

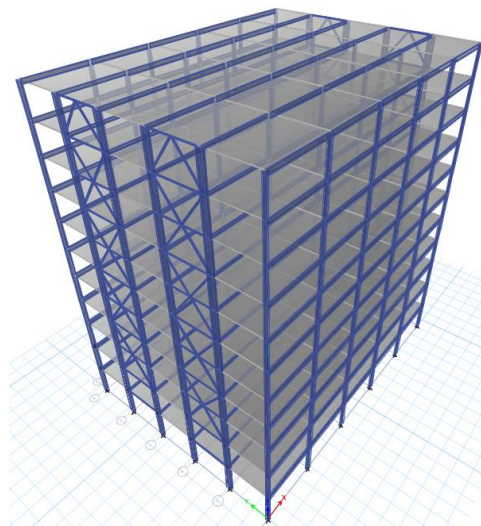


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και Αποτίμηση Τυποποιημένου  
Μεταλλικού 9-ωρόφου Κτιρίου βάσει  
Ευρωκωδίκων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αναστάσιος Φ. Νικολάου

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούνιος 2019

ΕΜΚ ΜΕ 2019/03

Νικολάου Α. Φ. (2019).  
Σχεδιασμός και αποτίμηση τυποποιημένου μεταλλικού 9-ωρόφου κτιρίου βάσει  
Ευρωκωδίκων  
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2019/03  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Nikolaou A. P. (2019).  
Design and assessment of a standardized 9-storey steel building according to Eurocodes  
Post Graduate Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2019/03  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Δομή της εργασίας .....	6
1.2 Συνοπτική περιγραφή φορέα.....	6
1.3 Υλικά κατασκευής.....	9
1.4 Προσομοίωση φορέα .....	9
2 Βάσεις Σχεδιασμού.....	10
2.1 Δράσεις κατασκευής.....	10
2.1.1 Κατακόρυφα Φορτία.....	10
2.1.2 Σεισμική δράση .....	10
2.1.3 Δράση ανέμου .....	11
2.2 Συνδυασμοί Δράσεων .....	17
2.2.1 Συνδυασμοί Οριακής Κατάστασης Αστοχίας .....	17
2.2.2 Συνδυασμοί Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας .....	18
2.3 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας .....	19
2.3.1 Έλεγχοι διατομών .....	19
2.3.2 Έλεγχοι μελών .....	20
2.4 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας .....	20
2.4.1 Έλεγχος περιορισμού βέλους κάμψης δοκών και πλακών.....	20
2.4.2 Έλεγχος περιορισμού οριζόντιων παραμορφώσεων.....	21
2.4.3 Έλεγχος ταλαντώσεως δαπέδου .....	21
2.5 Φαινόμενα δευτέρας τάξης .....	22
3 Διαστασιολόγηση έναντι κατακόρυφων φορτίων .....	23
3.1 Σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων .....	23
3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας.....	23
3.2.1 Προδιαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας .....	23
3.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων διαδοκίδων .....	26
3.3.1 Γενικά .....	26
3.3.2 Πλαστική και ελαστική ανάλυση σύμμικτης διατομής.....	27
3.3.3 Διατμητική Σύνδεση σύμμικτης διατομής .....	28
3.3.4 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας .....	30
3.3.5 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	30
3.3.6 Έλεγχος ακραίας διαδοκίδας ενδιάμεσου ορόφου .....	31
3.4 Διαστασιολόγηση βαρυντικής δοκού .....	32
3.5 Προκαταρκτική διαστασιολόγηση πλαισίων για βαρυντικά φορτία .....	32
4 Διαστασιολόγηση συστημάτων πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBFs).....	35
4.1 Εισαγωγή .....	35
4.2 Διαστασιολόγηση έναντι Σεισμού κατά Y.....	36
4.2.1 Προσομοίωμα και μέθοδος ανάλυσης .....	36
4.2.2 Διαστασιολόγηση με βάση τη σεισμική φόρτιση.....	41
4.2.3 Έλεγχος για ομοιογενή πλάστιμη συμπεριφορά διαγωνίων συνδέσμων .....	48
4.2.4 Ικανοτικός έλεγχος υποστλωμάτων .....	49
4.2.5 Διαστασιολόγηση κεφαλοδοκών .....	52
4.3 Διαστασιολόγηση έναντι ανέμου .....	53

5	Διαστασιολόγηση συστημάτων πλαισίων παραλαβής ροπών (MRFs) έναντι σεισμού και ανέμου.....	57
5.1	Εισαγωγή.....	57
5.2	Διαστασιολόγηση έναντι σεισμού.....	57
5.2.1	Διαστασιολόγηση με βάση τη σεισμική φόρτιση.....	57
5.2.2	Έλεγχος συνθήκης γενικής και τοπικής πλαστιμότητας [§4.4.2.3(4),EN1998].....	61
5.2.3	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων [§6.6.3(1)P,EN1998].....	62
5.2.4	Ικανοτικός έλεγχος δοκών για ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στο άκρο τους [§6.6.2(1),EN1998].....	65
5.2.5	Ικανοτικός έλεγχος δοκών έναντι τέμνουσας [§6.6.2(2),EN1998].....	68
5.2.6	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους [§6.6.3(2),EN1998].....	69
5.3	Διαστασιολόγηση έναντι ανέμου.....	75
6	Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτιρίου έναντι σεισμού.....	77
6.1	Γενικά.....	77
6.2	Μη γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση Y των συστημάτων CBF.....	78
6.2.1	Διαμόρφωση επίπεδου προσομοιώματος.....	78
6.2.2	Ιδιομορφική κατανομή κατά Y.....	80
6.2.3	Ομοιόμορφη ανάλυση κατά Y.....	85
6.2.4	Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κατά Y.....	87
6.3	Μη γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση X των συστημάτων MRF.....	90
6.3.1	Διαμόρφωση επίπεδου προσομοιώματος.....	90
6.3.2	Ιδιομορφική κατανομή κατά X.....	90
6.3.3	Ομοιόμορφη κατανομή κατά X.....	94
6.3.4	Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κατά X.....	95
7	Σχεδιασμός σύνδεσης διαγωνίου στο σύστημα CBF.....	98
8	Συμπεράσματα.....	102
8.1	Σχετικά με τα συστήματα CBF.....	102
8.2	Σχετικά με τα συστήματα MRF.....	103
9	Βιβλιογραφία.....	105

