta$	1/(1- $\theta$ )
6ος όροφος	1815,695	138,228	3500	7,977	31,908	0,119751	1,136042
5ος όροφος	3804,666	259,2495	3500	8,534	34,136	0,143134	1,167044
4ος όροφος	5793,637	356,7391	3500	8,539	34,156	0,158489	1,188339
3ος όροφος	7788,977	431,0476	3500	7,75	31	<b>0,160047</b>	1,190543
2ος όροφος	9793,055	481,8236	3500	6,175	24,7	0,143436	1,167455
1ος όροφος	11797,13	509,0801	4000	3,23	12,92	0,07485	1,080906
						<b>0,160047</b>	<b>1,190543</b>

Προσαύξηση σεισμικών φορτίων λόγω συντελεστή  $\theta$ :

- G+0,3Q +1,138 E<sub>X</sub> +0,3 E<sub>Y</sub>
- G+0,3Q +1,138 E<sub>X</sub> -0,3 E<sub>Y</sub>
- G+0,3Q -1,138 E<sub>X</sub> +0,3 E<sub>Y</sub>
- G+0,3Q -1,138 E<sub>X</sub> -0,3 E<sub>Y</sub>
- G+0,3Q +1,191 E<sub>Y</sub> +0,3 E<sub>X</sub>
- G+0,3Q +1,191 E<sub>Y</sub> -0,3 E<sub>X</sub>
- G+0,3Q -1,191 E<sub>Y</sub> +0,3 E<sub>X</sub>
- G+0,3Q -1,191 E<sub>Y</sub> -0,3 E<sub>X</sub>

### 3.4 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Για ένα σεισμό μικρότερο από αυτόν του σεισμού σχεδιασμού, είναι σημαντικό να ικανοποιηθεί η απαίτηση περιορισμού των βλαβών, δηλαδή θέλουμε οι βλάβες να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Αυτό επιτυγχάνεται όταν προκύπτουν μικρές σχετικές μετακινήσεις του κάθε ορόφου.

Γενικά ισχύει  $d_r \leq \frac{0.0075 \cdot h}{\nu}$ , όπου

- $d_r$  η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού κάθε ορόφου, ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των πλευρικών μετατοπίσεων στο πάνω και το κάτω μέρος κάθε ορόφου και πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με το EN1998-1.
- $\nu$  είναι ένας μειωτικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη του την περίοδο επαναφοράς των μικρότερων σεισμών. Η τιμή εξαρτάται από τον τύπο των μη δομικών μελών και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Για κατηγορία σπουδαιότητας II έχουμε  $\nu=0,5$ .

Πίνακας 3.3: Αποτελέσματα ελέγχου σχετικής παραμόρφωσης ορόφων κατά X

Διεύθυνση X					
	h (mm)	dr (mm)	drq (mm)		max dr (mm)
6ος όροφος	3500	4,952	19,808	<	52,5
5ος όροφος	3500	6,039	24,156	<	52,5
4ος όροφος	3500	6,748	<b>26,992</b>	<	52,5
3ος όροφος	3500	6,693	26,772	<	52,5
2ος όροφος	3500	5,901	23,604	<	52,5
1ος όροφος	4000	3,504	14,016	<	60

Πίνακας 3.4: Αποτελέσματα ελέγχου σχετικής παραμόρφωσης ορόφων κατά Y

Διεύθυνση Y					
	h (mm)	dr (mm)	drq (mm)		
6ος όροφος	3500	7,977	31,908	<	52,5
5ος όροφος	3500	8,534	34,136	<	52,5
4ος όροφος	3500	8,539	<b>34,156</b>	<	52,5
3ος όροφος	3500	7,75	31	<	52,5
2ος όροφος	3500	6,175	24,7	<	52,5
1ος όροφος	4000	3,23	12,92	<	60

### 3.5 Ικανοτικός σχεδιασμός

Με τον ικανοτικό σχεδιασμό επιδιώκεται:

- Η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού ως προς τον αριθμό και τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων
- Η αποφυγή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης
- Η αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας
- Η εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ απαιτούμενης μεταξύ απαιτούμενης και διαθέσιμης πλαστιμότητας στις θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων

Σε πλαισιωτούς φορείς οι πλαστικές αρθρώσεις:

- Δεν πρέπει να συγκεντρώνονται στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ίδιου ορόφου (αποφυγή σχηματισμού μαλακού ορόφου)
- Πρέπει να γίνονται στις δοκούς (ασθενής δοκός - ισχυρό υποστύλωμα)

### 3.5.1 Ικανοτικός σχεδιασμός δοκών

Εξασφαλίστηκε μετά από έλεγχο ότι ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες του ικανοτικού σχεδιασμού για όλες τις δοκούς που συμμετέχουν στα πλαίσια ροπής του κτιρίου:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$$

όπου:

- $M_{Ed}$  είναι η μέγιστη ροπή κάμψης που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς
- $N_{Ed}$  είναι η αντίστοιχη αξονική δύναμη
- $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$  είναι η τέμνουσα σχεδιασμού
- $V_{Ed,G}$  είναι η τέμνουσα της δοκού θεωρούμενης ως αμφιέριστη στη θέση πλαστικής άρθρωσης
- $V_{Ed,M}$  είναι η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού υπολογιζόμενη με την ανώτερη τιμή της τάσης διαρροής πλαστικών ροπών, δηλαδή:  $V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{l}$ , όπου  $l$  το μήκος της δοκού.
- $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  είναι οι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με τον EN 1993

Υπολογίστηκε επίσης το  $\Omega = \min \Omega_i = 2.02$

Όπου  $\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}}$  η ελάχιστη υπεραντοχή για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν

πλαστικές ζώνες, η οποία χρησιμοποιείται στον ικανοτικό έλεγχο υποστυλωμάτων.

### 3.5.2 Ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων

Για να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», πρέπει να εξασφαλιστεί ότι ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων θα πραγματοποιηθεί στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα. Συνεπώς, οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβάνοντας υπόψη και πιθανή υπεραντοχή ίση με 1,30. Εξαιρέση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης.

Ελέγχθηκε ότι σε κάθε κόμβο ισχύει η ανισότητα:  $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb}$

### 3.5.3 Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων

Για τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών μεγεθών κατά  $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$  ώστε να πραγματοποιηθεί ο έλεγχος υπό κάμψη και θλίψη. Σε όλους τους συνδυασμούς που πραγματοποιήθηκαν τα  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  υπολογίστηκαν από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{aligned}$$

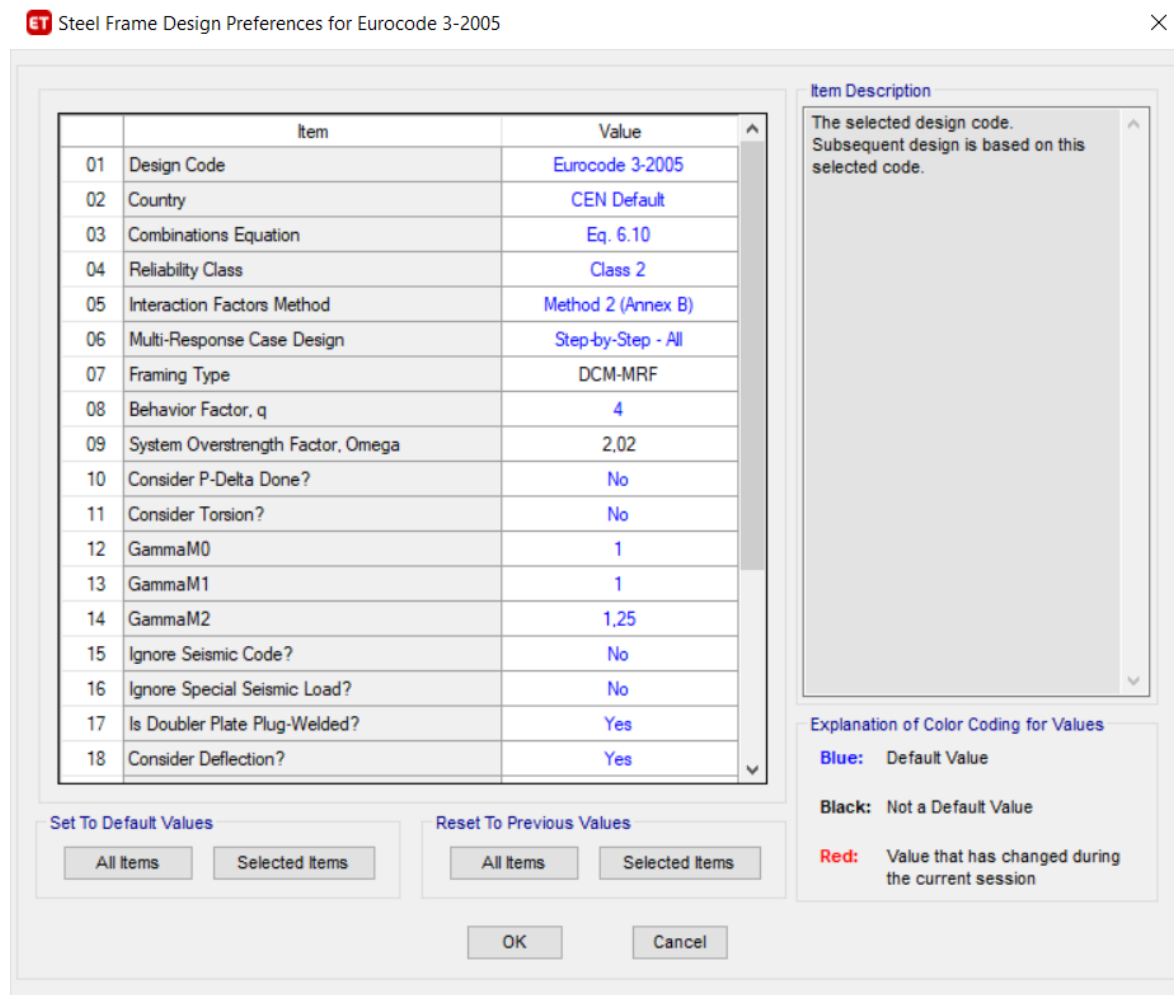
Όπου:

- $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  είναι αντίστοιχα η θλιπτική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα στο υποστύλωμα που οφείλεται στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- $N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  είναι αντίστοιχα η θλιπτική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα στο υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού
- $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ίσος με 1.25

Εξασφαλίστηκε επίσης ότι σε όλα τα υποστυλώματα δυσμενέστερη τέμνουσα από τους σεισμικούς συνδυασμούς ικανοποιεί την συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$$

Οι έλεγχοι υπολογίζονται αναλυτικά από το πρόγραμμα, εισάγοντας τον συντελεστή  $\Omega$ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.13.



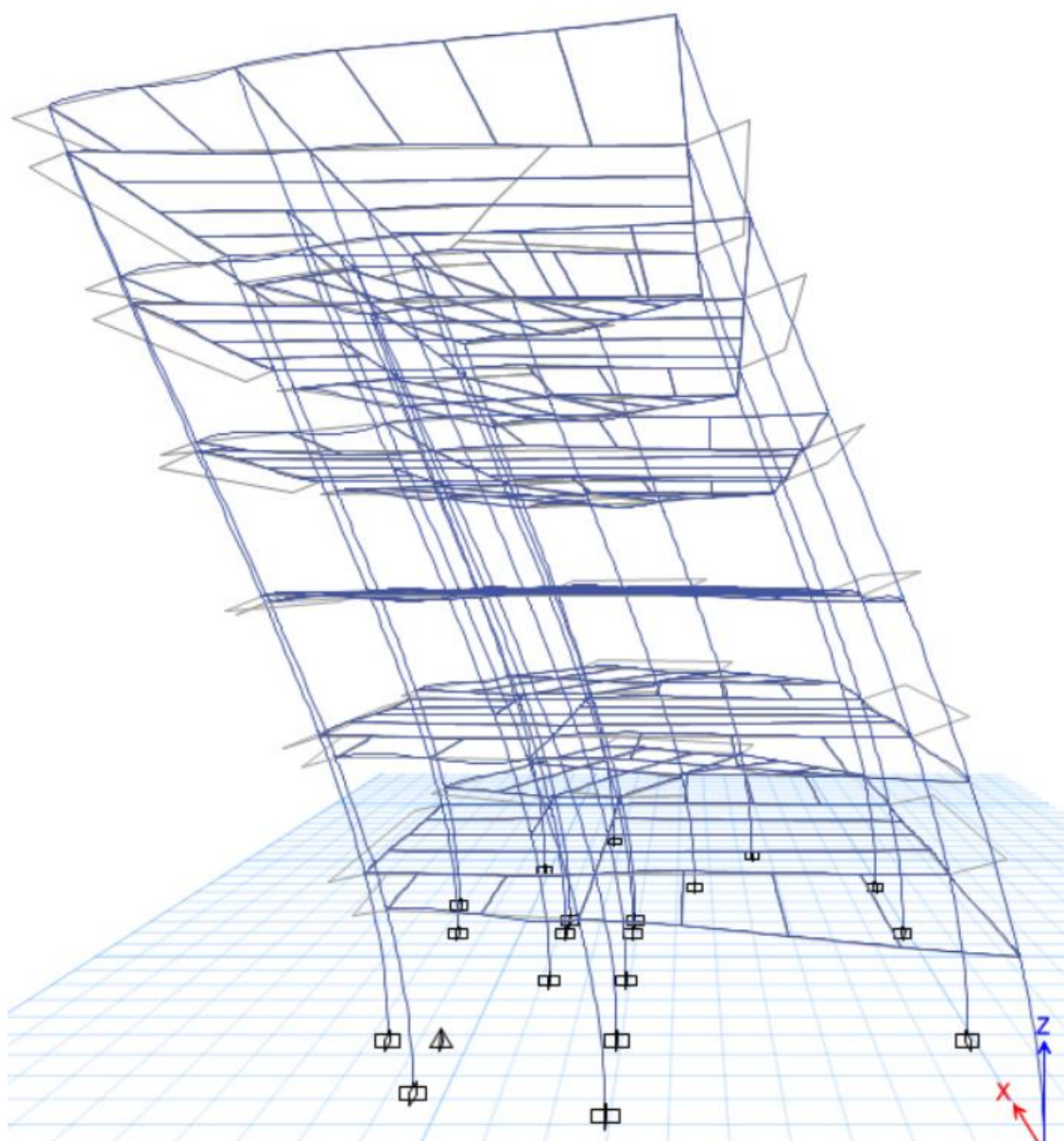
Σχήμα 3.13: Εισαγωγή συντελεστή  $\Omega$

Οι τελικές διατομές που προέκυψαν μετά και από τον ικανοτικό σχεδιασμό παρουσιάζονται παρακάτω όπως και διακύμανση των συντελεστών εκμετάλλευσης των τελικών διατομών των συστημάτων πλευρικής εξασφάλισης. Παρατηρείται, επίσης, σημαντική μείωση των ιδιοπεριόδων και κατά τις δύο διευθύνσεις (Πίνακας 3.5).