## **Σχεδιασμός και αποτίμηση τυποποιημένου μεταλλικού 9-ωρόφου κτιρίου βάσει Ευρωκωδίκων**

Νικολάου Α. Φ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

### **Περίληψη**

Το αντικείμενο της εργασίας είναι ο σχεδιασμός ενός τυποποιημένου πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με βάση τους Ευρωκωδικούς 3,4 και 8. Η βασική διαφορά της παρούσας μελέτης με μία τυπική διαδικασία διαστασιολόγησης έγκειται στο ότι δεν μας ενδιαφέρει απλώς να παράξουμε τον τελικό φορέα, αλλά να καταγράψουμε επακριβώς τα βήματα, που μας οδήγησαν σε αυτόν. Ο στόχος αυτής της διαδικασίας είναι διττός. Από τη μία πλευρά στοχεύουμε στο να προσφέρουμε στον αναγνώστη ένα χρήσιμο παράδειγμα διαστασιολόγησης ενός πολυώροφου κτιρίου με βάση τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς, στο οποίο θα φαίνεται ξεκάθαρα ο αλγόριθμος της διαστασιολόγησης. Για το λόγο αυτό, δεν θα παρουσιάσουμε απευθείας τον τελικό φορέα με τους απαραίτητους ελέγχους, που επαληθεύουν την ορθότητα του σχεδιασμού, αλλά θα ακολουθήσουμε την αντίστροφη πορεία. Ξεκινώντας από μια τεκμηριωμένη προδιαστασιολόγηση, θα καταλήξουμε με δοκιμές στον τελικό φορέα παραθέτοντας κάθε έλεγχο που οδηγεί σε αλλαγή διατομής ενός δομικού στοιχείου. Από την άλλη πλευρά, στοχεύουμε στη διερεύνηση της εφαρμοσιμότητας του Ευρωκώδικα 8 σε πολυώροφα κτίρια και στην ανάδειξη πιθανών παθογενειών του κανονισμού, που μπορεί να δυσχεραίνουν τη διαδικασία διαστασιολόγησης. Συνεπώς, θα ακολουθήσουμε επακριβώς τους κανόνες σχεδιασμού και τους ελέγχους του EN1998 και όπου αυτοί δεν καλύπτονται από το λογισμικό ανάλυσης (ETABS v15.2.2.), θα κατασκευάσουμε υποπρογράμματα σε MatLab ή Microsoft Excel, που θα πραγματοποιούν τους αντίστοιχους ελέγχους.

Ένας επιπλέον στόχος είναι η διερεύνηση της εφαρμοσιμότητας του EN1998 σε πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σχήματος τύπου Split-X, στα οποία οι διαγώνιοι σύνδεσμοι μορφής X εκτείνονται σε δύο ορόφους. Παρά το ότι τα συγκεκριμένα συστήματα χρησιμοποιούνται ευρέως σε πολυώροφες μεταλλικές κατασκευές, δεν καλύπτονται από τον EN1998. Με αυτό ως δεδομένο θα αντιμετωπίσουμε τα συστήματα αυτά ως κλασσικά συστήματα κεντρικών συνδέσμων μορφής X, με όποιες δυσκολίες και αδιέξοδα αυτό συνεπάγεται.

Ο φορέας που επιλέγεται είναι ένα τυποποιημένο 9-όροφο κτίριο, με δύο διαφορετικά συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίσεων, ένα για κάθε διεύθυνση. Αυτό μας βοηθά τόσο στο να περιγράψουμε ξεκάθαρα τη διαδικασία διαστασιολόγησης, όσο και στο να αποφύγουμε τις στατικές ιδιαιτερότητες ενός πολύπλοκου φορέα, που θα καθιστούσαν θολή την εφαρμογή των διατάξεων του κανονισμού. Αρχικά, το κτίριο θα διαστασιολογηθεί με βάση τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που προκύπτουν από τις δράσεις της κατασκευής και από την εφαρμογή των κατασκευαστικών διατάξεων που προβλέπει ο EN1998. Στο τέλος, θα γίνουν Μη-Γραμμικές Στατικές Αναλύσεις κατά τις δύο διευθύνσεις για να διαπιστωθεί το αν ο σχεδιασμός του φορέα έναντι σεισμού με βάση τις παραπάνω διατάξεις είχε το επιθυμητό αποτέλεσμα.

POST GRADUATE THESIS  
EMK ME 2019/03

**Design and assessment of a standardized 9-storey steel building  
according to Eurocodes**

Nikolaou A. F. (supervised by Vamvatsikos D.)

**Abstract**

The concept of this thesis is the design of a standardized multi-storey steel building according to Eurocodes 3,4 and 8. The main difference between this project and a typical design procedure is that we are not interested only in producing the final structure, but also in recording in detail the steps that led us to the final result. The goal of this procedure is double. On the one hand, we are aiming at offering a useful example of designing a multi-storey building according to the Eurocodes by showing clearly the algorithm of the design procedure. For this reason, we will not present directly the finally designed structure accompanied by the proper checks that verify the correctness of the design procedure, but we will follow the reverse course. Beginning with a documented preliminary design, we will reach the final result by trial and error, presenting every check that results in the change of a frame section. On the other hand, we are aiming at the assessment of the applicability of the Eurocodes in multi-storey buildings and at highlighting possible malfunctions that make difficult the design procedure. Therefore, we will follow in detail the rules and the checks of EN1998 and when these checks cannot be executed by the analysis software (ETABS v15.2.2.), we will make subroutines in MatLab or Microsoft Excel for this purpose.

An additional goal is the assessment of EN1998 in Concentrically Braced Frames with Split-X braces in which the braces of X shape cover two storeys. Despite the fact that this type of braces is widely used in multi-storey buildings, it is not covered by EN1998. As a result, we will design this type of braces as if they were the typical braces of X shape that cover one storey.

The structure that we chose to design is a typical 9-storey building with two different lateral load resisting systems, one for each direction. This helps both in describing clearly the design procedure and in avoiding the specific characteristics of a more complex structure that would make the application of EN1998 specifications more obscure. At first, the building will be designed for the forces and deformations of the applied loads and for EN1998 detailing rules. In the end, we will run Non-Linear Static Analysis in both building directions in order to find out if the structure's design for earthquake load according to the above rules had the desired outcome.

## Ευχαριστίες

Ευχαριστώ την οικογένεια μου και τους φίλους μου και όλους όσους με στήριξαν κατά τη διάρκεια εκπόνησης της μεταπτυχιακής μου εργασίας.

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου Δημήτριο Βαμβάτσικο για την πολύτιμη βοήθεια του και την έγκαιρη ανταπόκριση του κάθε στιγμή που χρειάστηκα την καθοδήγηση του.

# 1 Εισαγωγή

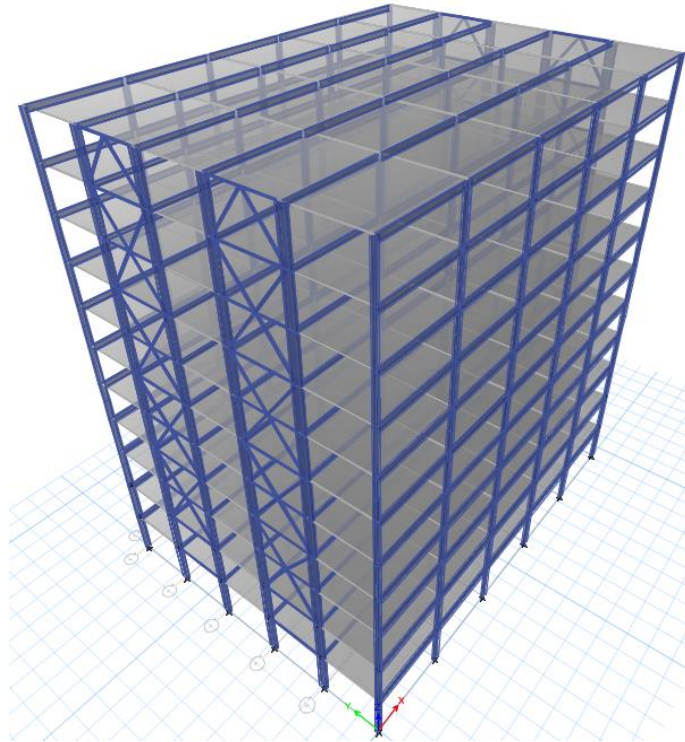
## 1.1 Δομή της εργασίας

Στο κεφάλαιο 1 γίνεται μία σύντομη εισαγωγή στη γεωμετρία του φορέα, τα χρησιμοποιούμενα υλικά και το λογισμικό προσομοίωσης. Στο κεφάλαιο 2, αναφέρονται οι βασικές δράσεις έναντι των οποίων σχεδιάζεται η κατασκευή και οι συνδυασμοί αυτών, ενώ αναφέρονται κι οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Στο κεφάλαιο 3 γίνεται η διαστασιολόγηση του καταστρώματος και των μελών που παραλαμβάνουν τα βαρυντικά φορτία. Στα κεφάλαια 4 και 5 διαστασιολογούνται έναντι σεισμού και ανέμου τα συστήματα Πλαισίων με Κεντρικούς Συνδέσμους Δυσκαμψίας και Πλαισίων Παραλαβής Ροπών αντίστοιχα. Στο κεφάλαιο 6 γίνεται η αποτίμηση του σχεδιασμού μέσω Μη-Γραμμικών Στατικών Αναλύσεων. Στο κεφάλαιο 7 γίνεται ο ενδεικτικός σχεδιασμός μίας σύνδεσης των διαγωνίων συνδέσμων των CBFs με το υποστύλωμα και την κεφαλοδοκό. Τέλος, στο κεφάλαιο 8 παρατίθενται τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τη διαδικασία σχεδιασμού και αποτίμησης.

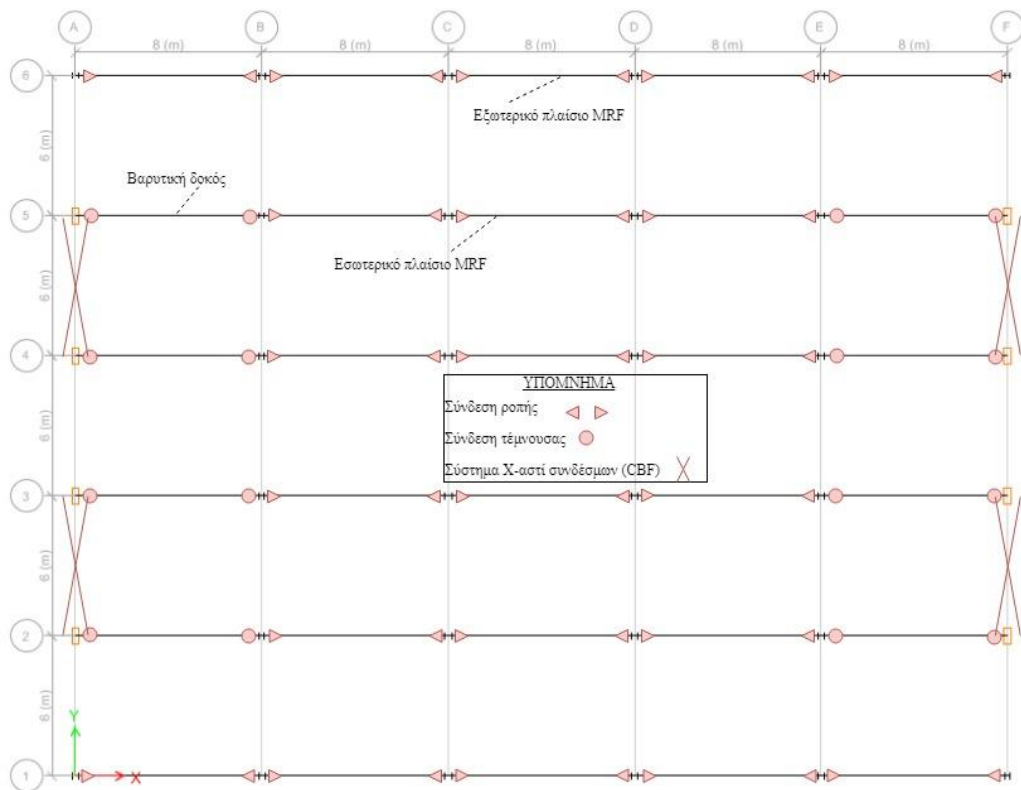
## 1.2 Συνοπτική περιγραφή φορέα

Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένας τυπικός φορέας, που αποτελείται από 9 ορόφους και δύο υπόγεια με σταθερές διαστάσεις περιγράμματος  $40\text{m} \times 30\text{m}$ . Τα δύο υπόγεια και το ισόγειο έχουν ύψος  $4.5\text{m}$ , ενώ οι υπόλοιποι όροφοι  $4\text{m}$ . Κατά τη διεύθυνση που είναι παράλληλη στην μεγάλη πλευρά του κτιρίου (Διεύθυνση X) έχουμε 5 ανοίγματα των  $8\text{m}$  και διατάσσονται πλαίσια ροπής (Moment Resisting Frames: MRFs). Κατά τη διεύθυνση που είναι παράλληλη στην μικρή πλευρά του κτιρίου (Διεύθυνση Y) έχουμε 5 ανοίγματα των  $6\text{m}$  και διατάσσονται στο  $2^\circ$  και  $4^\circ$  άνοιγμα της περιμέτρου συστήματα κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (Concentrically Braced frames: CBFs) μορφής X ανά δύο ορόφους (split-X). Σε κάθε όροφο διαμορφώνεται σύμμικτο δάπεδο με διαδοκίδες, τοποθετημένες κατά τη διεύθυνση Y.