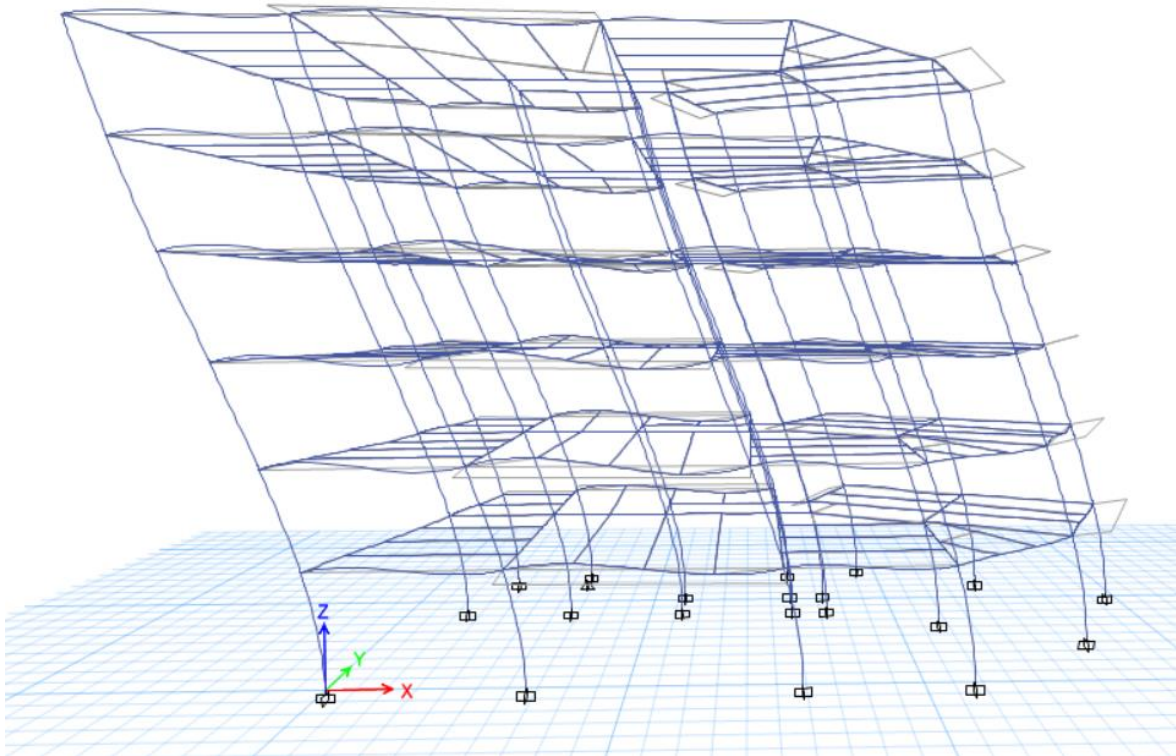


Πίνακας 3.5: Ιδιοπερίοδοι του κτιρίου

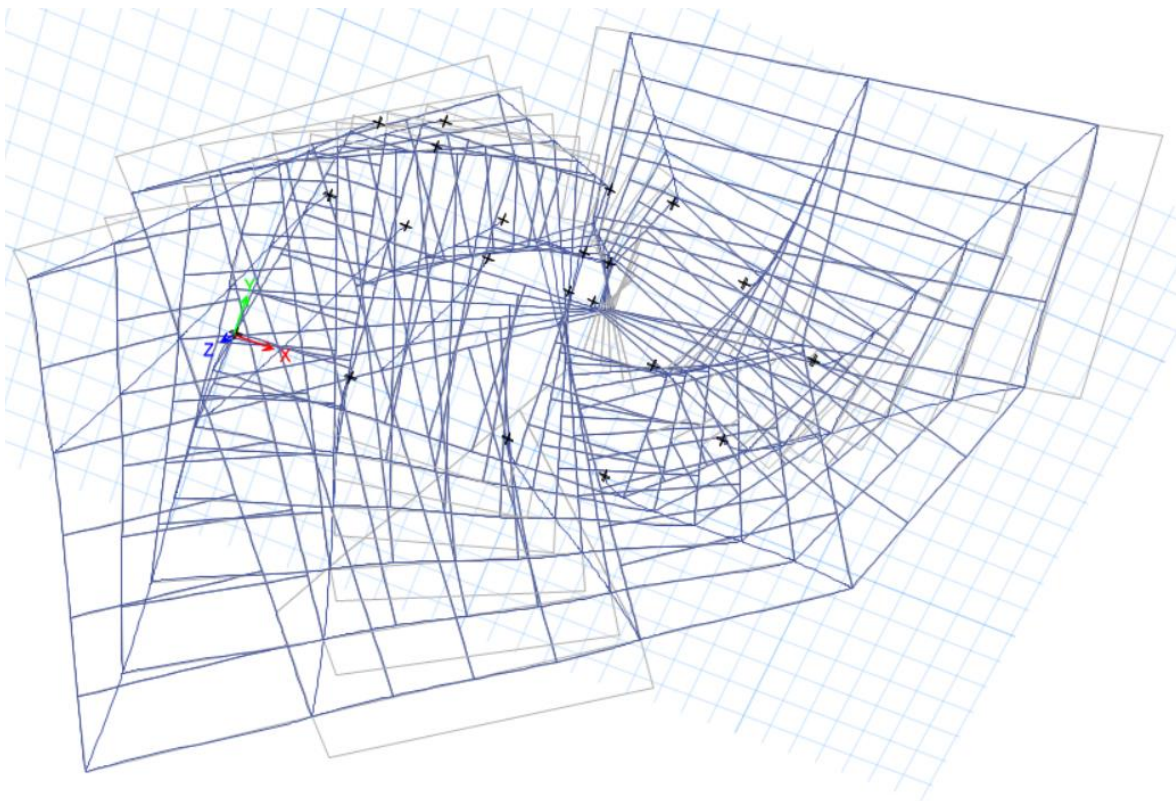
Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	1,398	0,0564	0,6615	0,0018	0,0564	0,6615	0,0018
2	1,225	0,7016	0,054	0,0002	0,758	0,7155	0,002
3	0,897	0,0001	0,0019	0,7479	0,7582	0,7174	0,7499
4	0,359	0,1278	0,0196	0,0003	0,886	0,7369	0,7503
5	0,33	0,0154	0,1553	0,0003	0,9013	0,8923	0,7505
6	0,253	0,0006	0,0004	0,1487	0,9019	0,8927	0,8992
7	0,164	0,056	0,0008	0,0004	0,958	0,8935	0,8996
8	0,136	0,0007	0,0633	0,0002	0,9587	0,9568	0,8998
9	0,115	0,0006	0,0004	0,0585	0,9593	0,9572	0,9584
10	0,097	0,0259	0,0001	0,0002	0,9852	0,9573	0,9586



Σχήμα 3.14: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή δεσπόζουσα κατά Y,  $T_1=1,398\text{sec}$

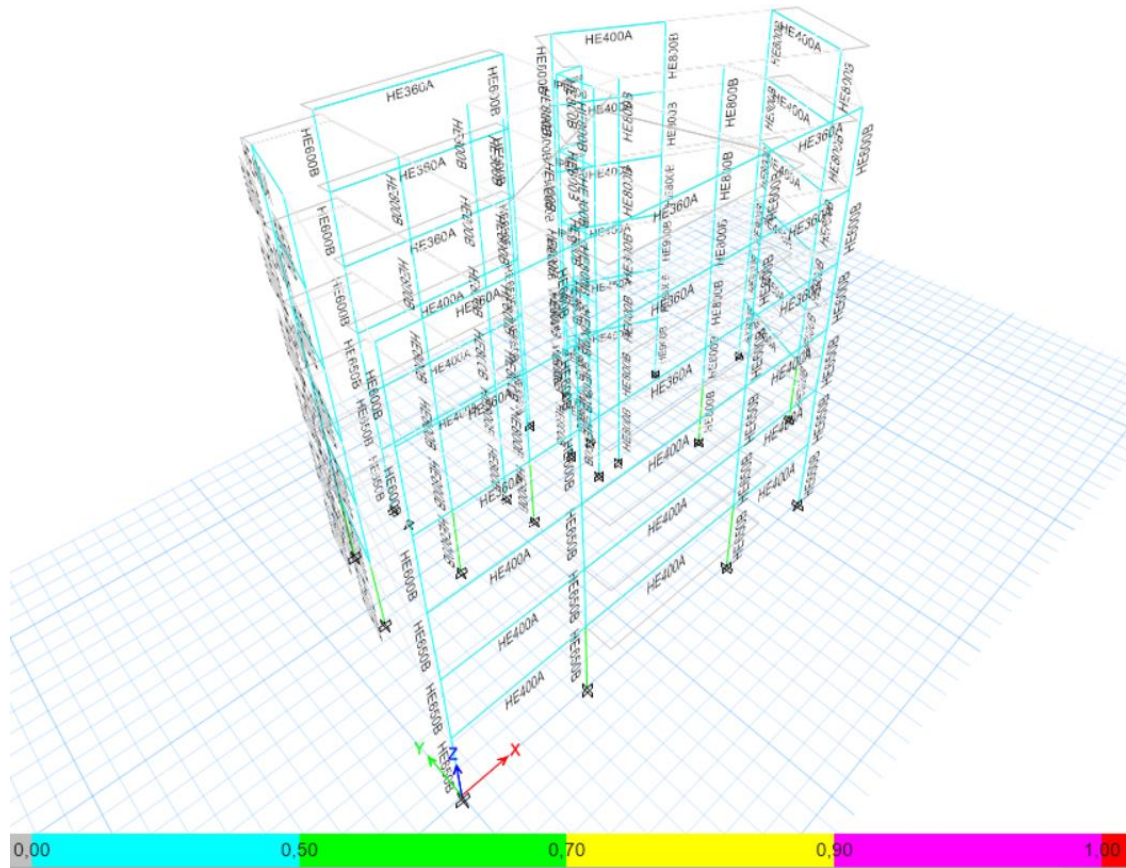


Σχήμα 3.15: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή δεσπόζουσα κατά X,  $T_2=1,225\text{sec}$



Σχήμα 3.16: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή στροφική περί Z,  $T_3=0,897\text{sec}$

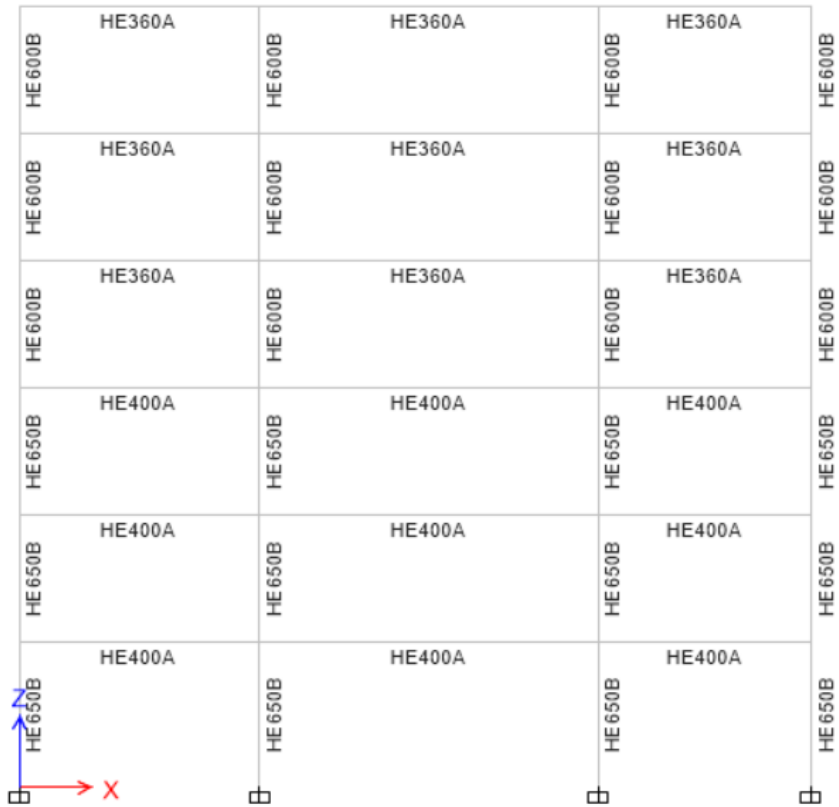




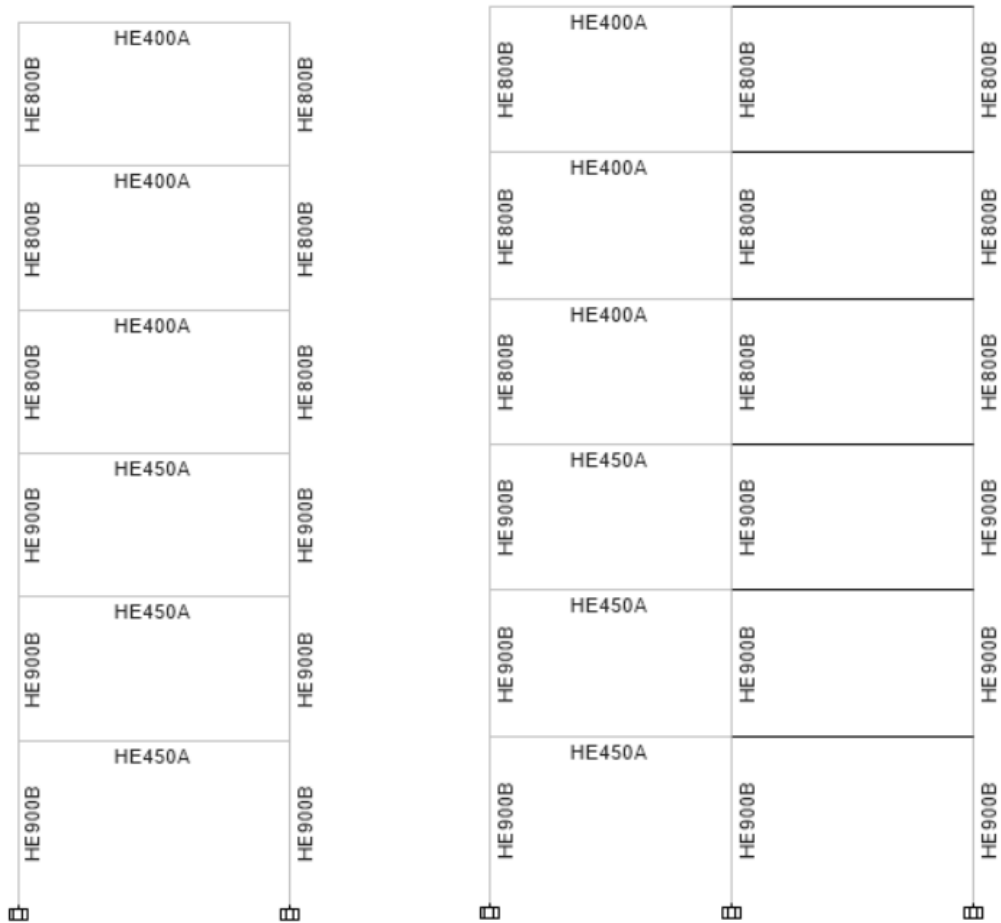
Σχήμα 3.17: Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομών

### 3.6 Έλεγχος μελών – τελικές διατομές

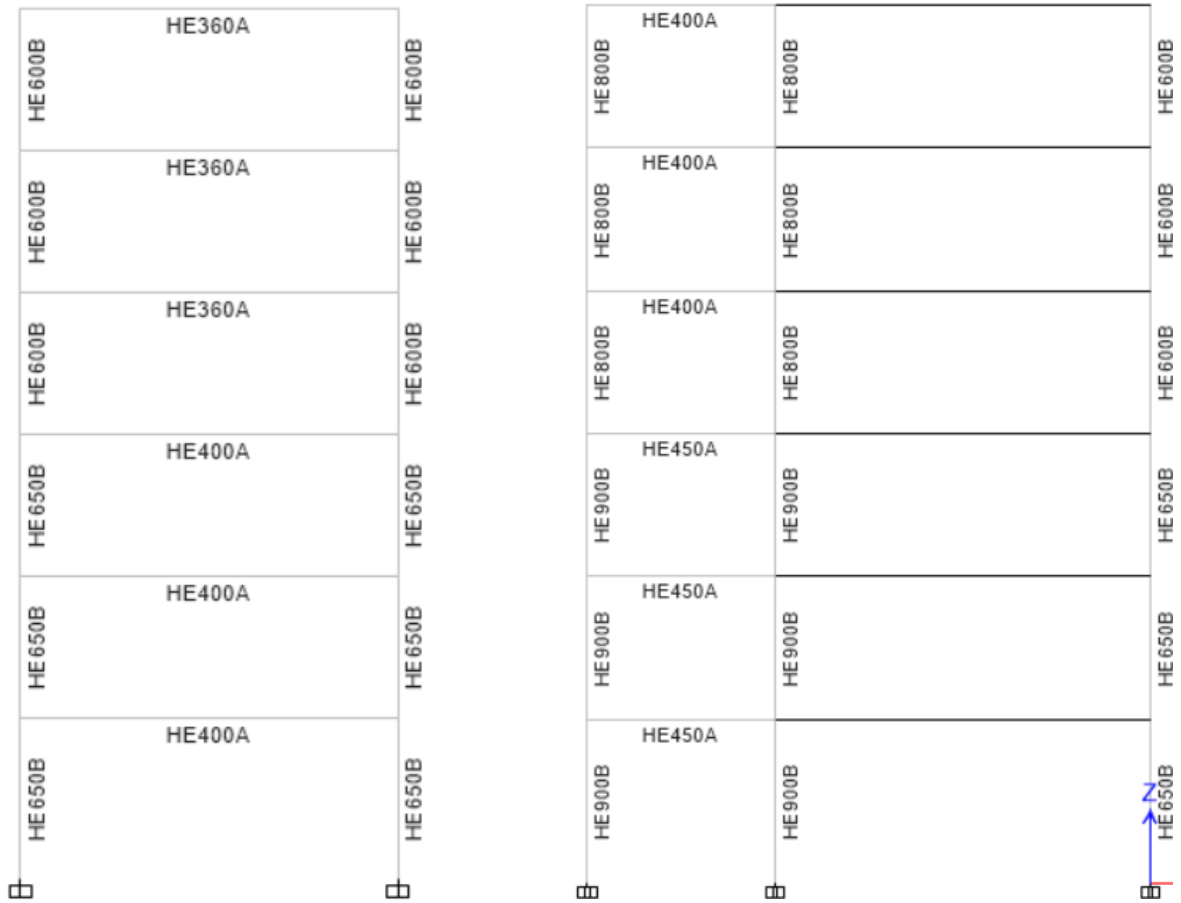
Οι δοκοί ελέγχθηκαν σε διάτμηση, σε κάμψη παρουσία διάτμησης και έναντι πλευρικού λυγισμού. Τα υποστυλώματα υποβλήθηκαν μέσω του προγράμματος σε έλεγχο διάτμησης, θλίψης με καμπτικό λυγισμό, αντοχής διατομής και επάρκειας έναντι στεπτοκαμπτικού λυγισμού.



Σχήμα 3.18: Διατομές μελών πλαισίου 1



Σχήμα 3.19: Διατομές μελών πλαισίων 2 και 3



Σχήμα 3.20: Διατομές μελών πλαισίων 4 και 5

## 4 Συνδέσεις

### 4.1 Γενικά

Σημαντικό κομμάτι του σχεδιασμού των μεταλλικών κατασκευών αποτελεί ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών. Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών αυτές θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης της πλαστικής ικανότητας των μελών. Επειδή η συμπεριφορά τους όμως δεν είναι γνωστή σε ικανοποιητικό επίπεδο, συνήθως ακολουθείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να καθίσταται απλή και γρήγορη η κατασκευή του φορέα. Δεν θα πρέπει να είναι ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοταξίου, θα πρέπει να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσω υψηλής ειδίκευσης και να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια κατασκευής. Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης αυτές διακρίνονται σε:

- συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους)
- συγκολλήσεις (εσωραφές και εξωραφές)

Οι εσωραφές και οι εξωραφές συγκολλήσεις, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλιώσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων. Πριν γίνει αναφορά στους ελέγχους αυτών γίνεται μια (απαραίτητη) διάκριση μεταξύ συνδέσεων και κόμβων και ταξινόμηση αυτών.