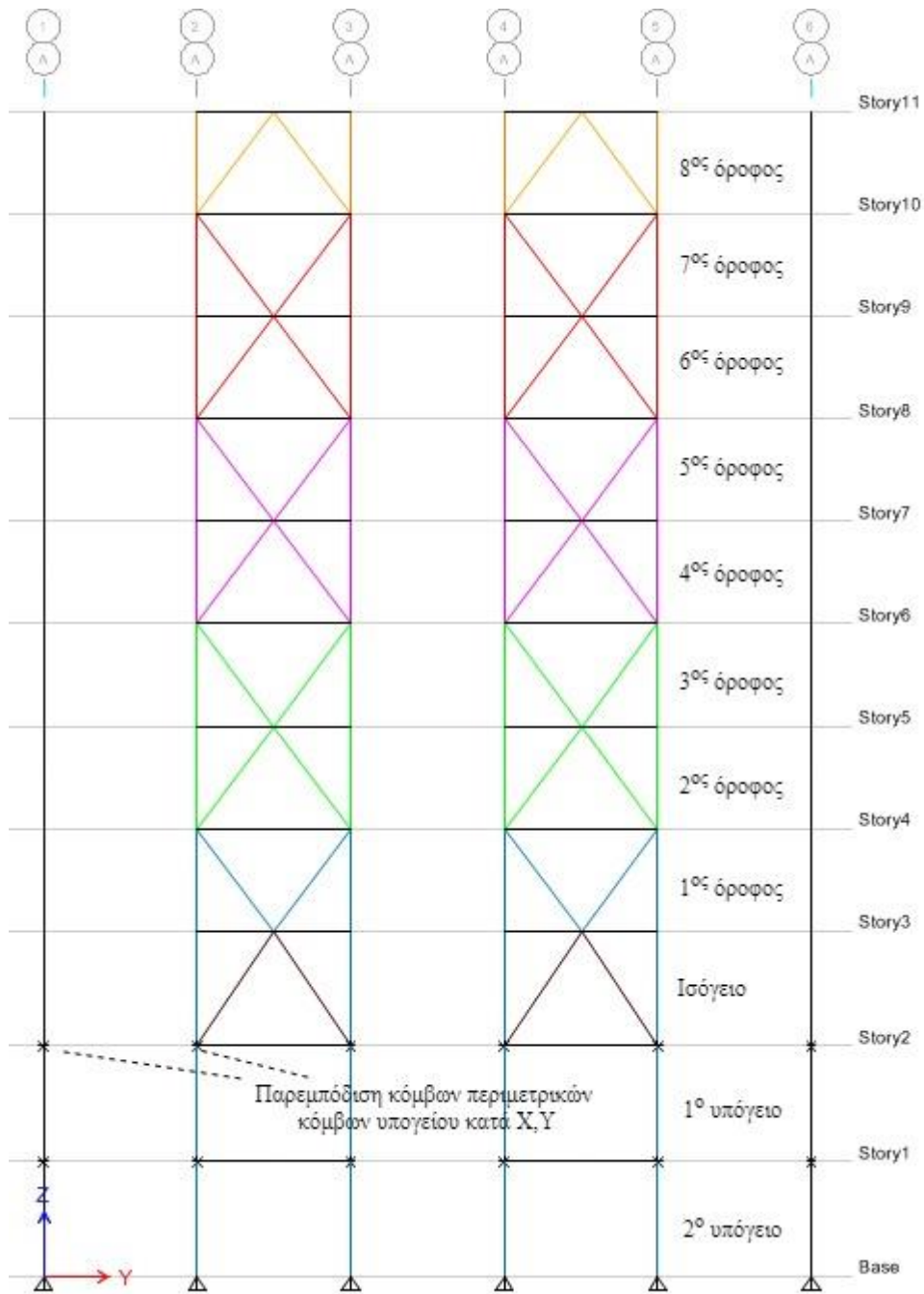




Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου, χωρίς την εμφάνιση των διαδοκίδων για λόγους ευκρίνειας. Η κατά X πλευρά έχει μήκος 40m, ενώ η κατά Y 30m.



Σχήμα 1.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου με εμφάνιση του τύπου των συνδέσεων δοκών υποστυλωμάτων και των συστημάτων ανάληψης οριζόντιων φορτίσεων



Σχήμα 1.3: Όψη πλευράς περιμέτρου κατά τη διεύθυνση Y με αρίθμηση ορόφων και εμφάνιση συνθηκών στήριξης περιμετρικών κόμβων υπογείου

Τα πλαίσια που βρίσκονται στην περίμετρο του κτιρίου διαμορφώνονται παντού με συνδέσεις ροπής, ενώ στα εσωτερικά πλαίσια οι δοκοί που συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος CBF αποφασίζεται να είναι αρθρωτές προκειμένου τα υποστυλώματα αυτά να μη συμμετέχουν και στο σύστημα MRF. Επομένως, οι δοκοί αυτές φέρουν μόνο κατακόρυφα φορτία, χωρίς να συμμετέχουν στην πλαισιακή λειτουργία και στο εξής θα αναφερόμαστε σε αυτές με τον όρο «βαρυντικές δοκοί». Συνεπώς, τα τέσσερα εσωτερικά πλαίσια είναι τριών ανοιγμάτων και τα δύο περιμετρικά πέντε ανοιγμάτων. Με αυτό τον τρόπο αποφεύγουμε μια μεγάλη διαζονική καταπόνηση των υποστυλωμάτων των συστημάτων CBF και πετυχαίνουμε τα δύο συστήματα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων να είναι ανεξάρτητα, δηλαδή οι οριζόντιες δυνάμεις κατά τη διεύθυνση X να

παραλαμβάνονται μόνο από τα συστήματα MRF και οι οριζόντιες δυνάμεις κατά τη διεύθυνση Y να παραλαμβάνονται μόνο από τα συστήματα CBF. Για το λόγο αυτό στα επόμενα κεφάλαια η διαστασιολόγηση των δύο αυτών συστημάτων θα γίνει ξεχωριστά για οριζόντιες φορτίσεις κατά διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα. Η αναλυτική περιγραφή των συστημάτων ανάληψης κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίσεων θα γίνει στα επόμενα κεφάλαια.

### 1.3 Υλικά κατασκευής

Οι ποιότητες των υλικών των δομικών μελών της κατασκευής είναι οι εξής:

- *Δομικός Χάλυβας*: Κατηγορία S355 με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_{yk}=355$  MPa, μέτρο ελαστικότητας  $E=210000$  MPa και ειδικό βάρος  $\gamma=78.5$  kN/m<sup>3</sup>.
- *Σκυρόδεμα σύμμικτου δαπέδου*: Κατηγορία C25/30 με χαρακτηριστική τιμή αντοχής  $f_{ck}=25$  MPa, μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm}=31000$  MPa και ειδικό βάρος  $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup>.
- *Οπλισμός σύμμικτου δαπέδου*: Κατηγορία B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_{syk}=500$  MPa, μέτρο ελαστικότητας  $E=200000$  MPa και ειδικό βάρος  $\gamma=78.5$  kN/m<sup>3</sup>.

### 1.4 Προσομοίωση φορέα

Η προσομοίωση και η ανάλυση του φορέα γίνεται με το λογισμικό ETABS 2015 v15.2.2. Οι δοκοί, οι διαδοκίδες, τα υποστυλώματα και οι διαγώνιοι σύνδεσμοι προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία έξι βαθμών ελευθερίας. Το σύμμικτο δάπεδο προσομοιώνεται με μεμβρανικά στοιχεία, αλλά η διαστασιολόγηση του γίνεται με ξεχωριστό πρόγραμμα, όπως αναφέρεται παρακάτω. Η προσομοίωση του δαπέδου γίνεται για τη μεταφορά των επιφανειακών φορτίων στις διαδοκίδες, τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων διαδοκίδων και κύριων δοκών και τον ορισμό της διαφραγματικής λειτουργίας σε κάθε όροφο. Η διαδοκίδες θα υπάρχουν στο προσομοίωμα μόνο κατά τη διαστασιολόγηση τους και στη συνέχεια θα αφαιρεθούν τοποθετώντας στη θέση τους τις αντίστοιχες αντιδράσεις στήριξης για τις χαρακτηριστικές φορτίσεις. Τα δύο υπόγεια της κατασκευής θα προσομοιωθούν σαν δύο όροφοι των οποίων οι περιμετρικοί κόμβοι θα παρεμποδίζονται κατά X και Y. Αυτό γίνεται για να διερευνήσουμε την επιρροή της συνέχειας του υλικού στα υποστυλώματα του ισογείου.

## 2 Βάσεις Σχεδιασμού

### 2.1 Δράσεις κατασκευής

#### 2.1.1 Κατακόρυφα Φορτία

- *Ιδιο βάρος σύμμικτης πλάκας (σκυρόδεμα+χαλυβδόφυλλο):*  $2.75 \text{ kN/m}^2$  .Το φορτίο αυτό για λόγους απλότητας εισάγεται ως επιφανειακό στα στοιχεία σύμμικτου δαπέδου (deck), τα οποία, επομένως, ορίζονται ως στοιχεία μηδενικού βάρους και μάζας
- *Ιδιο βάρος γραμμικών γραμμικών μελών:* Τα φορτία λόγω ίδιου βάρους των διαδοκίδων, των κυρίων δοκών, των υποστυλωμάτων και των διαγωνίων συνδέσμων υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.
- *Πρόσθετα μόνιμα φορτία επικαλύψεων δαπέδου:*
  - για ενδιάμεσους ορόφους και υπόγειο  $0.70 \text{ kN/m}^2$
  - για το δώμα  $1.00 \text{ kN/m}^2$
- *Πρόσθετο μόνιμο φορτίο περιμετρικών τοίχων:*  $4.00 \text{ kN/m}$ . Το φορτίο αυτό εισάγεται ως γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς των εξωτερικών πλαισίων και στις διαδοκίδες της περιμέτρου.
- *Κινητό φορτίο:*
  - για ενδιάμεσους ορόφους και υπόγειο  $3.80 \text{ kN/m}^2$  (Κατηγορία Β :Γραφεία:  $3.0 \text{ kN/m}^2 +$  κινητά διαχωριστικά  $0.80 \text{ kN/m}^2$ )
  - για το δώμα  $2.00 \text{ kN/m}^2$  (κατηγορία χρήσης Α κατά παραδοχή)
- *Χιόνι:* Το φορτίο χιονιού αμελείται.