### 4.2 Διάκριση συνδέσεων – κόμβων

Αρχικά πρέπει να γίνει μια διάκριση μεταξύ σύνδεσης και κόμβου. Ως σύνδεση ορίζεται το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη και υποτίθεται ότι είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση. Η διάκριση τους γίνεται:

- Ως προς τον τρόπο σύνδεσης του μέλους. Η σύνδεση μπορεί να υλοποιηθεί είτε με μηχανικά μέσα (πείρους, ήλους, κοχλίες), είτε να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες κ.τ.λ.
- Ως προς τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν διακρίνονται σε απλές συνδέσεις τέμνουσας και συνδέσεις ροπής
- Ως προς την αντοχή τους σχετικά με τα μέλη που συνδέουν διακρίνονται σε συνδέσεις πλήρους αντοχής και μερικής αντοχής.

Κόμβος είναι η ευρύτερη ζώνη αλληλεπίδρασης των συνδεόμενων μελών. Η διάκρισή τους εξαρτάται :

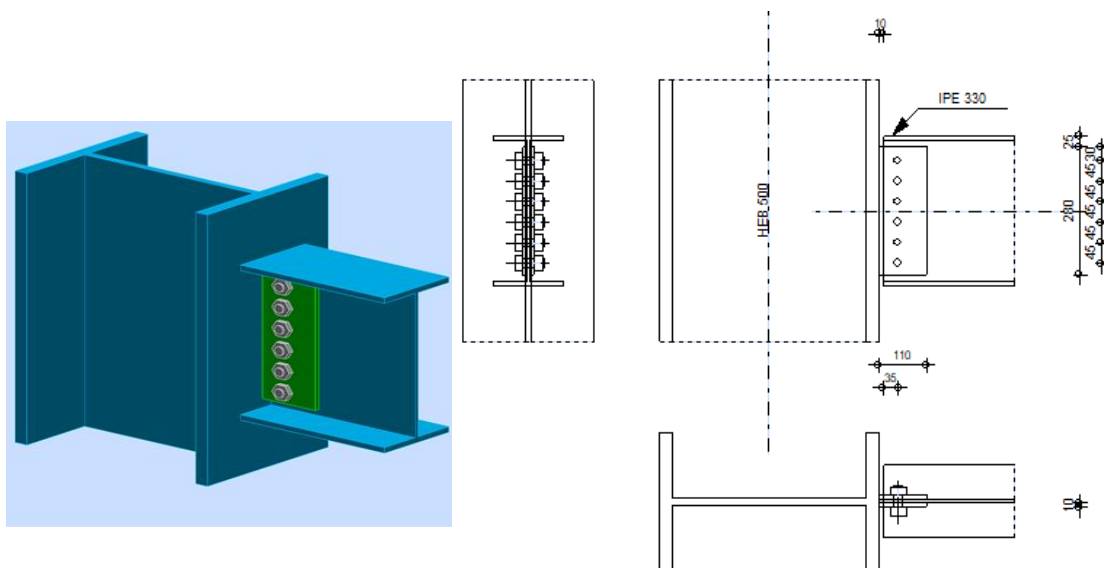
- από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων, αποκατάσταση συνέχειας δοκών)

- από την επιθυμητή συμπεριφορά σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους διακρίνονται σε πλήρους αντοχής και μερικής αντοχής, ανάλογα με το αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν.
- ανάλογα με τη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεδεμένων μελών διακρίνονται σε αρθρωτούς, ημιάκαμπτους και άκαμπτους. Για την προσομοίωση τους χρησιμοποιούνται αρθρώσεις για τις αρθρωτές, κατάλληλα στροφικά ελατήρια για τις ημιάκαμπτες και πακτώσεις για τις άκαμπτες.

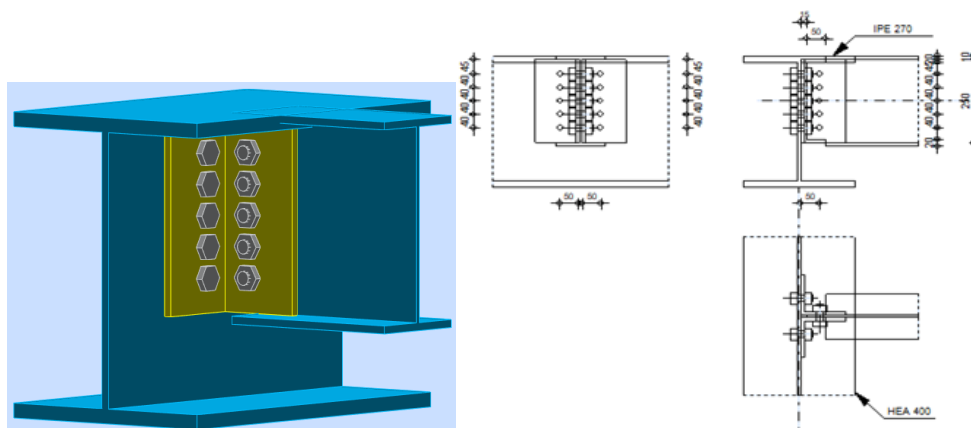
## 4.3 Συνδέσεις μελών - έλεγχοι

### 4.3.1 Απλή σύνδεση τέμνουσας

Η ανάγκη υλοποίησης στην πράξη συνδέσεων δοκών που κατά την ανάλυση θα θεωρηθούν αρθρώσεις είναι πολύ συχνή στις μεταλλικές κατασκευές. Αυτές μεταφέρουν μόνο τέμνουσες και μικρές αξονικές δυνάμεις. Λόγω μη μεταφοράς ροπών κάμψης, η διαμόρφωσή τους είναι σχετικά απλή. Οι απλές συνδέσεις χρησιμοποιούνται εδώ για την σύνδεση δευτερευουσών με κύριες δοκούς ή την απλή σύνδεση δοκών με υποστυλώματα. Για συνδέσεις σε υποστυλώματα, η μεταφορά τέμνουσας εξασφαλίζεται μέσω μετωπικών πλακών.



Σχήμα 4.1: Αρθρωτή σύνδεση υποστυλώματος – δοκού

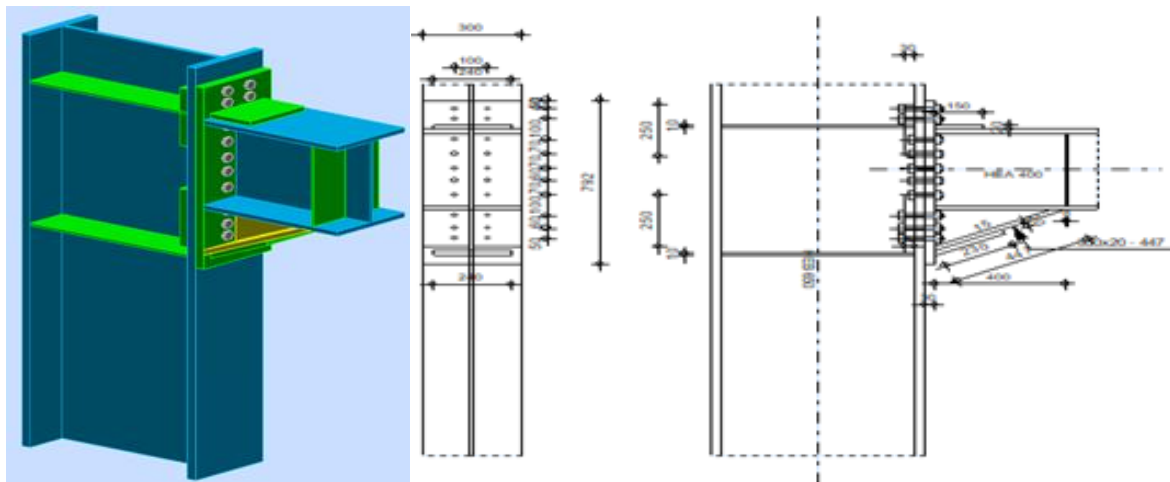


Σχήμα 4.2: Αρθρωτή σύνδεση κύριας-δευτερεύουσας δοκού



### 4.3.2 Συνδέσεις ροπής

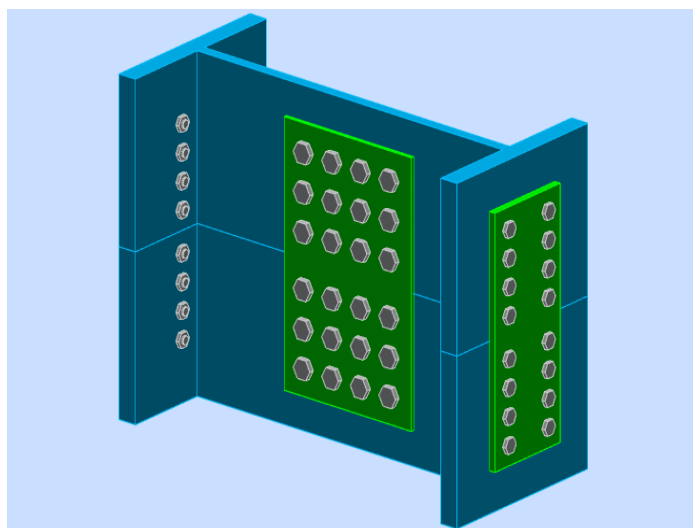
Στο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν τα πλαίσια ροπής για την ανάληψη οριζόντιων δράσεων. Σε αυτά μέσω πλαισιακής λειτουργίας αναπτύσσονται ροπές στους κόμβους και οι συνδέσεις θα πρέπει να διαμορφώνονται με τέτοιο τρόπο ώστε η ένταση να μεταφέρεται από τις δοκούς στα υποστυλώματα. Η διαμόρφωση των συνδέσεων αυτών εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως η μορφή της δοκού και του στύλου, το είδος της σύνδεσης (κοχλιωτή, συγκολλητή) και του τρόπου εκτέλεσης.



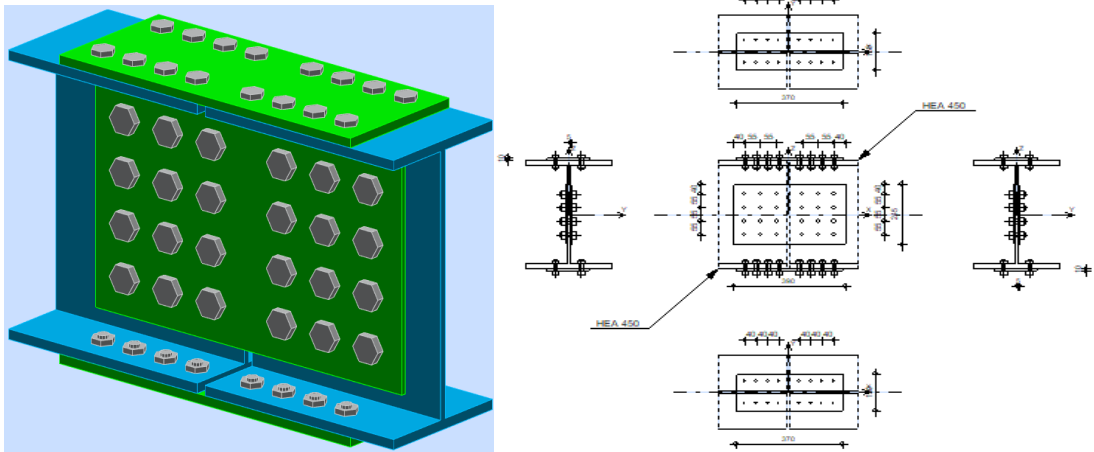
Σχήμα 4.3: Σύνδεση ροπής υποστυλώματος δοκού

### 4.3.3 Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας

Όπως αναφέρθηκε στην αρχή του παρόντος κεφαλαίου μία μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Γι' αυτό λοιπόν το λόγο τα μήκη των διαφόρων μελών του φορέα δεν δύναται να μεταφερθούν με το μήκος της ανάλυσης. Συνεπώς, για ένα μέλος μήκους 21.50 m, όπως είναι τα υποστυλώματα, χρειάζεται να συνδεθούν δύο τεμάχια και η σύνδεσή τους πραγματοποιείται στο εργοτάξιο μέσω αποκατάστασης της συνέχειας των συνδεόμενων μελών.



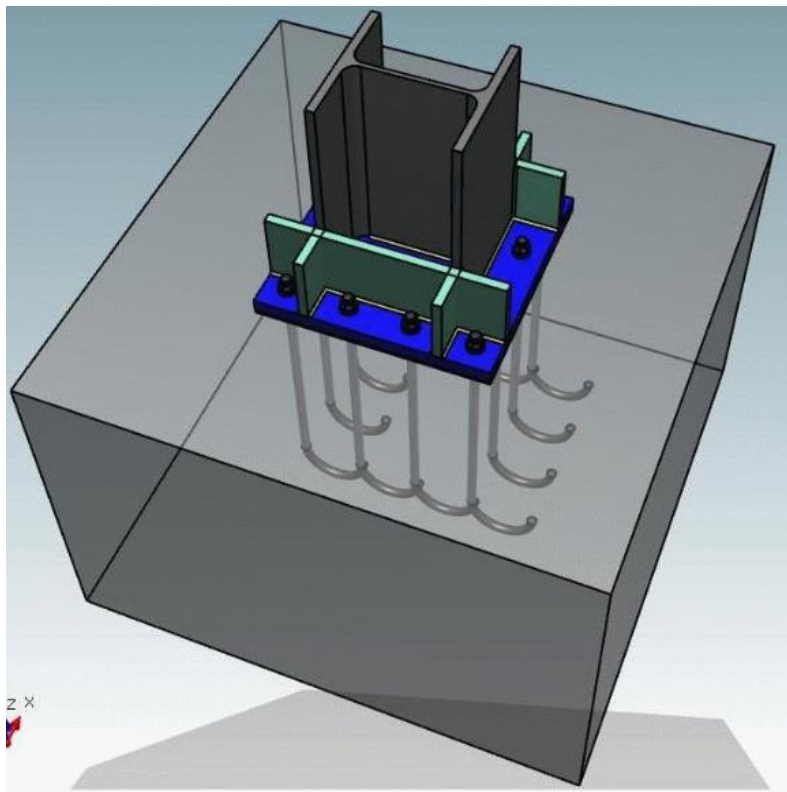
Σχήμα 4.4: Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος



Σχήμα 4.5: Αποκατάσταση συνέχειας δοκού

#### 4.3.4 Συνδέσεις στην βάση των υποστυλωμάτων

Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρουν στην θεμελίωση. Αρθρωτή έδραση πραγματοποιείται με τέσσερις κοχλίες που τοποθετούνται μεταξύ των πελμάτων του υποστυλώματος. Πάκτωση σε κάποια διεύθυνση της βάσης μπορεί να επιτευχθεί με πρόσθεση κοχλιών στην επιθυμητή διεύθυνση της βάσης.



Σχήμα 4.6: Σύνδεση στην βάση υποστυλώματος

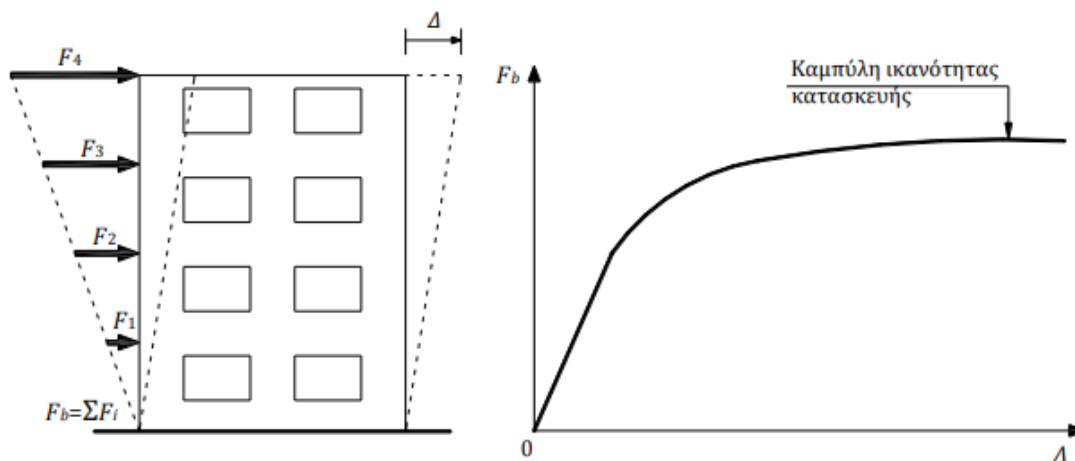
## 5 Μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover)

### 5.1 Η μέθοδος Pushover

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι απαραίτητη η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της. Η καμπύλη ικανότητας εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου φορτίου και απόκρισης της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, υπολογίζεται επιβάλλοντας στατικά, σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο στα διαφράγματα του κτιρίου και υπολογίζοντας την αντίστοιχη απόκριση (π.χ. μετακίνηση του κέντρου μάζας του ανώτερου ορόφου), λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός με μη γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε νέα και υπάρχοντα κτίρια για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής  $\alpha_u / \alpha_1$ , για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών σε νέες κατασκευές και για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπάρχοντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα της χώρας μας δεν επιτρέπεται η διαστασιολόγηση μιας νέας κατασκευής μόνον με κάποια μη γραμμική μέθοδο ανάλυσης αλλά επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης, με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας.

Τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται με τουλάχιστον δυο κατανομές καθ' ύψος. Αυτές είναι η "ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση. Έτσι μέσω πολλών στατικών επιλύσεων, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve) λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.



Σχήμα 5.1: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας πολώροφου κτιρίου

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 είναι οι εξής:

➤ Ο.Κ. Περιορισμού Βλαβών (Limit state of damage limitation, DL)

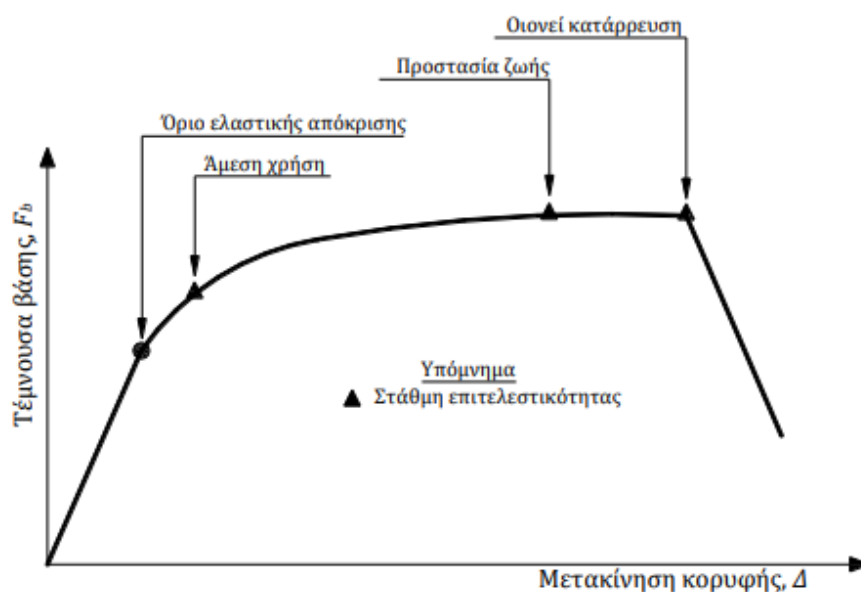
Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

➤ Ο.Κ. Σημαντικών Βλαβών (Limit state of significant damage, SD)

Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντιοικονομική.

➤ Ο.Κ. Οιονεί Κατάρρευσης (Limit state of near collapse, NC)

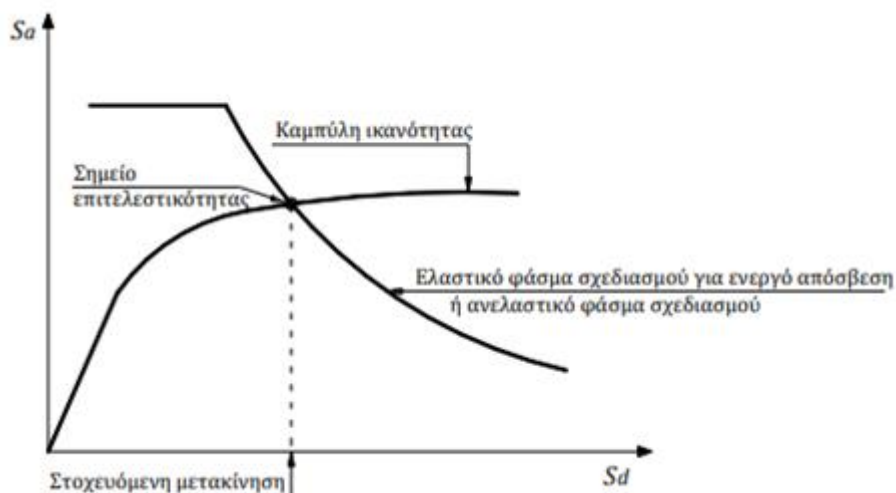
Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλον σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.



Σχήμα 5.2: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στη καμπύλη ικανότητας

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες  $F-d$  που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων του κτιρίου και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Κατόπιν για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης με εφαρμογή της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α. Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας. 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 η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.

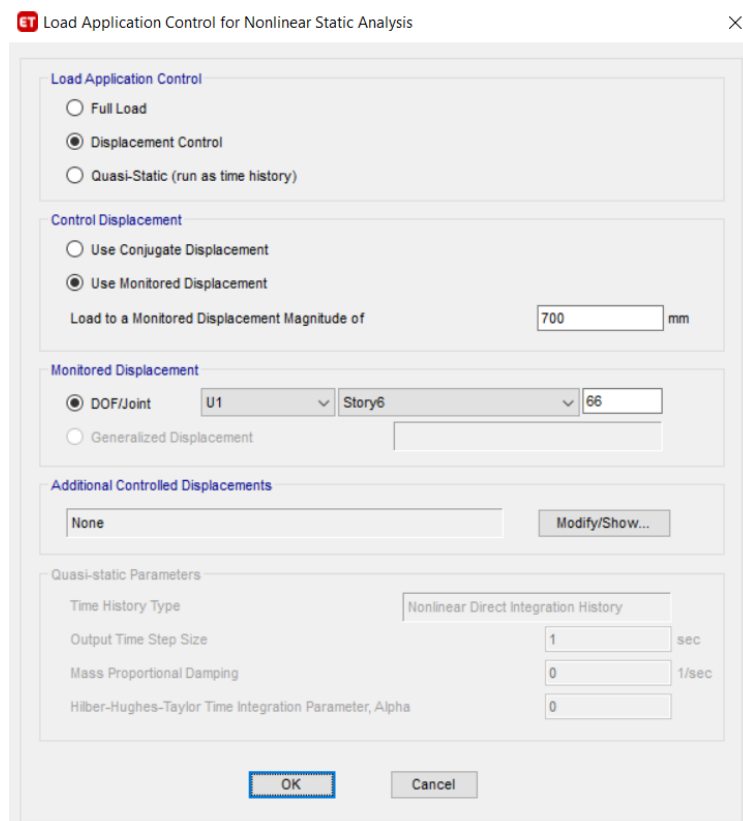


Σχήμα 5.3: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

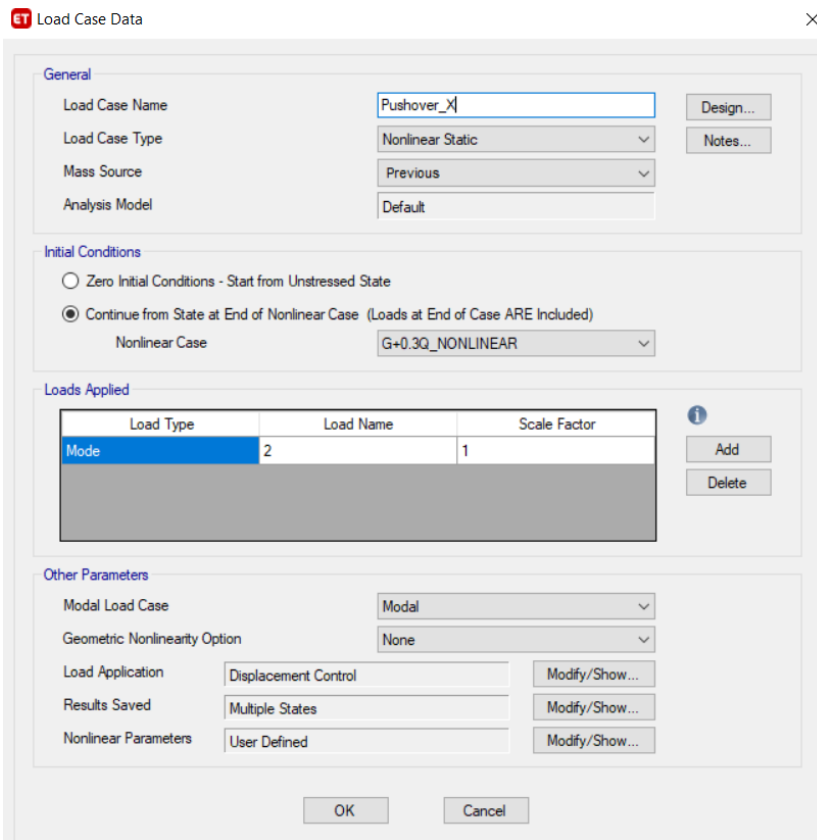
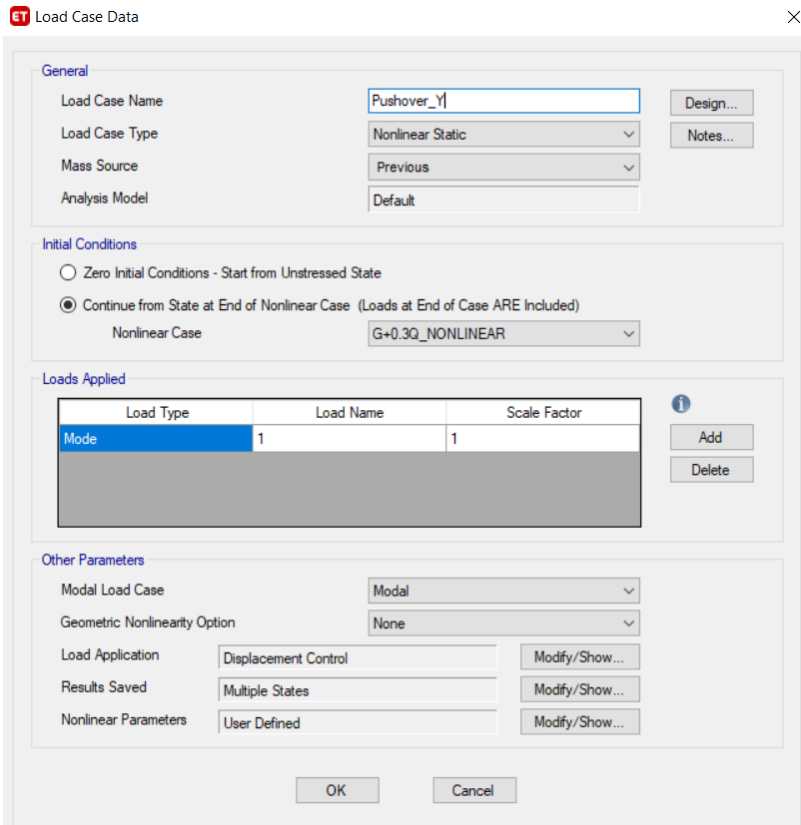
## 5.2 Προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y, όπου η σεισμική δύναμη παραλαμβάνεται από τα πλαίσια ροπής. Ως κόμβος ελέγχου λαμβάνεται το κέντρο μάζας του ανώτερου ορόφου του κτιρίου (Σχήμα 5.4) και υπολογίζεται η μετακίνηση του για τα οριζόντια στατικά φορτία. Για την μόρφωση της καμπύλης ικανότητας ασκείται αρχικά στον ελαστικό απαραμόρφωτο φορέα ο συνδυασμός  $G+0.3Q$ , ενώ τα οριζόντια φορτία είναι ανάλογα με αυτά που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση, λαμβάνοντας υπ' όψιν μόνο την θεμελιώδη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.5. Λόγω της ασυμμετρίας του φορέα αναμένεται σημαντική διαφορά στις οριακές δυνάμεις που θα αναπτυχθούν στις δύο διευθύνσεις.

Ανάλογα την κύρια φόρτιση υπό την οποία καταπονούνται τα μέλη μορφώνονται και τα αντίστοιχα είδη πλαστικών αρθρώσεων. Στα υποστύλωματα, που καταπονούνται κυρίως σε θλίψη και κάμψη, εφαρμόζονται στις θέσεις των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων «εύκαμπτοι» σύνδεσμοι που λαμβάνουν υπ' όψιν τους την αλληλεπίδραση  $P - M_y - M_z$  και την επιρροή της τέμνουσας. Στις δοκούς, οι οποίες καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και τέμνουσα και όχι σε αξονική, αφού την παραλαμβάνει το διάφραγμα, εφαρμόζονται «εύκαμπτοι» σύνδεσμοι που λαμβάνουν υπ' όψιν τους την  $M_y$  και την επιρροή της τέμνουσας. Οι πλαστικές αρθρώσεις, επειδή τα μέλη δεν έχουν αμελητέες διαστάσεις κατά την εγκάρσια έννοια δεν δημιουργούνται στους κόμβους αλλά σε απόσταση περίπου στο 5% του μήκους τους από τους κόμβους.