#### 2.1.2 Σεισμική δράση

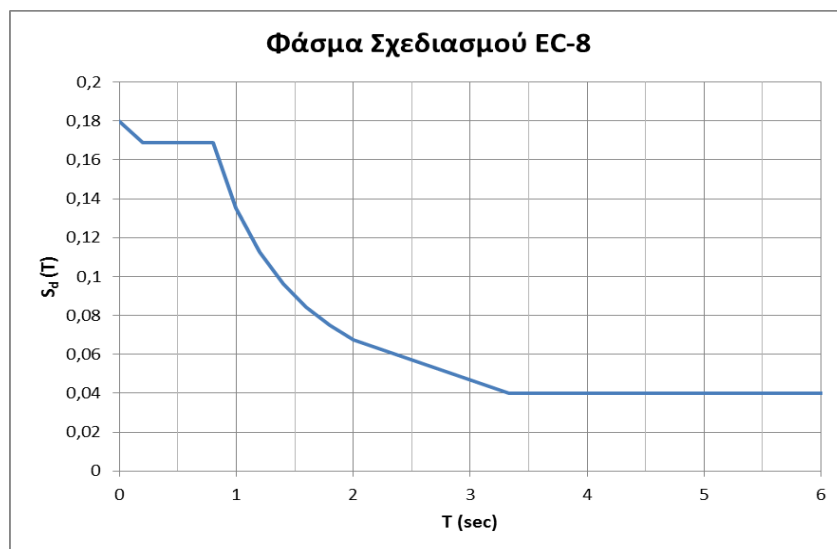
Ως σεισμική δράση ορίζεται η κίνηση του εδάφους που προκαλεί την ταλάντωση των μαζών της κατασκευής με εναλλασσόμενο πρόσημο κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής δόνησης. Στην ταλάντωση αυτή αντιστέκονται τα δομικά στοιχεία της κατασκευής αναπτύσσοντας εσωτερικές δυνάμεις, που μπορούν να οδηγήσουν αυτά σε διαρροή ή αστοχία και την κατασκευή σε απώλεια της στατικής της ισορροπίας. Επομένως, καθοριστικά μεγέθη για τη σεισμική καταπόνηση της κατασκευής είναι οι μέγιστες επιταχύνσεις που μπορούν να αναπτύξουν οι μάζες της κατασκευής, οι οποίες θεωρούνται γενικώς συγκεντρωμένες στο επίπεδο των δαπέδων. Για μονοβάθμιους ταλαντωτές ο προσδιορισμός της επιτάχυνσης τους μπορεί να γίνει μέσω φασμάτων, δηλαδή διαγραμμάτων που δίνουν τη μέγιστη τιμή κάποιου μεγέθους απόκρισης, το οποίο θα αναπτυχθεί σε κάποια δεδομένη σεισμική διέγερση συναρτήσει της ιδιοπεριόδου του συστήματος. Η ίδια διαδικασία μπορεί να ακολουθηθεί και σε πολυβάθμιους ταλαντωτές, αν τους αναλύσουμε σε μονοβάθμια συστήματα μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης και στη συνέχεια επαλληλίσουμε τα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν για κάθε έναν ξεχωριστά. Η διαδικασία αυτή ονομάζεται Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης και με βάση αυτή θα γίνει η διαστασιολόγηση της κατασκευής έναντι σεισμού.

Επειδή, ο σχεδιασμός νέων κτιρίων δεν θα ήταν εύλογο να γίνει για κάθε φάσμα καταγεγραμμένου σεισμού, χρησιμοποιούνται εξομαλυσμένα φάσματα σχεδιασμού, τα οποία καλύπτουν όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών, που μπορούν να πλήξουν

την περιοχή του έργου. Στον Ευρωκώδικα 8, το φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση εξαρτάται από τις παρακάτω παραμέτρους, οι οποίες στο παρόν έργο είναι οι εξής:

- Κατηγορία εδάφους: D
- Επιτάχυνση εδάφους:  $a_g=0.2g$
- Συντελεστής συμπεριφοράς:  $q=4$  για Πλάισια παραλαβής ροπών MRF και Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα CBF. [§6.3.26, Πίνακας 6.2, EN1998]

Στην παρούσα εργασία θα εφαρμοστούν δύο σεισμικές διεγέρσεις: μία κατά τη διεύθυνση X, στην οποία αντιστέκονται τα συστήματα MRF και μία κατά τη διεύθυνση Y, στην οποία θα αντιστέκονται τα συστήματα CBF. Επομένως, το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται και στις δύο διεγέρσεις, είναι κοινό αφού εφαρμόζεται ο ίδιος συντελεστής συμπεριφοράς.



Σχήμα 2.1: Φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για σεισμική διεγέρση κατά τη διεύθυνση X και Y για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4$ , κατηγορία εδάφους D και εδαφική επιτάχυνση  $a_g=0.2g$

### 2.1.3 Δράση ανέμου

Οι δράση του ανέμου σε κτίρια συνίσταται ως πιέσεις που ασκούνται στις εξωτερικές επιφάνειες, αλλά και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες λόγω της πορώδους φύσης των πρώτων. Από τις πιέσεις αυτές προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς τις προσβαλλόμενες επιφάνειες, ενώ στην περίπτωση μεγάλων επιφανειών μπορούν να αναπτυχθούν σημαντικές εφαπτομενικές δυνάμεις τριβής. Σύμφωνα με τον [§3.3., EN1991-1-4], οι δράσεις του ανέμου θα πρέπει να θεωρούνται ως μεταβλητές σταθερές δράσεις. Στην ενότητα αυτή θα προσδιορίσουμε τις εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις της ανεμοφόρτισης της κατασκευής ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία. Για εξοικονόμηση υπολογιστικού χρόνου, θα υπολογιστούν οι πιέσεις μόνο στους κατακόρυφους τοίχους και όχι στη στέγη, διότι οι δεύτερες εξουδετερώνονται από τα βαρυντικά φορτία.

#### 2.1.3.1 Βασική ταχύτητα ανέμου [§4.2, EN1991-1-4]

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου,  $v_{b,0}$ , είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως

γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Θεωρούμε ότι το κτίριο απέχει έως και 10km από την ακτή οπότε  $v_{b,0}=33\text{m/s}$ .

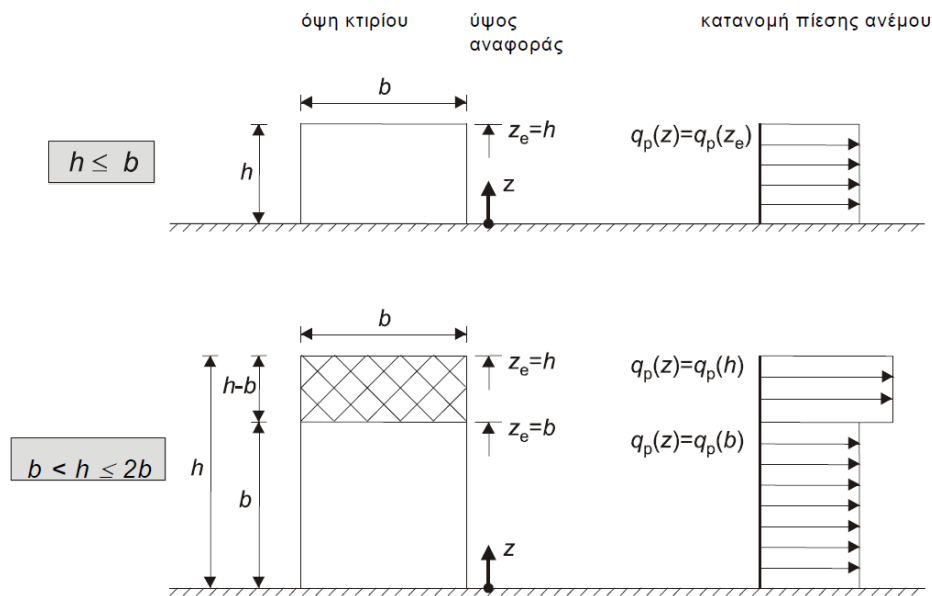
Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται ως:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (2.1)$$

Οι προτεινόμενες τιμές για τους παραπάνω συντελεστές είναι:  $c_{dir}=1.0$  και  $c_{season}=1.0$ . Επομένως  $v_b=33\text{m/s}$ .