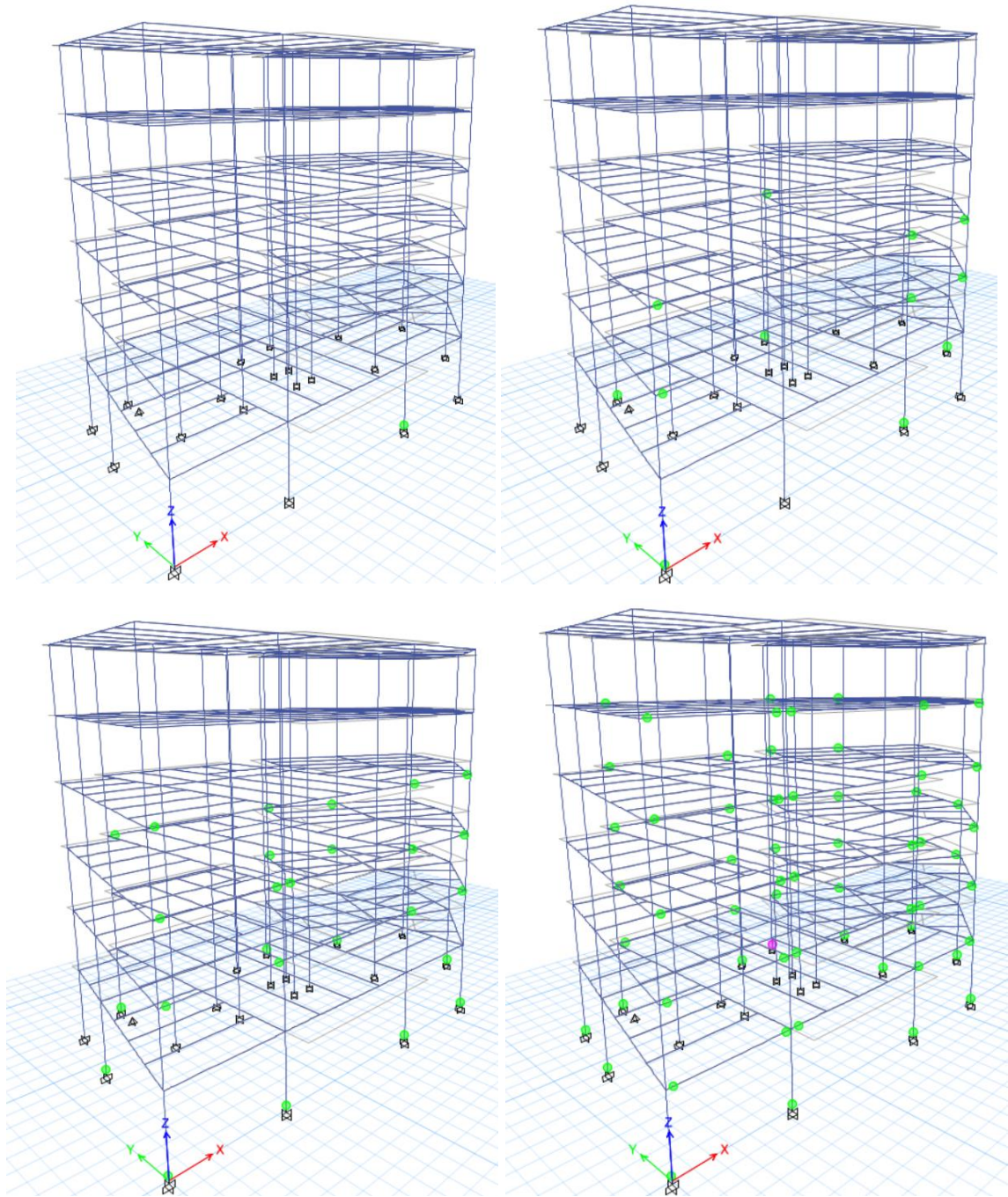


Σχήμα 5.4: Ορισμός κόμβου ελέγχου



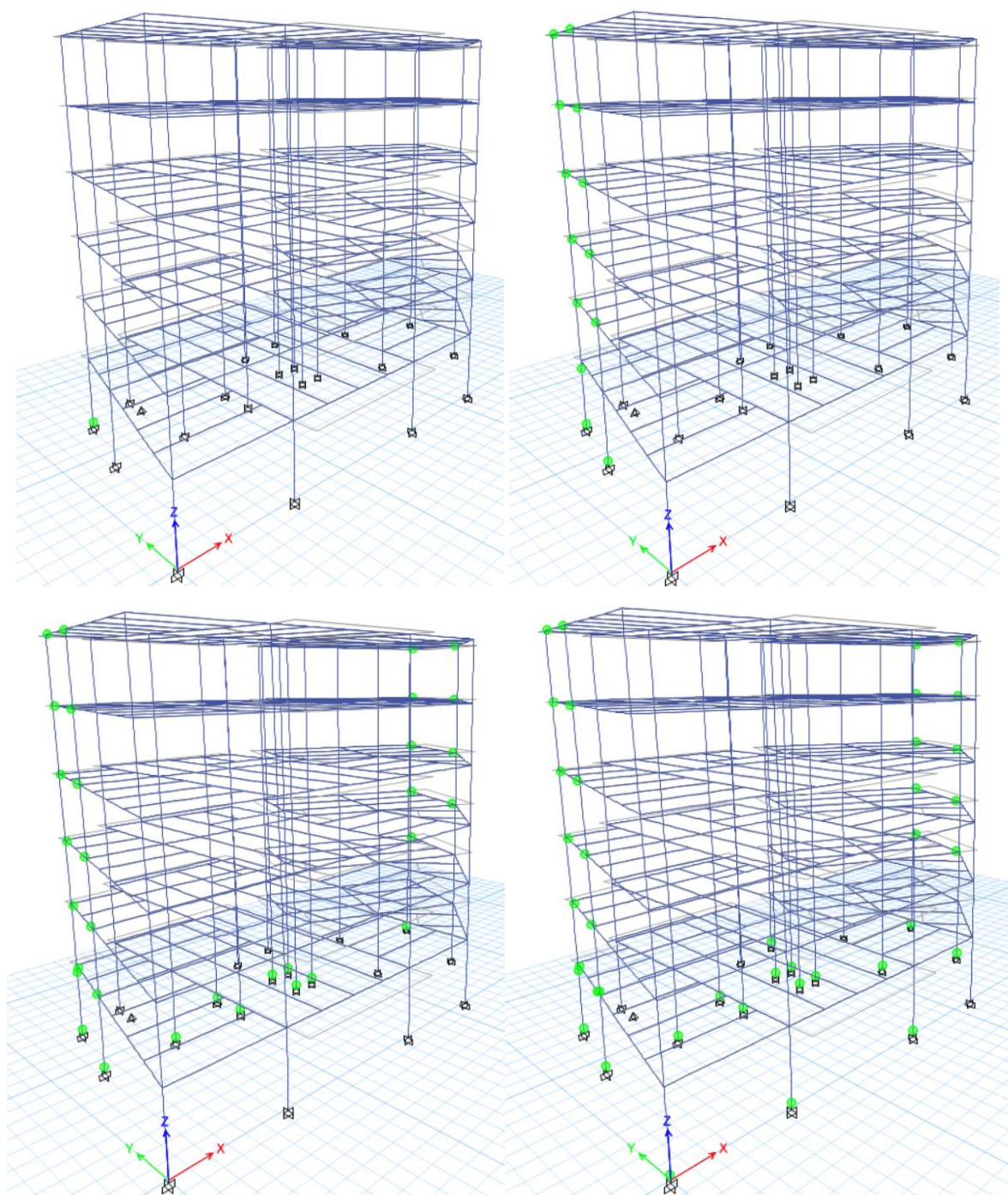
Σχήμα 5.5: Φορτία ιδιομορφικής κατανομής



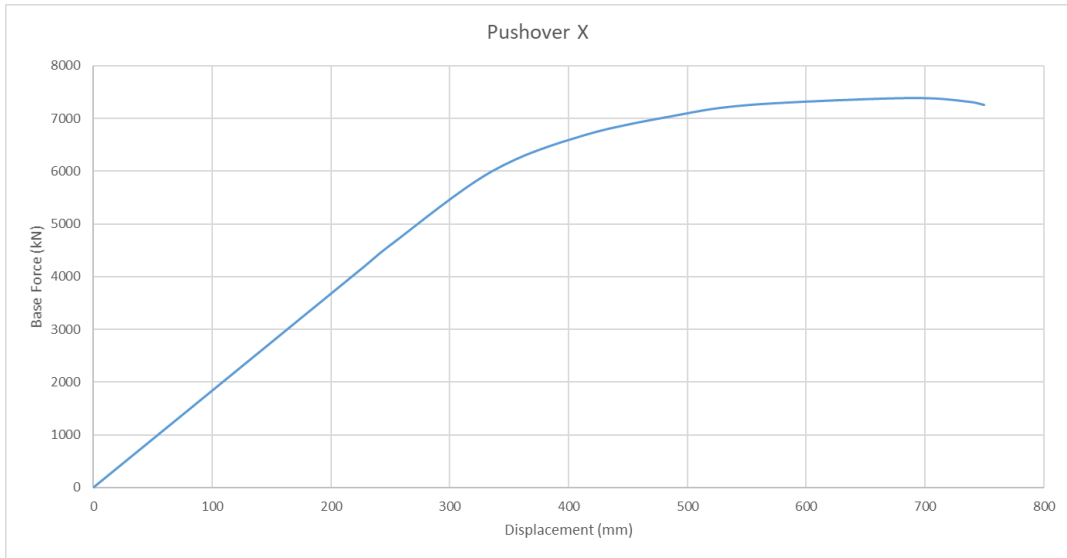


Σχήμα 5.6: Εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων, Pushover κατά X

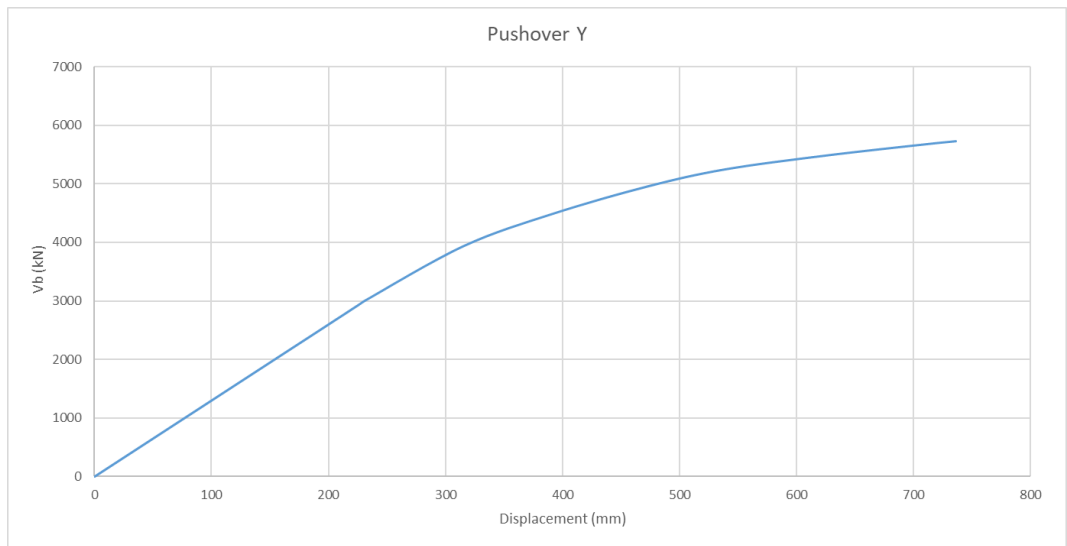




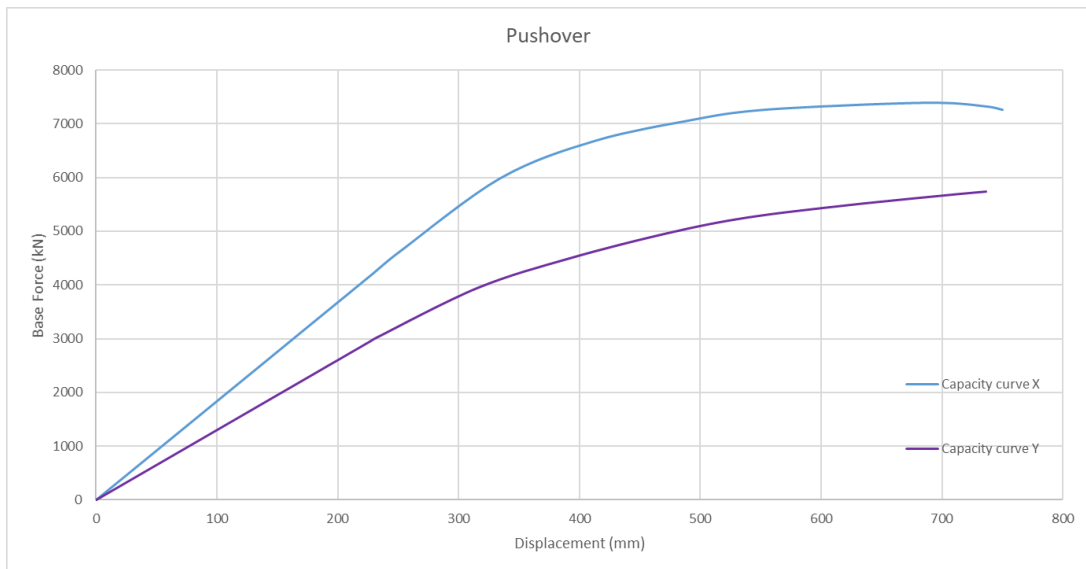
Σχήμα 5.7: Εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων, Pushover κατά Y



Σχήμα 5.8: Καμπύλη ικανότητας κατά την διεύθυνση X



Σχήμα 5.9: Καμπύλη ικανότητας κατά την διεύθυνση Y



Σχήμα 5.10: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας κατά X και Y

## 6 Αποτίμηση

Σε αυτό το κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία της αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου σε τρία όρια απόκρισης μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης. Η αποτίμηση πραγματοποιήθηκε μέσω των καμπυλών ικανότητας κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις.

### 6.1 Αποτίμηση σεισμικής ικανότητας

Αρχικά, έγινε ο προσδιορισμός του βήματος της ανελαστικής ανάλυσης στο οποίο επιτυγχάνεται κάθε μία από τις τρεις μέγιστες ανηγμένες παραμορφώσεις των ορόφων, δηλαδή για 0,75% (πράσινη σήμανση), 2,0% (κίτρινη σήμανση) και 4,0% (κόκκινη σήμανση). Συγκεκριμένα, προσδιορίστηκαν τα βήματα στα οποία ο όροφος με την μεγαλύτερη στροφή  $\theta_{max}$  ξεπερνάει την επιθυμητή στάθμη, και στη συνέχεια προσδιορίστηκε για το αντίστοιχο βήμα η μετακίνηση της οροφής του κτιρίου.

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα βήματα στα οποία η ανηγμένη παραμόρφωση έχει ξεπεράσει την αντίστοιχη στάθμη.

Πίνακας 6.1: Βήματα που παρουσιάζεται η μέγιστη παραμόρφωση ορόφου

$\theta_{max}$ %	step	όροφοι	step	όροφοι
0,75	step 2	3, 4	step 2	4, 5
2	step 5	3, 4	step 5	4, 5
4	step 21	2, 3, 4	step 9	4, 5

Πίνακας 6.2: Μετατοπίσεις του κόμβου ελέγχου για υπέρβαση της  $\theta_c$

Διεύθυνση	X		Y	
$\theta_{max}$ %	step	$\delta_{roof}$ (m)	step	$\delta_{roof}$ (m)
0,75	step 2	0,154	step 2	0,157
2	step 5	0,343	step 5	0,343
4	step 21	0,738	step 9	0,784

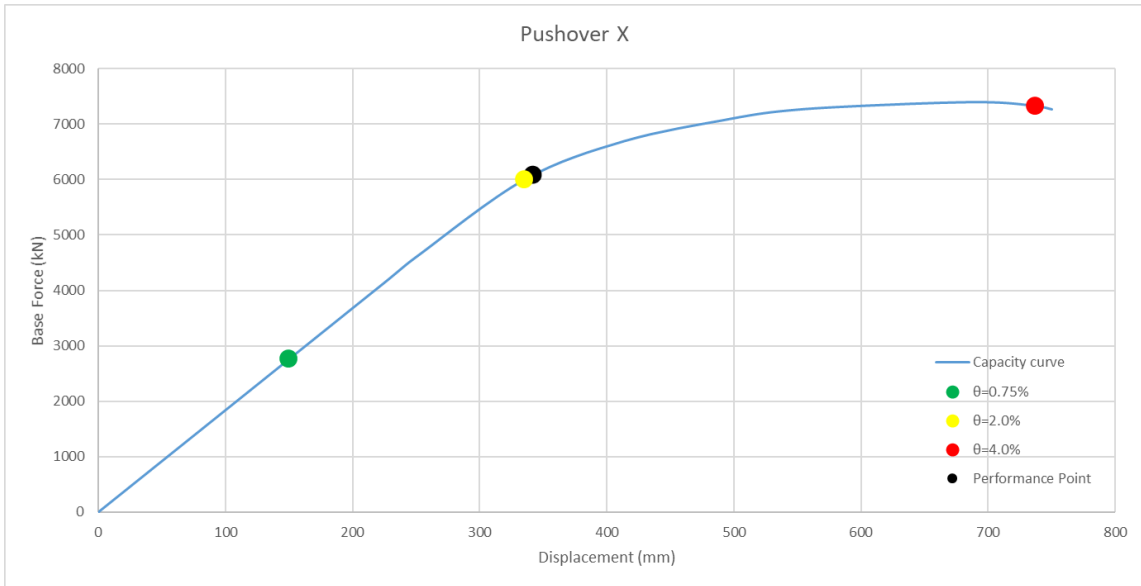
Πίνακας 6.3: Παραμόρφωση οροφής κατά X για  $\theta=0,75\%$  / 2% / 4%

step	$\delta_{roof}$ (mm)	$\theta_{roof}$	$\theta_{roof}$ %	$V_{base}$ (kN)
step 2	0,154	0,006726	0,6726	2760,28
step 5	0,343	0,014785	1,4785	5998,43
step 21	0,738	0,02721	2,721	7324,41

Πίνακας 6.4: Παραμόρφωση οροφής κατά Y για  $\theta=0,75\%$  / 2% / 4%

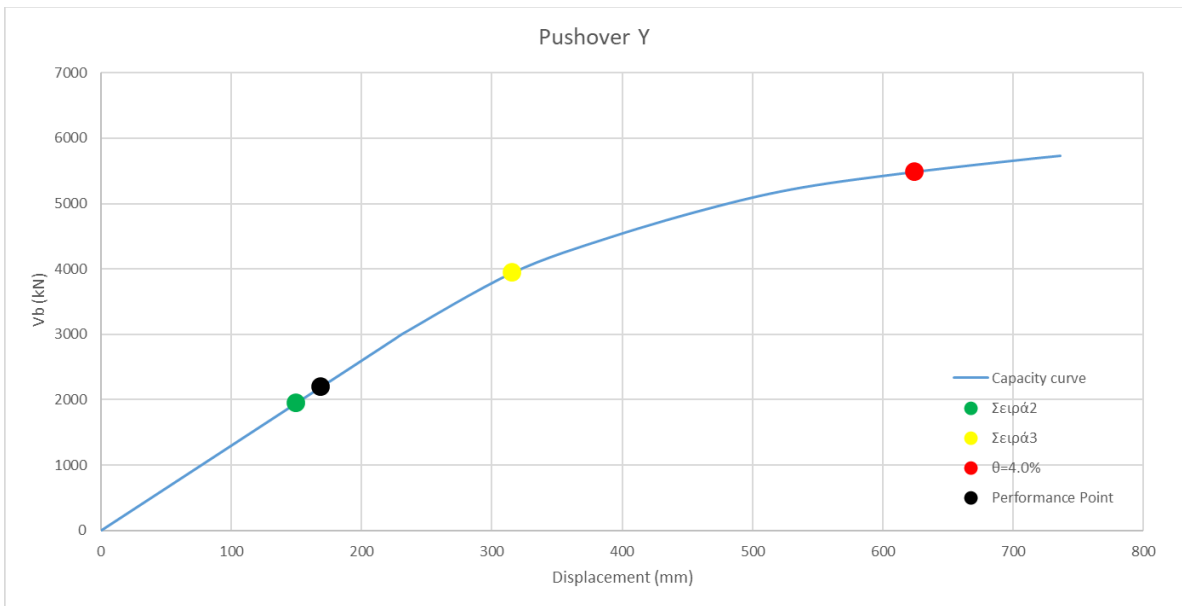
step	$\delta_{roof}$ (m)	$\theta_{roof}$	$\theta_{roof}$ %	$V_{base}$ (kN)
step 2	0,157	0,008271	0,8271	1950,52
step 5	0,343	0,017986	1,7986	3939,93
step 9	0,784	0,042257	4,2257	5485,29

Παρατηρώ ότι η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου για κάθε σήμανση είναι σχεδόν ίδια και για τις δύο κατευθύνσεις (Πίνακας 6.2). Επίσης ο 4<sup>ος</sup> όροφος, στον οποίο γίνεται και η αλλαγή των διατομών των υποστυλωμάτων, είναι κρίσιμος και για τις δύο διευθύνσεις.



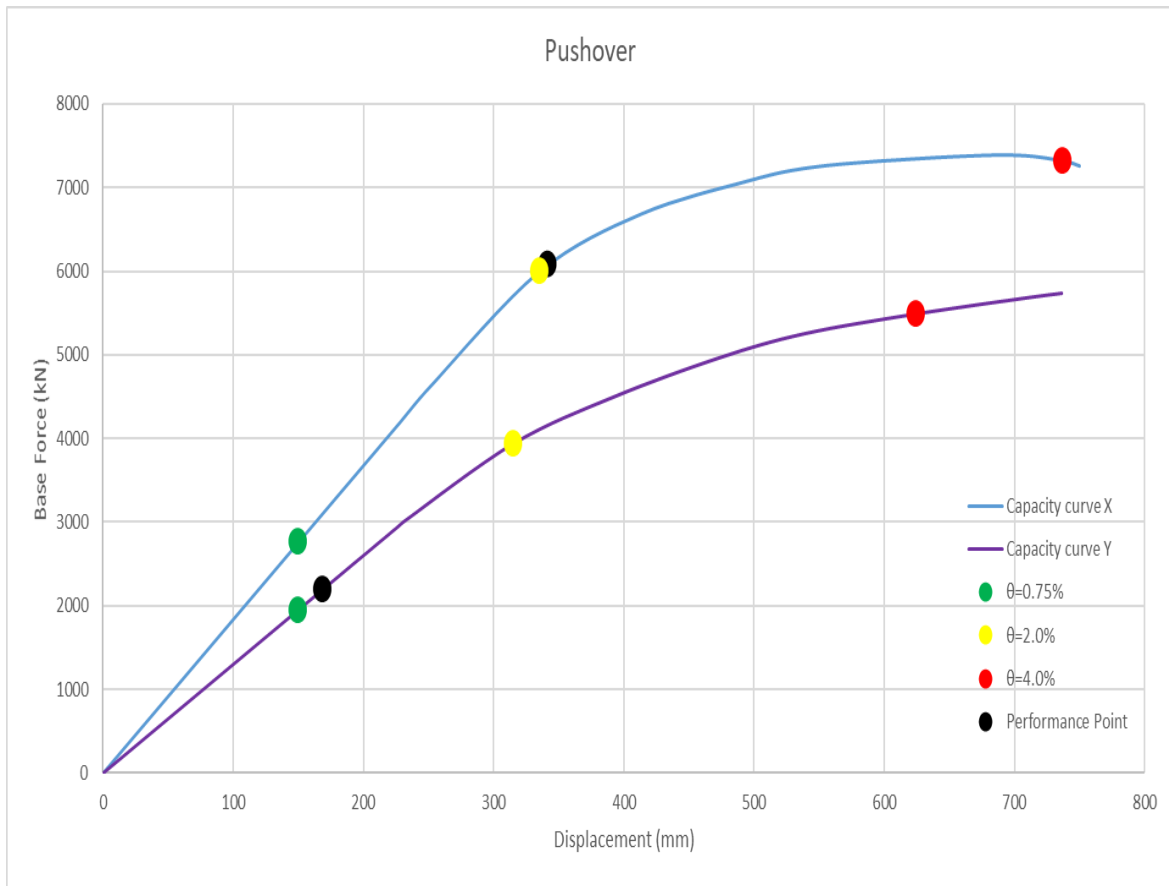
Σχήμα 6.1: Καμπύλη ικανότητας κατά την διεύθυνση X  
 Πίνακας 6.5: Σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου κατά X

Performance Point	
Displacement (mm)	Base Force (kN)
342	6.084



Σχήμα 6.2: Καμπύλη ικανότητας κατά την διεύθυνση Y  
 Πίνακας 6.6: Σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου κατά Y

Performance Point	
Displacement (mm)	Base Force (kN)
169	2.200



Σχήμα 6.3: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας κατά X και Y

Παρατηρώντας το Σχήμα 6.3 διαπιστώνουμε ότι ενώ στην αρχή, στον ελαστικό κλάδο, οι μετατοπίσεις του κόμβου ελέγχου είναι ίδιες για την πράσινη σήμανση, στην κίτρινη σήμανση, και ακόμα περισσότερο στην κόκκινη σήμανση διαφοροποιούνται αρκετά. Αυτό, εν μέρει, οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την X διεύθυνση οι βλάβες συγκεντρώνονται στον 3<sup>ο</sup> και στον 4<sup>ο</sup> όροφο, δηλαδή στα μέσα του ύψους του κτιρίου, και στα τελευταία βήματα της Pushover και στον 2<sup>ο</sup> όροφο, ενώ κατά την διεύθυνση Y οι βλάβες συγκεντρώνονται στον 4<sup>ο</sup> και στον 5<sup>ο</sup> όροφο, κι «ακολουθεί» ο 6<sup>ος</sup> στον οποίο βρίσκεται και ο κόμβος ελέγχου.

## 6.2 Καμπύλες τρωτότητας

Οι βλάβες των κτιρίων είναι τυχαίες μεταβλητές και μπορούν να προσεγγισθούν από την λογαριθμοκανονική κατανομή με μια μέση τιμή και μια τυπική απόκλιση. Θεωρείται ως μέση τιμή η τιμή της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου στην οποία το κτίριο φτάνει το εκάστοτε επίπεδο βλάβης. Η διασπορά της κάθε κατάστασης βλαβών προκύπτει από την συνεκτίμηση όλων των παραμέτρων που μεταβάλλονται. Συγκεκριμένα η επιλογή της βασίζεται στην εκτίμηση των αβεβαιοτήτων ως προς την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, τον ορισμό της κατάστασης βλαβών και της απαίτησης του σεισμού.

Για την κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας υπολογίζουμε την πιθανότητα να βρεθεί η κατασκευή σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών δεδομένης της στοχευόμενης μετακίνησης ως εξής:

$$P[d_s/S_a] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_a}{S_{a,ds}} \right) \right]$$

Όπου:

- $S_{a,ds}$  είναι η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στην αντίστοιχη στάθμη βλάβης (damage stage)
- $\beta_{ds}$  είναι η δεδομένη ολική διασπορά λόγω αβεβαιοτήτων και καταγραφών
- Για  $\theta_c=0,75\%$  θεωρήθηκε  $\beta_c=20\%$
- Για  $\theta_c=2,0\%$  θεωρήθηκε  $\beta_c=30\%$
- Για  $\theta_c=4,0\%$  θεωρήθηκε  $\beta_c=35\%$

Για τον προσδιορισμό της εκάστοτε πιθανότητας, υπολογίστηκε αρχικά η επιτάχυνση  $S_a$  που αντιστοιχεί στην γωνιακή παραμόρφωση  $\theta_c$  η οποία προκύπτει από την σχέση:

$$S_a = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot \delta_{roof}}{\Gamma \cdot C_1 \cdot T_1^2}, \quad \Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2}$$

Όπου:

- Ο συντελεστής συμμετοχής  $\Gamma$  υπολογίστηκε κανονικοποιώντας το συντελεστή  $\phi_i$ , ούτως ώστε να είναι  $\phi_{top}=1$ , ενώ  $m_i$  είναι η σεισμική μάζα κάθε ορόφου, όπου τελικά προέκυψε  $\Gamma=1,3$
- Για  $T > 0,5\text{sec}$  είναι  $C1=1$

Οι τιμές που προέκυψαν για την επιτάχυνση σε κάθε στάθμη παρουσιάζονται στο παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.7: Προσδιορισμός επιτάχυνσης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, διεύθυνση X

$\theta_{max} \%$	0,75	2	4
$\theta_{roof} \%$	0,6726	1,4785	2,721
$\delta_{roof} \text{ (m)}$	0,154	0,343	0,738
$\beta_c$	0,2	0,3	0,35
$\Gamma$	1,3	1,3	1,3
$T_1$	1,225	1,225	1,225
$S_{a,50\%} (T_1)$	3,116484	6,94126	14,93484
$S_{a,50\%} g (T_1)$	0,317684	0,70757	1,52241

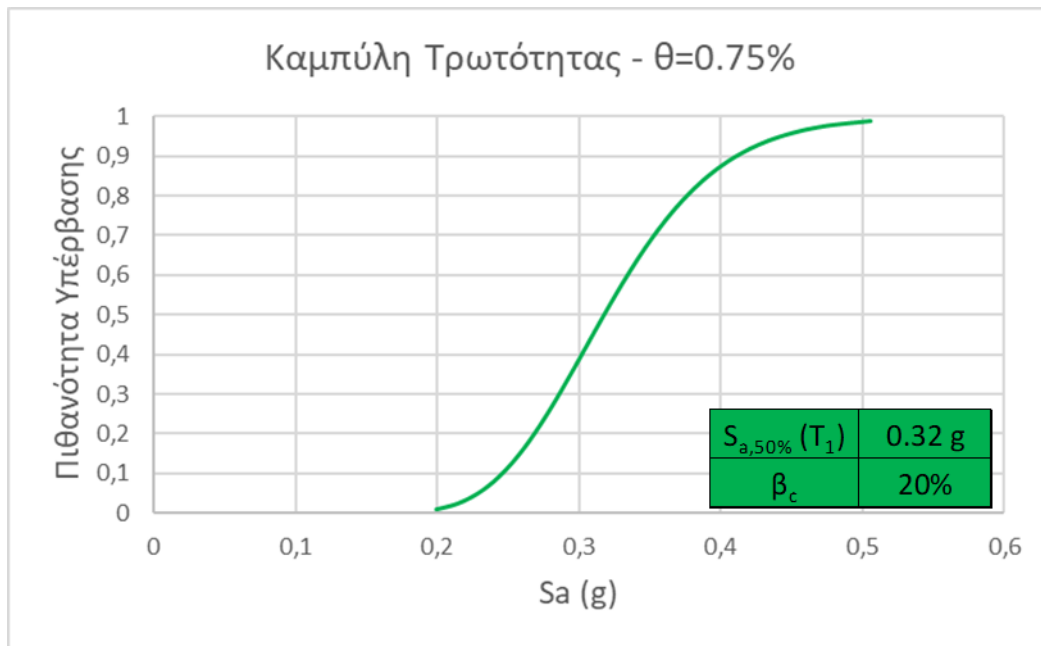
Πίνακας 6.8: Προσδιορισμός επιτάχυνσης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, διεύθυνση Y

$\theta_{max} \%$	0,75	2	4
$\theta_{roof} \%$	0,8271	1,7986	4,2257
$\delta_{roof} \text{ (m)}$	0,157	0,343	0,784
$\beta_c$	0,2	0,3	0,35
$\Gamma$	1,3	1,3	1,3
$T_1$	1,398	1,398	1,398
$S_{a,50\%} (T_1)$	2,439505	5,329619	12,18199
$S_{a,50\%} g (T_1)$	0,248675	0,543284	1,241793

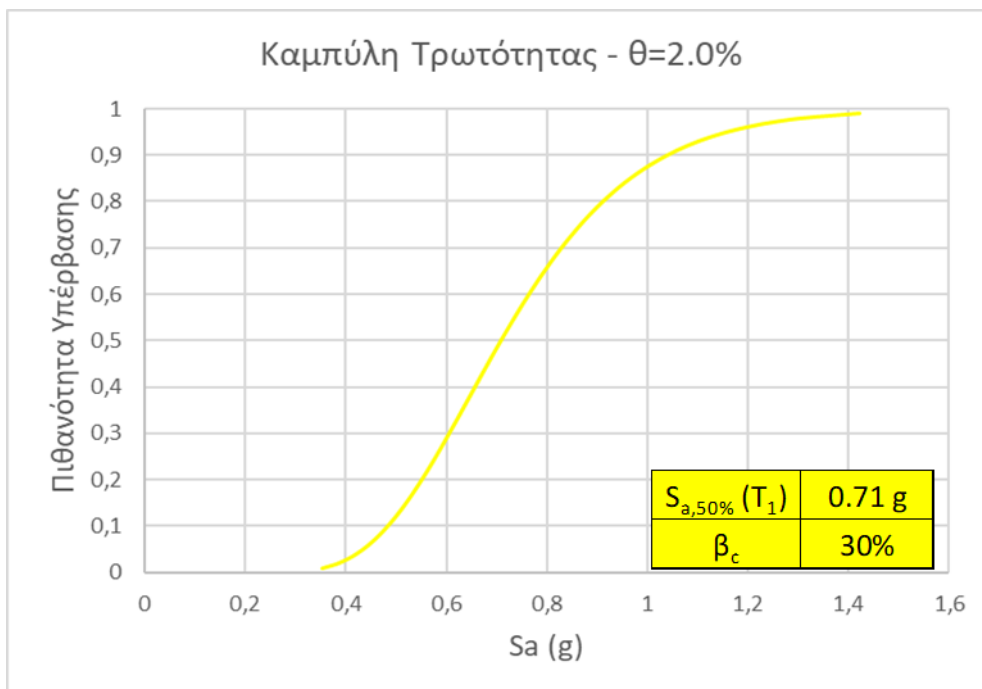
Οι καμπύλες της σεισμικής τρωτότητας της κατασκευής για δεδομένο  $\theta_c$  και διασπορά  $\beta$  παρουσιάζονται στην συνέχεια.



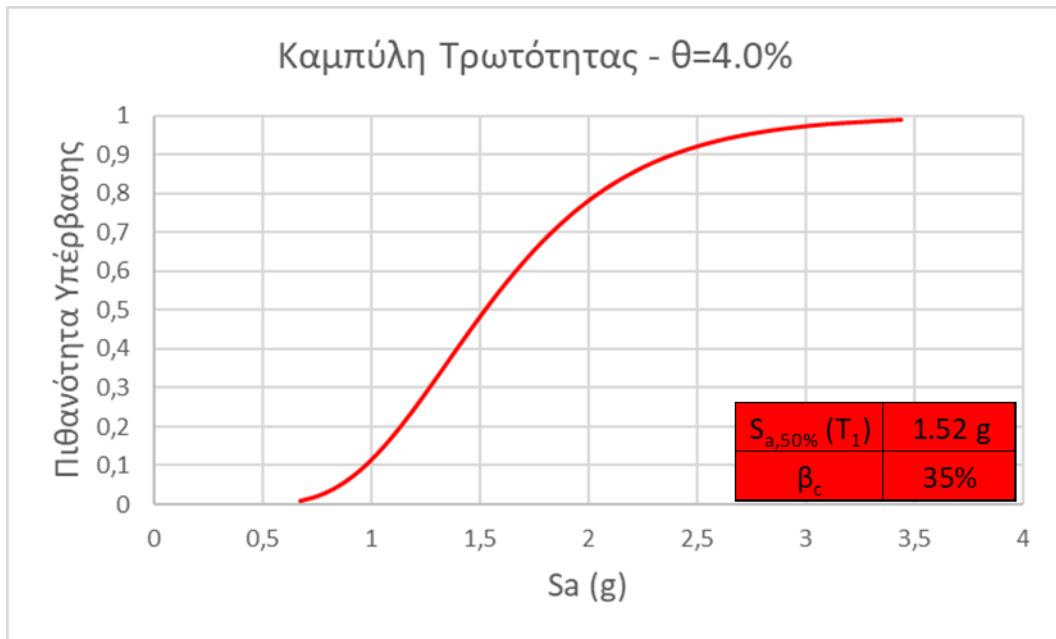
### 6.2.1 Διεύθυνση X



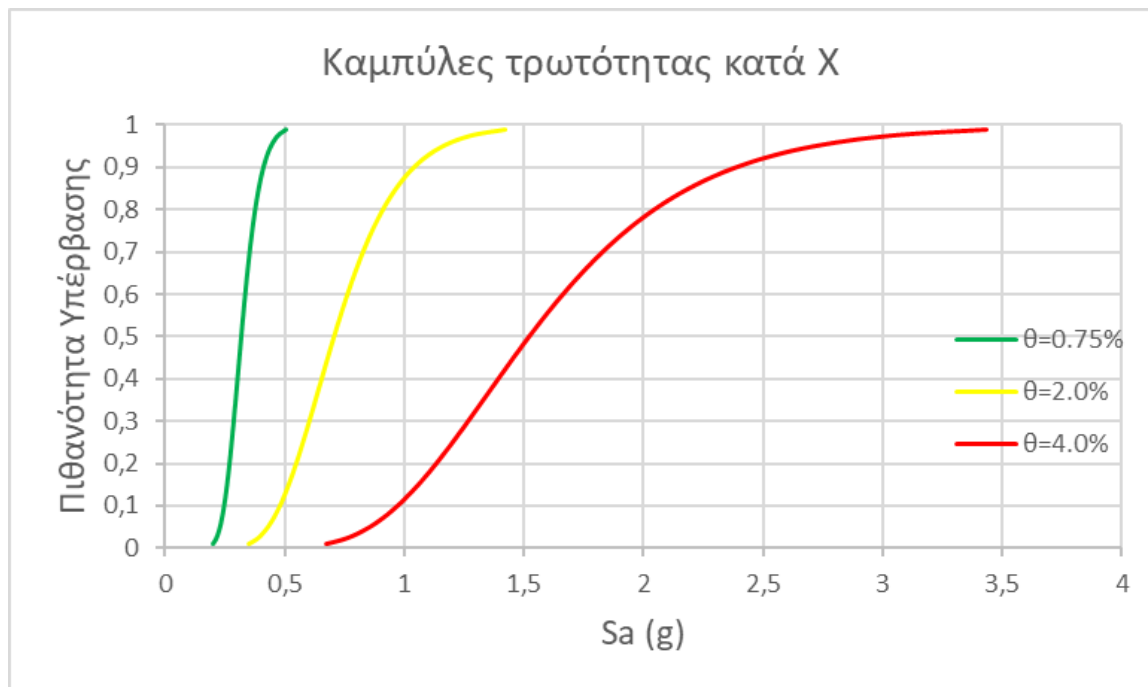
Σχήμα 6.4: Καμπύλη τρωτότητας για διεύθυνση X,  $\theta_c=0.75\%$