### 2.1.3.2 Υπολογισμός υψών αναφοράς [§7.2.2,EN1991-1-4]

Επειδή, όπως θα δούμε, οι ταχύτητα του ανέμου εξαρτάται από το υψόμετρο στο οποίο αναφερόμαστε, ο σχεδιασμός σε άνεμο γίνεται ορίζοντας αρχικά διάφορα ύψη αναφοράς εξωτερικής πίεσης  $z_e$  καθύψος μιας κατακόρυφης επιφάνειας. Το ύψος αναφοράς για τις εσωτερικές πιέσεις  $z_i$  θα λαμβάνεται ίσο με αυτό για τις εξωτερικές και τα μεγέθη του ανέμου, που θα υπολογιστούν παρακάτω θα αναφέρονται και σε εσωτερική και σε εξωτερική πίεση. Για προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης έχουμε τις εξής περιπτώσεις:



Σχήμα 2.2: Ύψος αναφοράς,  $z_e$ , που εξαρτάται από τα  $h$  και  $b$ , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων Υπάρχει και μία τρίτη περίπτωση για  $h > 2b$ , η οποία εν προκειμένω δεν μας ενδιαφέρει.

Τα  $h$  και  $b$  είναι το ύψος του κτιρίου και το πλάτος της προσβαλλόμενης επιφάνειας κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου, ενώ το μήκος της υπήνεμης επιφάνειας παράλληλα στη διεύθυνση του ανέμου συμβολίζεται  $d$ . Τα ύψη αναφοράς για άνεμο κατά  $X$  και  $Y$  είναι:

Πίνακας 2.1: Ύψη αναφοράς  $z_e$  για άνεμο κατά  $X$  και  $Y$

Άνεμος κατά $X$				Άνεμος κατά $Y$			
$b$	30	Περίπτωση: 2	$b \leq h \leq 2b$	$b$	40	Περίπτωση: 1	$h \leq b$
$d$	40	$z_{e1}$	30	$d$	30	$z_{e1}$	36,5
$h$	36,5	$z_{e2}$	36,5	$h$	36,5	$z_{e2}$	0

### 2.1.3.3 Μέσος άνεμος [§4.3,EN1991-1-4]

Από τον Πίνακα 4.1. του αντίστοιχου κεφαλαίου του EC-1, επιλέγουμε κατηγορία τραχύτητας IV, καθώς το κτίριο είναι σε αστική περιοχή, δηλαδή τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια άνω των 15m. Οπότε  $z_0=1.0\text{m}$  και  $z_{\min}=10\text{m}$ . Για κάθε ύψος αναφοράς υπολογίζεται ο συντελεστής τραχύτητας

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r * \ln(z/z_0) && \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) && \text{για } z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (2.2)$$

όπου  $z_{\max}=200\text{m}$  και  $k_r=0.19*(z_0/z_{0,II})^{0.07}=0.19*(1.00\text{m}/0.05\text{m})^{0.07}=0.2343$   
Υπολογίζεται η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_{m(z)}$  για κάθε ύψος αναφοράς:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b, \quad \text{όπου } c_o(z)=1.0 \quad (2.3)$$

### 2.1.3.4 Στροβιλισμός ανέμου [§4.4,EN1991-1-4]

Η ένταση του στροβιλισμού ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού  $\sigma_v$  διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται για κάθε ύψος αναφοράς:

$$\begin{aligned} I_v(z) &= \sigma_v / v_m(z) && \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ I_v(z) &= I_v(z_{\min}) && \text{για } z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Όπου  $\sigma_v=k_r*v_b*k_l=0.2343*33\text{m/s}*1.0=7.7\text{m/s}$

### 2.1.3.5 Πίεση ταχύτητας αιχμής [§4.5,EN1991-1-4]

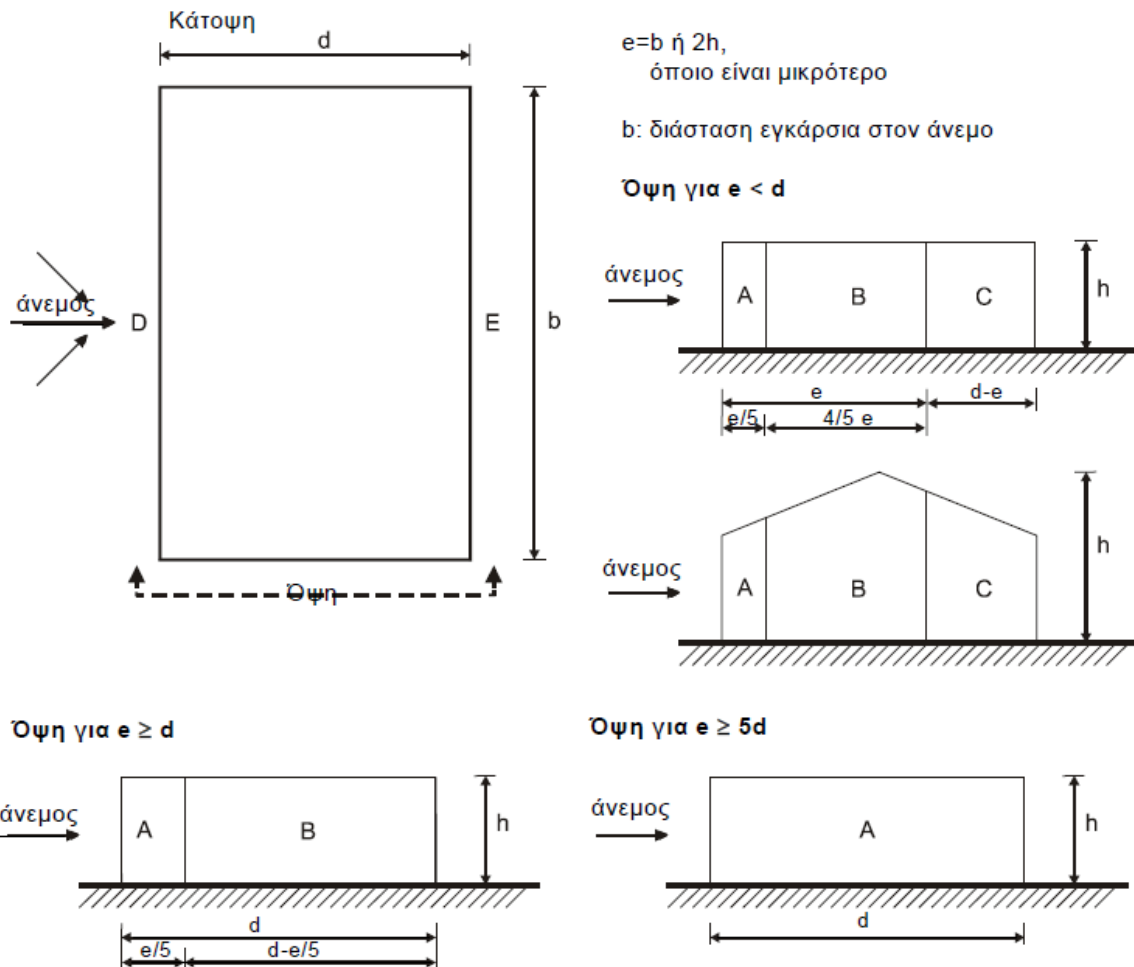
Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  προσδιορίζεται για κάθε ύψος αναφοράς ως:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0.5 * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad (2.5)$$