Σχήμα 6.5: Καμπύλη τρωτότητας για διεύθυνση X,  $\theta_c=2.0\%$

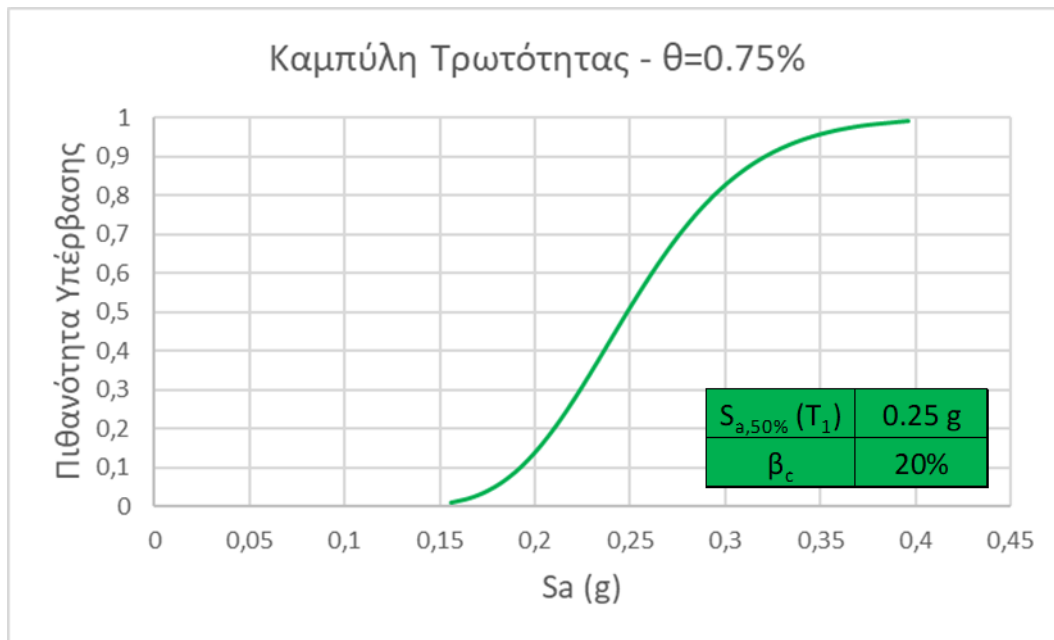


Σχήμα 6.6: Καμπύλη τρωτότητας για διεύθυνση X,  $\theta_c=4.0\%$

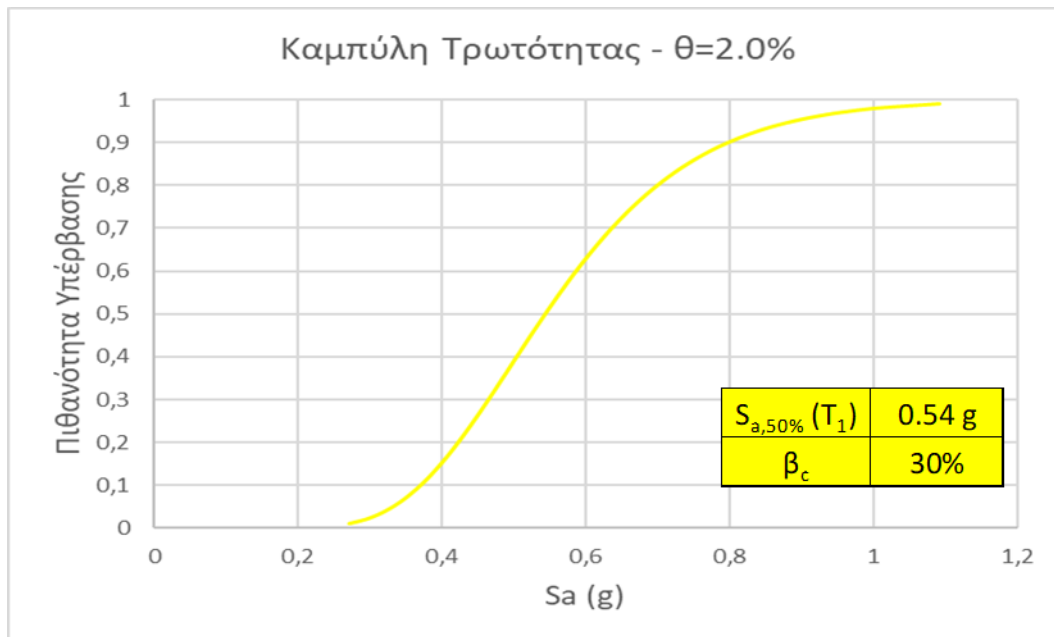


Σχήμα 6.7: Καμπύλες τρωτότητας διεύθυνσης X

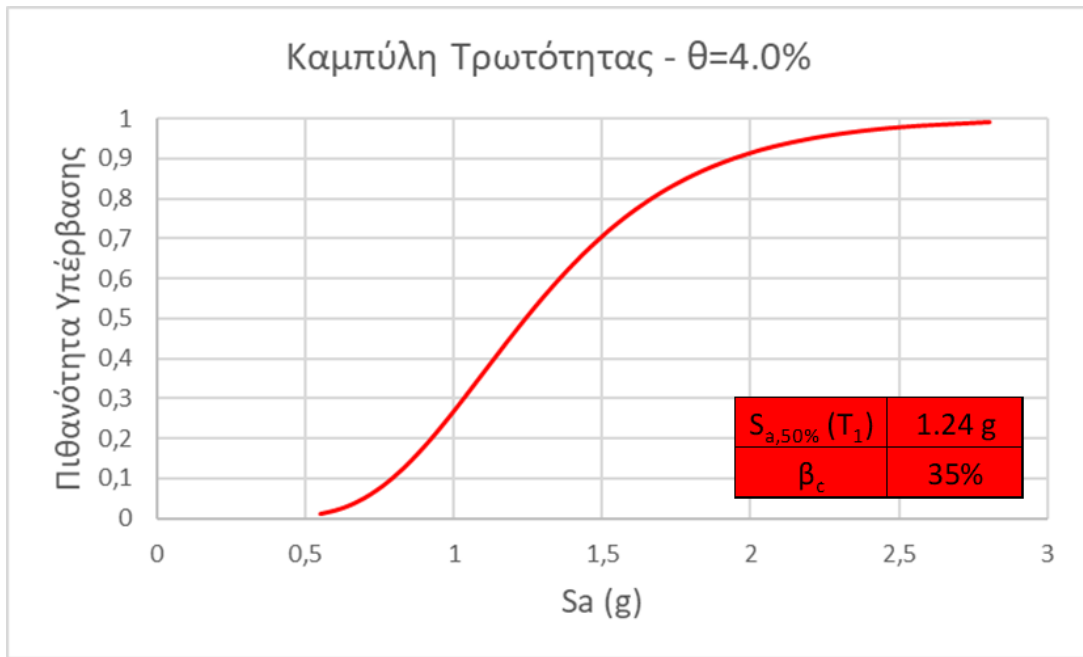
### 6.2.2 Διεύθυνση Υ



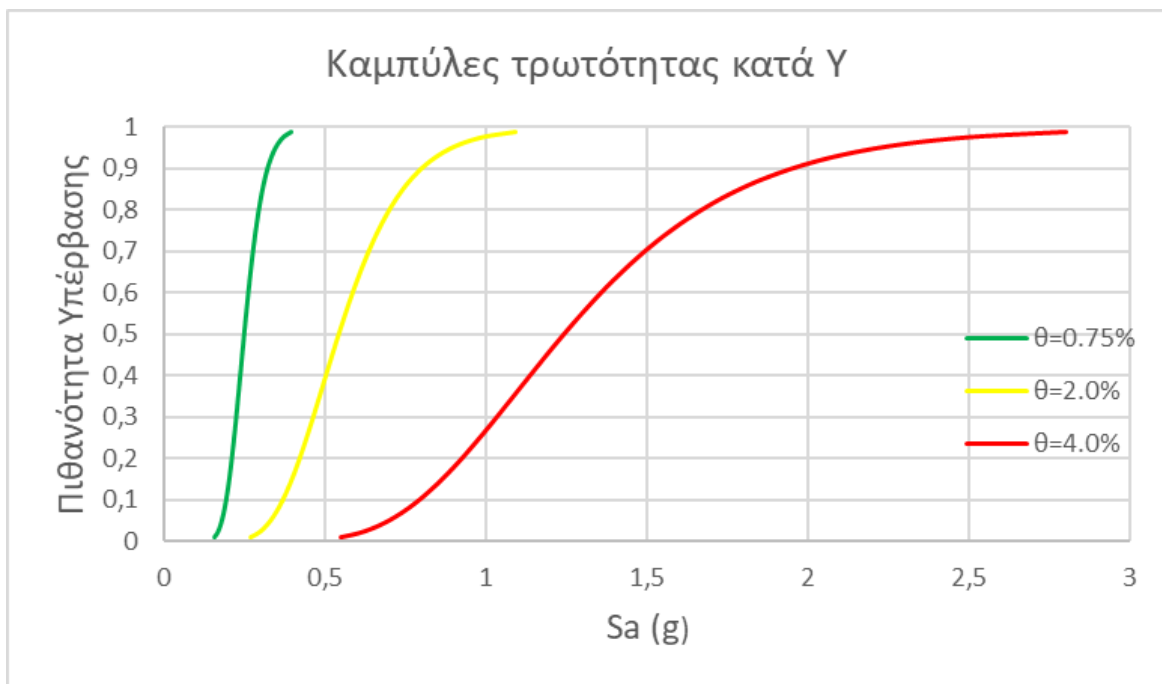
Σχήμα 6.8: Καμπύλη τρωτότητας για διεύθυνση Υ,  $\theta_c=0.75\%$



Σχήμα 6.9: Καμπύλη τρωτότητας για διεύθυνση Υ,  $\theta_c=2.0\%$



Σχήμα 6.10: Καμπύλη τρωτότητας για διεύθυνση Y,  $\theta_c=4.0\%$

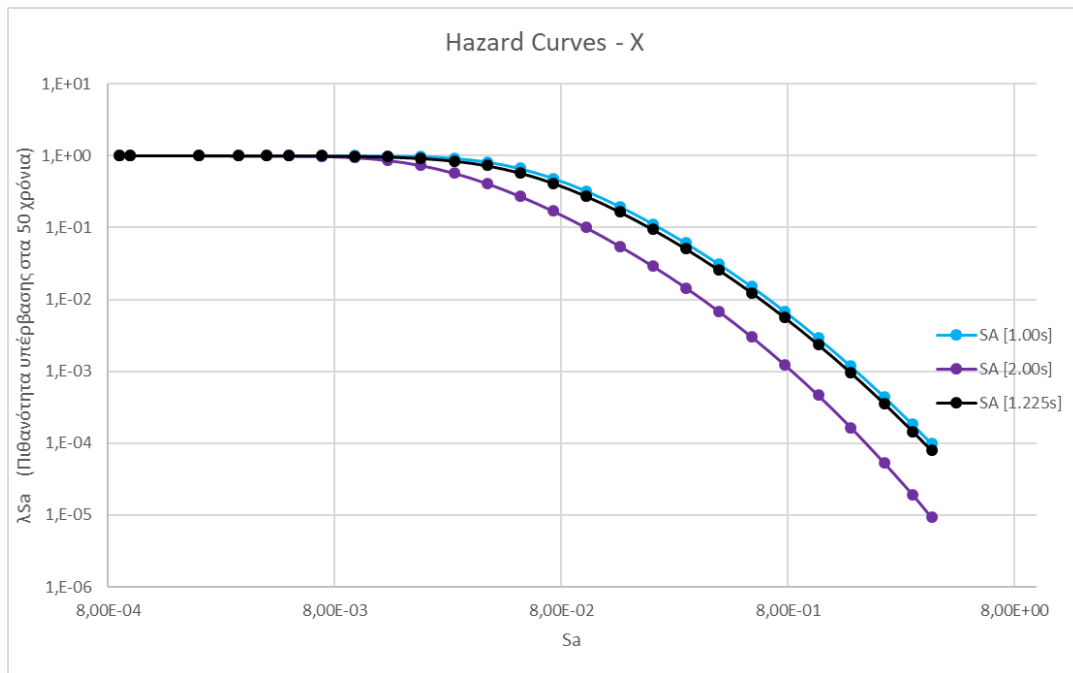


Σχήμα 6.11: Καμπύλες τρωτότητας διεύθυνσης Y

### 6.3 Αποτίμηση μέσω ετήσιων συχνοτήτων υπέρβασης

Η αποτίμηση των μέσων ετήσιων συχνοτήτων υπέρβασης των τριών οριακών καταστάσεων που αντιστοιχούν σε πράσινη, κίτρινη και κόκκινη σήμανση πραγματοποιήθηκε θεωρώντας συντελεστή κλίσης της καμπύλης επικινδυνότητας  $k=3$ . Παρακάτω δίνονται γραφικά οι καμπύλες σεισμικού κινδύνου όπως υπολογίστηκαν για την ελληνική επικράτεια, σε λογαριθμικούς άξονες, όπου πραγματοποιήθηκε γραμμική παρεμβολή για τον προσδιορισμό της καμπύλης επικινδυνότητας για  $T_{\chi}=1,225$  sec και  $T_{\gamma}=1,398$  sec.

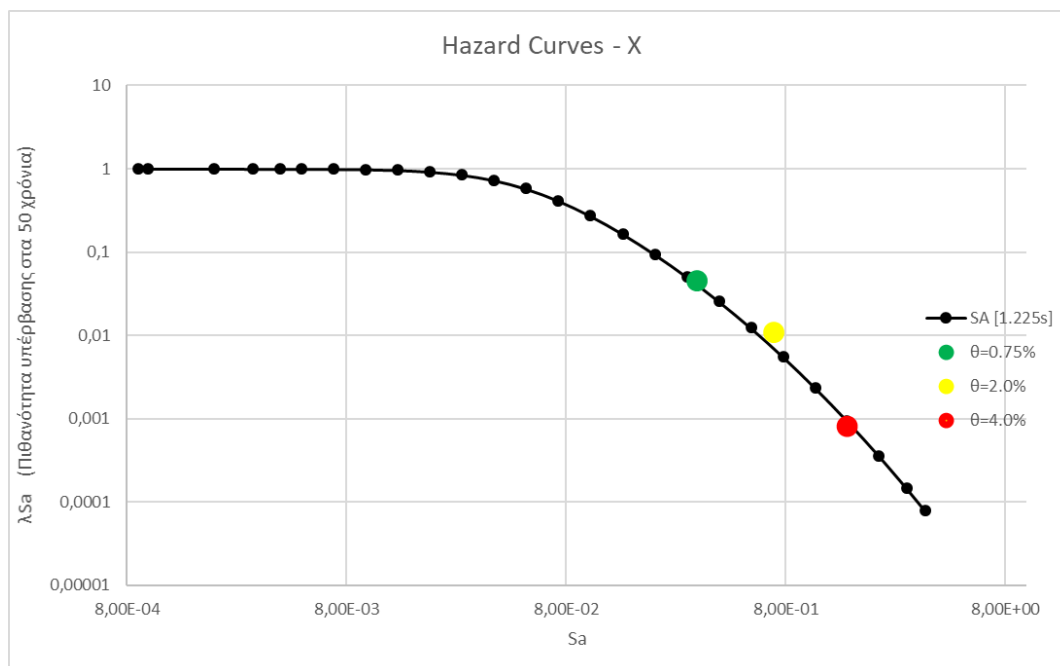
### 6.3.1 Διεύθυνση X



Σχήμα 6.12: Καμπύλες επικινδυνότητας  $S_a - \lambda_{Sa}$ , κατά X

Στη συνέχεια, από την καμπύλη επικινδυνότητας του κτιρίου υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες πιθανότητες που αντιστοιχούν στην επιτάχυνση της κάθε στάθμης. Έπειτα, υπολογίζεται η πιθανότητα υπέρβασης της κάθε χαρακτηριστικής επιτάχυνσης, καθώς και η μέση περίοδος επαναφοράς από τους εξής τύπους:

$$P[N \geq 1, t] = 1 - e^{-\lambda_m t} \quad , \quad T_E = -\frac{\Delta t}{\ln(1-p)}$$

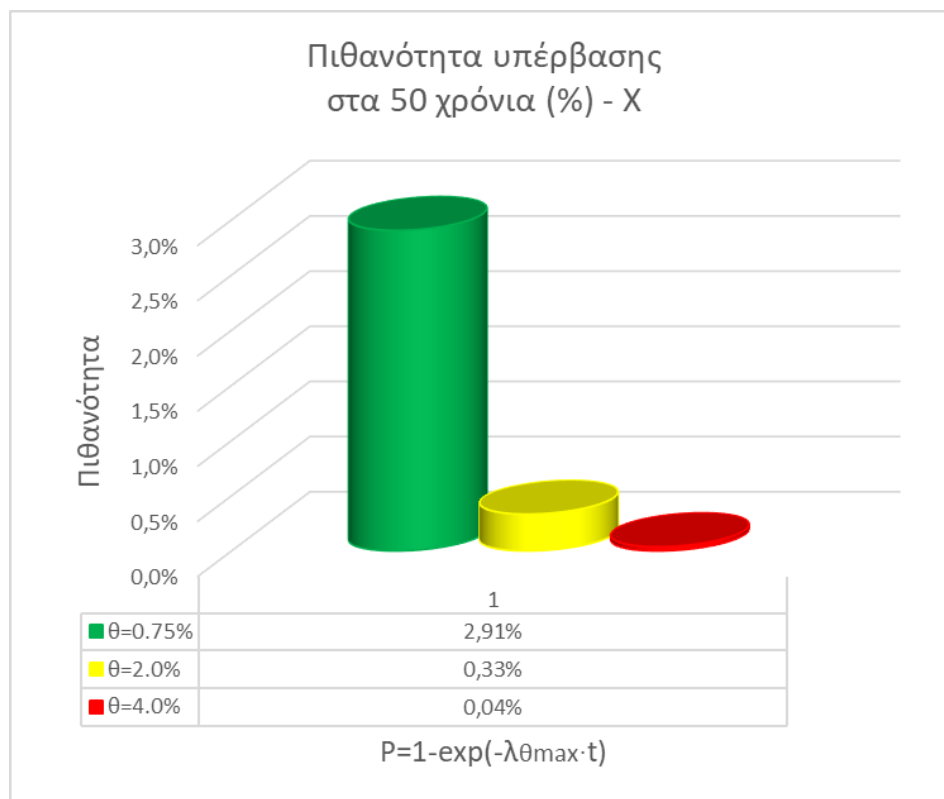


Σχήμα 6.13: Καμπύλες επικινδυνότητας  $S_a - \lambda_{Sa}$  με τις στάθμες επιτελεστικότητας, κατά X