Όπου  $\rho=1.25\text{kg/m}^3$  και η βασική πίεση  $q_b=0.5*\rho*v_b^2=0.5*1.25*33^2=680.6\text{ Pa}$

### 2.1.3.6 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων [§7.2.2,EN1991-1-4]

Η κατανομή της εξωτερικής πίεσης στους προσήνεμους και τους υπήνεμους τοίχους ενός κτιρίου γίνεται με το χωρισμό των επιφανειών αυτών σε ζώνες, σε κάθε μία από τις οποίες αντιστοιχεί ένας συντελεστής εξωτερικής πίεσης. Για επιφάνειες άνω των  $10\text{m}^2$ , όπως και εν προκειμένω, είναι  $c_{pe}=c_{pe,10}$



Σχήμα 2.3: Ζώνες εξωτερικής πίεσης σε προσήνεμους (D) και υπήνεμους (A,B,C,E) τοίχους

Πίνακας 2.2: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης [§7.2.2, Πίνακας 7.1, EN1991-1-4]

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	c <sub>pe,10</sub>	c <sub>pe,1</sub>	c <sub>pe,10</sub>	c <sub>pe,1</sub>	c <sub>pe,10</sub>	c <sub>pe,1</sub>	c <sub>pe,10</sub>	c <sub>pe,1</sub>	c <sub>pe,10</sub>	c <sub>pe,1</sub>
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	
0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	

Για άνεμο κατά X, έχουμε:

$e = \min\{ b; 2h \} = \min\{ 30; 2 * 36.5 \} = 30\text{m}$  και  $e < d = 40\text{m}$ , άρα τρεις ζώνες A,B,C

Για άνεμο κατά Y έχουμε  $e = \min\{ b; 2h \} = \min\{ 40; 2 * 36.5 \} = 40\text{m}$  και  $d < e < 5d \Leftrightarrow 30 < 40 < 150$ , έχουμε δύο ζώνες A,B.

### 2.1.3.7 Εσωτερική πίεση [§7.2.9, EN1991-1-4]

Η πλευρά ενός κτιρίου θα πρέπει να θεωρείται δεσπόζουσα όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου. Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  θα προσδιορίζεται συναρτήσει του λόγου  $h/d$  και του ποσοστού ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου. Όπου δεν μπορεί να

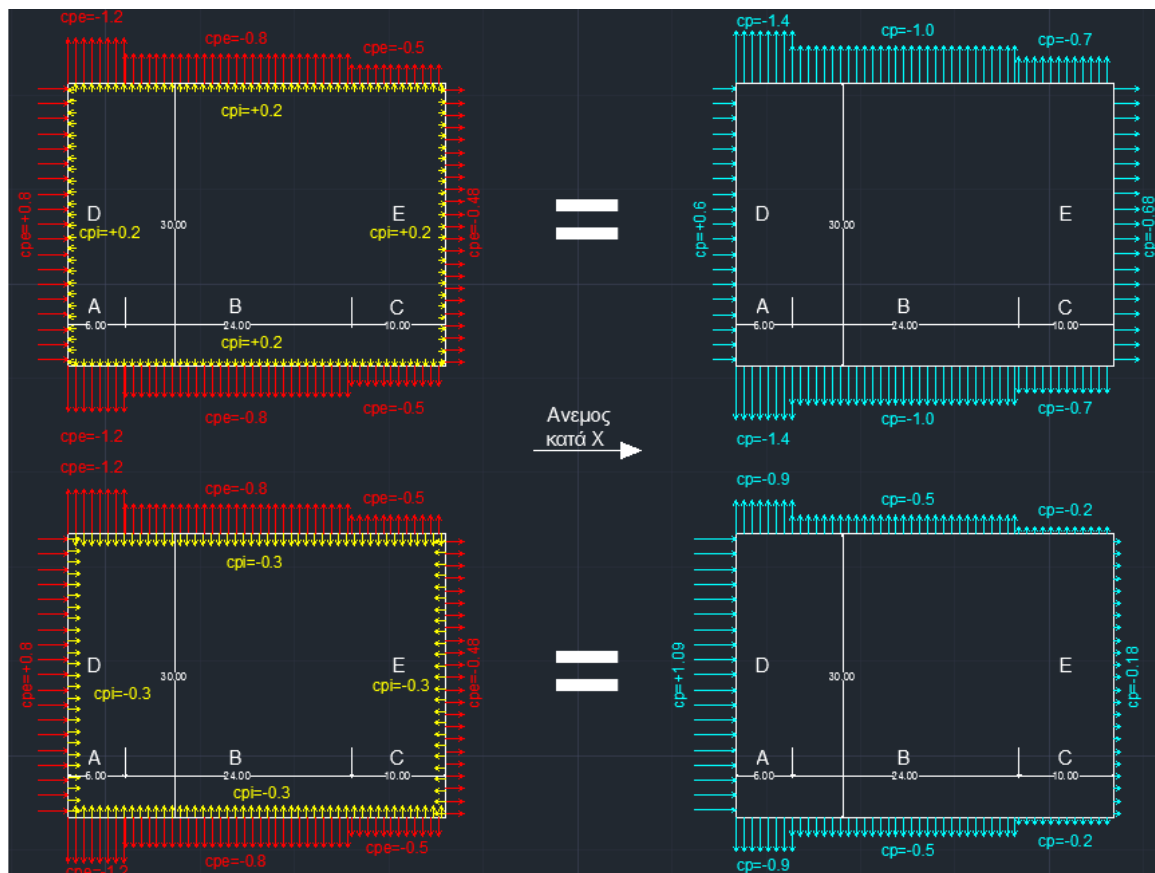


εκτιμηθεί το  $\mu$ , όπως και στην παρούσα μελέτη, τότε το  $c_{pi}$  θα λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0.2 και -0.3.