Πίνακας 6.9: Αποτίμηση μέσων ετήσιων συχνοτήτων υπέρβασης, κατά X

S <sub>a,des</sub> (g) =	0,20	k =	3
θ <sub>c</sub> % =	0,75	2	4
S <sub>a</sub> (T <sub>1</sub> ) =	0,32	0,71	1,52
P(S <sub>a</sub> ) =	0,044935	0,010781	0,000816
λ(S <sub>a,50%</sub> ) =	0,000493	4,46E-05	4,48E-06
β =	0,2	0,3	0,35
λ(θ <sub>max</sub> ) =	0,00059	6,68E-05	7,77E-06
Μέση περίοδος επαναφοράς (yrs)	1.696	14.961	128.749
Πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια (%)	2,91%	0,33%	0,04%

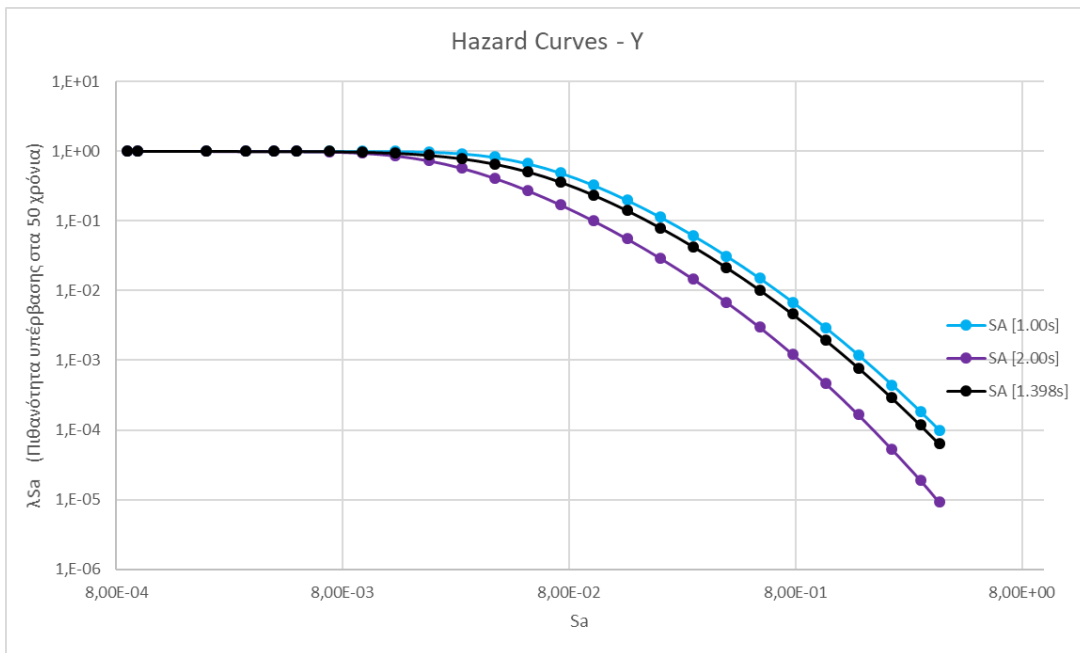
Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζονται οι πιθανότητες κάθε στάθμης επιτελεσματικότητας κατά Poisson, υπολογίζοντας δηλαδή για κάθε επίπεδο βλαβών η πιθανότητα υπέρβασης για τουλάχιστον μία φορά του συγκεκριμένου επιπέδου στη διάρκεια ζωής του κτιρίου.



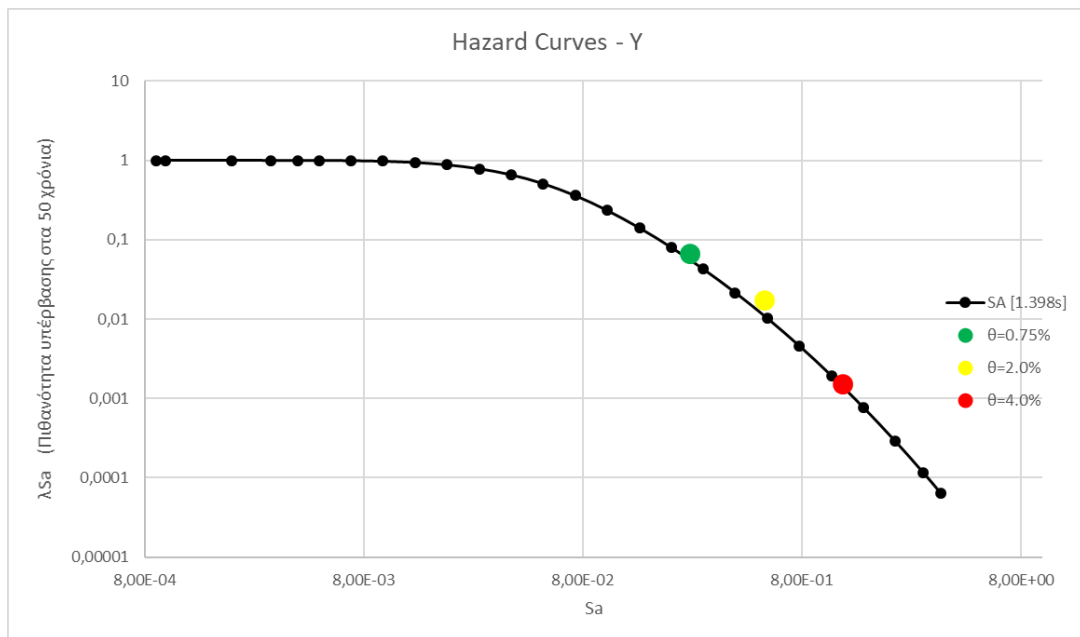
Σχήμα 6.14: Μέσες ετήσιες πιθανότητες υπέρβασης σεισμού X

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα (Σχήμα 6.14), η πιθανότητα να προκληθούν παραμορφώσεις της τάξεως του θ=0.75% είναι αρκετά μικρές και κυμαίνονται περίπου στο 3%, ενώ η πιθανότητα να προκληθούν σοβαρές (θ=2%) και πολύ βαριές βλάβες (θ=4%) τείνουν προς το μηδέν.

### 6.3.2 Διεύθυνση Υ



Σχήμα 6.15: Καμπύλες επικινδυνότητας  $S_a - \lambda_{Sa}$ , κατά Υ

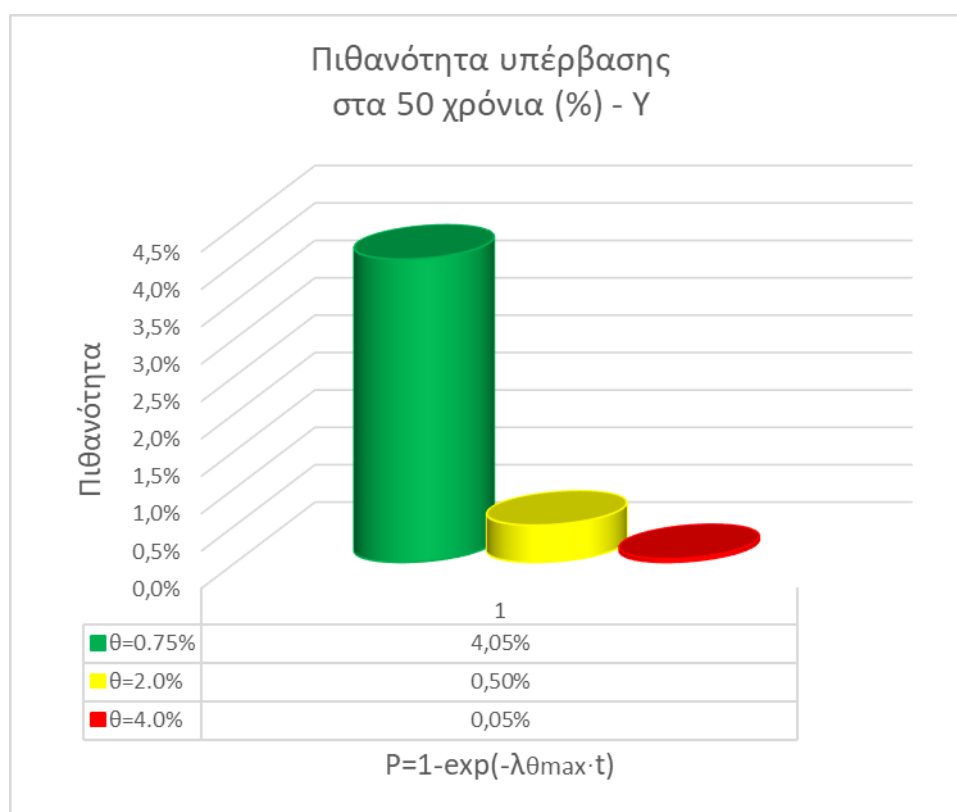


Σχήμα 6.16: Καμπύλες επικινδυνότητας  $S_a - \lambda_{Sa}$  με τις στάθμες επιτελεστικότητας, κατά Υ



Πίνακας 6.10: Αποτίμηση μέσων ετήσιων συχνοτήτων υπέρβασης, κατά Y

$S_{a,des} (g) =$	0,17	$k =$	3
$\theta_c \%=$	0,75	2	4
$S_a (T_1) =$	0,25	0,54	1,24
$P(S_a) =$	0,064759	0,017007	0,00147
$\lambda(S_{a,50\%}) =$	0,000691	6,63E-05	5,55E-06
$\beta =$	0,2	0,3	0,35
$\lambda(\theta_{max}) =$	0,000827	9,93E-05	9,63E-06
Μέση περίοδος επαναφοράς (yrs)	1.209	10.066	103.851
Πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια (%)	4,05%	0,50%	0,05%



Σχήμα 6.17: Μέσες ετήσιες πιθανότητες υπέρβασης σεισμού Y

Σύμφωνα με το παραπάνω σχήμα (Σχήμα 6.17), η πιθανότητα να προκληθούν παραμορφώσεις της τάξεως του  $\theta=0.75\%$  κυμαίνονται περίπου στο 4%, ενώ η πιθανότητα να προκληθούν σοβαρές ( $\theta=2\%$ ) και πολύ βαριές βλάβες ( $\theta=4\%$ ) τείνουν προς το μηδέν.

Παρόλο που η πιθανότητες υπερβάσεως των συγκεκριμένων επιπέδων βλαβών είναι μικρές παρατηρείται αύξηση 40%, 50% και 25% για παραμόρφωση 0.75%, 2.0% και 4.0% κατά την Y διεύθυνση σε σχέση με την X.

## 7 Συμπεράσματα

Το πρώτο βήμα που έπρεπε να γίνει για τον σχεδιασμό του κτιρίου, με δεδομένη κάτοψη από οπλισμένο σκυρόδεμα, ήταν η μόρφωση της μεταλλικής πλέον κάτοψης και η επιλογή των θέσεων των υποστυλωμάτων. Η έντονη ασυμμετρία του και το ακανόνιστο σχήμα του ήγειρε ερωτηματικά όσον αφορά την θέση και τον τύπο των μηχανισμών παραλαβής των οριζόντιων δράσεων έως ότου αποφασίστηκε να τοποθετηθούν όσο το δυνατόν περισσότερα περιμετρικά πλαίσια.

Εισάγοντας τον φορέα στο πρόγραμμα και ξεκινώντας τις αναλύσεις τα πρώτα μέλη για τα οποία προέκυψαν οι τελικές διατομές ήταν οι σύμμικτες δοκοί, κύριες και δευτερεύουσες, λόγω του ότι διαστασιολογούνται μόνο λόγω των κατακόρυφων φορτίων και των συνδυασμών που προκύπτουν από αυτά, καθώς και η σύμμικτη πλάκα. Κρίσιμος έλεγχος για την διαστασιολόγηση των δοκών, λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων, ήταν ο έλεγχος βελών, λόγω μόνιμων και κινητών φορτίων. Έπειτα διαστασιολογήθηκαν οι δοκοί που συμμετέχουν στα πλαίσια και τα υποστυλώματα βάσει των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από τους παραπάνω συνδυασμούς.

Το τελευταίο βήμα του σχεδιασμού ήταν ο αντισεισμικός έλεγχος, καθώς αποδείχτηκε κρίσιμος ο περιορισμός φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξεως, λόγω του οποίου έπρεπε να αυξηθούν σημαντικά οι διατομές των υποστυλωμάτων, και λιγότερο των δοκών. Μεγαλύτερη αύξηση παρατηρήθηκε κυρίως στα υποστυλώματα των πλαισίων που είναι στραμμένα ως προς τον άξονα Y και συμμετέχουν με μειωμένο ποσοστό της δυσκαμψίας τους στον περιορισμό των σχετικών μετατοπίσεων. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός αύξησε σημαντικά το απαιτούμενο βάρος χάλυβα, όπως φαίνεται στον Πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1: Συγκριτικά αποτελέσματα απαιτούμενου βάρους χάλυβα

Βάρος χάλυβα		
1,35G+1,50Q	58	kg/m <sup>2</sup>
Τελικός φορέας	106	kg/m <sup>2</sup>

Η εξαγωγή των καμπυλών ικανότητας απέδειξε την υπεροχή του κτιρίου κατά την X διεύθυνση αναπτύσσοντας μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη αλλά κυρίως περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις. Κατά την διεύθυνση Y, όπως ήταν αναμενόμενο, δημιουργήθηκαν πρώτα πλαστικές αρθρώσεις στο πλαίσιο 5 που σχηματίζει τη μικρότερη γωνία με τον άξονα Y κι έπειτα στο πλαίσιο 2 που σχηματίζει την δεύτερη μικρότερη γωνία μετά το πλαίσιο 5.

Η αποτίμηση του κτιρίου εξήχθη μέσω των καμπυλών ικανότητας από τις οποίες προέκυψαν οι καμπύλες τρωτότητας για συγκεκριμένα επίπεδα διατμητικών παραμορφώσεων των ορόφων. Επίσης ο 4<sup>ος</sup> όροφος, στον οποίο γίνεται και η αλλαγή των διατομών των υποστυλωμάτων, είναι κρίσιμος και για τις δύο διευθύνσεις. Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας κατά X και Y (Σχήμα 6.3) παρατηρούμε ότι ενώ στην αρχή, στον ελαστικό κλάδο, οι μετατοπίσεις του κόμβου ελέγχου είναι ίδιες για την πράσινη σήμανση, στην κίτρινη σήμανση, και ακόμα περισσότερο στην κόκκινη σήμανση διαφοροποιούνται αρκετά. Αυτό, εν μέρει, οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την X διεύθυνση οι βλάβες συγκεντρώνονται στον 3<sup>ο</sup> και στον 4<sup>ο</sup> όροφο, δηλαδή στα μέσα του ύψους του κτιρίου, και στα τελευταία βήματα της Pushover και στον 2<sup>ο</sup> όροφο, ενώ κατά την διεύθυνση Y οι βλάβες συγκεντρώνονται στον 4<sup>ο</sup> και στον 5<sup>ο</sup> όροφο, κι «ακολουθεί» ο 6<sup>ος</sup> στον οποίο βρίσκεται και ο κόμβος ελέγχου.

Τέλος, μέσω των καμπυλών σεισμικού κινδύνου, εκτιμάται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης των τριών οριακών καταστάσεων που αντιστοιχούν σε πράσινη, κίτρινη και κόκκινη σήμανση και η πιθανότητα υπέρβασής τους. Παρόλο που οι πιθανότητες υπέρβασης των συγκεκριμένων επιπέδων βλαβών είναι μικρές παρατηρείται αύξηση 40%, 50% και 25% για παραμόρφωση 0.75%, 2.0% και 4.0% κατά την Y διεύθυνση σε σχέση με την X.

Πίνακας 7.2: Συγκριτικά αποτελέσματα πιθανοτήτων υπέρβασης επιπέδων βλαβών στα 50 έτη

$\theta_c$	0,75%	2,00%	4,00%	Διεύθυνση
Πιθανότητα υπέρβασης $\theta_c$ στα 50 χρόνια (%)	2,91%	0,33%	0,04%	X
Πιθανότητα υπέρβασης $\theta_c$ στα 50 χρόνια (%)	4,05%	0,50%	0,05%	Y
Αύξηση (%)	39%	49%	24%	

## 8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (3η Έκδοση, 2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Ερμόπουλος Ι. 2005. Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών & Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής. 2η Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
6. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού».
7. EN1991-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»
8. EN1993-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
9. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
10. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
11. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
12. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003
13. ETABS, CSI, Computers and Structures Inc., [www.csiberkeley.com](http://www.csiberkeley.com).
14. Computers and Structures Inc. Technical Knowledgebase., <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Link>
15. SymDeck Designer, The ELASTRON Group, <http://www.elastron.gr/en/home/>