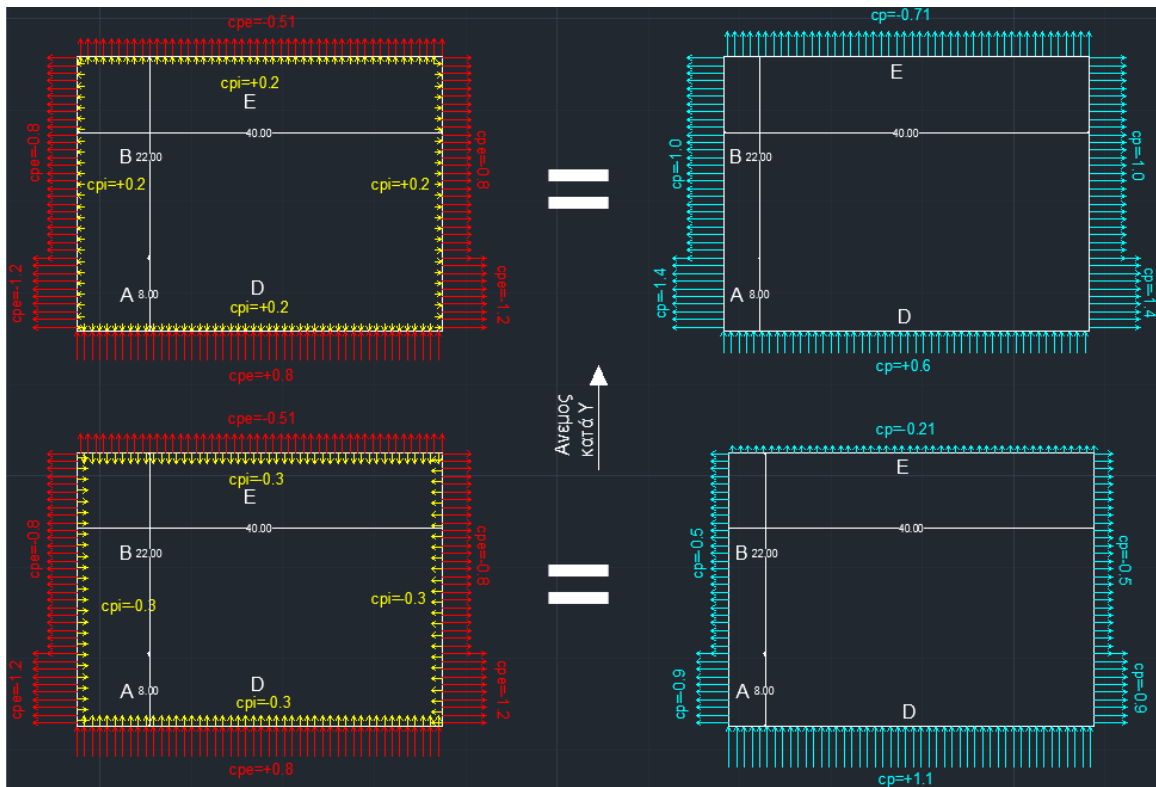
### 2.1.3.8 Τελικές πιέσεις και δυνάμεις [§5.2,EN1991-1-4]

Οι τελικές πιέσεις σε κάθε ζώνη κατακόρυφης επιφάνειας του κτιρίου υπολογίζονται ως η διαφορά μεταξύ της εξωτερικής και εσωτερικής λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους:

$$w = w_e + w_i = q_p(z_i) * c_{pi} + q_p(z_e) * c_{pe} = q_p(z_i = z_e) * (c_{pi} + c_{pe}) = q_p(z) * c_p \quad (2.6)$$



Σχήμα 2.4: Άνεμος κατά Χ: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  και εσωτερικής πίεσης για  $c_{pi}=+0.2$  και  $c_{pi}=-0.3$  (αριστερά) και οι τελικοί συντελεστές πίεσης  $c_p$  στους κατακόρυφους τοίχους για κάθε περίπτωση (δεξιά). Δυσμενέστερη η περίπτωση για  $c_{pi}=+0.2$



Σχήμα 2.5: Άνεμος κατά Y: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  και εσωτερικής πίεσης για  $c_{pi}=+0.2$  και  $c_{pi}=-0.3$  (αριστερά) και οι τελικοί συντελεστές πίεσης  $c_p$  στους κατακόρυφους τοίχους για κάθε περίπτωση (δεξιά). Δυσμενέστερη η περίπτωση για  $c_{pi}=+0.2$

Οι τελικοί συντελεστές πίεσης  $c_p = c_{pi} + c_{pe}$  για άνεμο κατά X και Y υπολογίστηκαν για  $c_{pi} = +0.2$  και  $c_{pi} = -0.3$ , όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα. Και στις δύο περιπτώσεις η καταπόνηση των συστημάτων που παραλαμβάνουν την αντίστοιχη οριζόντια φόρτιση κατά τη διεύθυνση του ανέμου είναι ίδια, διότι λόγω του διαφράγματος το άθροισμα της πίεσης στις ζώνες D και E είναι το ίδιο. Επομένως, δυσμενέστερη θεωρείται η περίπτωση που καταπονεί περισσότερο τις ζώνες A,B,C, δηλαδή η περίπτωση για  $c_{pi}=+0.2$ , για την οποία υπολογίζονται κι οι τελικές πιέσεις.

Πίνακας 2.3: Τελικές πιέσεις  $w$  στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi}=+0.2$  σε kPa

Τελικές Πιέσεις $w$ στους κατακόρυφους τοίχους (kPa)						
Ύψος	$q_p(z)$	Ζώνη				
		A	B	C	D	E
Άνεμος κατά X						
$z \leq z_{e1}$	1,32	-1,85	-1,32	-0,93	0,78	-0,89
$z_{e1} \leq z \leq z_{e2}$	1,42	-1,99	-1,42	-1,00	0,84	-0,96
Άνεμος κατά Y						
$z \leq z_{e1}$	1,42	-1,99	-1,42		0,85	-1,01

Οι δυνάμεις στις ζώνες των κατακόρυφων τοίχων υπολογίζονται ως:

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z) * A_{ref} \quad (2.7)$$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής  $c_{scd}$  για πλαίσια κτίρια με τοιχοποιία τα οποία έχουν  $h < 100m$  και  $h \leq 4d$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1. Για άνεμο κατά X και Y έχουμε  $h = 36 < 4 \cdot 30 = 120$  και  $h = 40 < 4 \cdot 40 = 160$ , άρα και για τις δύο περιπτώσεις  $c_{scd} = 1$ .  $A_{ref}$  είναι το εμβαδό της αντίστοιχης ζώνης.

### 2.1.3.9 Εισαγωγή ανέμου στο ETABS

Οι ανεμοπιέσεις στο ETABS ασκούνται πάνω σε επιφάνειες μηδενικής διατομής (cladding), που δημιουργούνται αυτόματα μεταξύ των διαφραγμάτων και διακριτοποιούνται με τρόπο ώστε να δημιουργηθούν οι ζώνες, που υπολογίστηκαν προηγουμένως. Στη συνέχεια, στις επιφάνειες που απαρτίζουν κάθε ζώνη εισάγεται ο τελικός συντελεστής πίεσης  $c_p$  της ζώνης με το πρόσημο του.

## 2.2 Συνδυασμοί Δράσεων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0, ο έλεγχος της κατασκευής γίνεται για καταστάσεις σχεδιασμού που αφορούν: [Ερμόπουλος, 2005]

- Καταστάσεις διάρκειας: κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις: παροδικές συνθήκες, π.χ. φάση κατασκευής.
- Τυχηματικές καταστάσεις: εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη.
- Καταστάσεις σεισμού: συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης.

### 2.2.1 Συνδυασμοί Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

*Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{ULS.a.})$$

- $Q_{k,1}$ : χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$ : χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων
- $\gamma_{G,j}$ : 1.35 για δυσμενείς ή 1.00 για ευμενείς μόνιμες δράσεις
- $\gamma_{Q,i}$ : 1.50 για δυσμενείς ή 0.00 για ευμενείς μεταβλητές δράσεις
- $\psi_{0,i}$ : 0.7 για φορτία σε γραφεία και 0.6 για φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1990/Προσάρτημα A/Πίνακας A1.1)

Επειδή το κτίριο είναι συμμετρικό ως προς τους καθολικούς άξονες X και Y, οι οριζόντιες φορτίσεις Ανέμου ή Σεισμού προκαλούν την ίδια καταπόνηση στο φορέα, είτε έχουν θετική είτε έχουν αρνητική φορά. Επομένως, ο αντίστοιχος συνδυασμός θα συμπεριλαμβάνει και τις δύο περιπτώσεις οριζόντιας φόρτισης.

*Καταστάσεις Σεισμού*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{ULS.b.})$$

- $A_{Ed}$ : η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

- $\psi_{2,i}$ : 0.3 για φορτία σε γραφεία και 0.0 για φορτία ανέμου σε κτίρια [Πίνακας 4.1, ΕΑΚ2000]

Πίνακας 2.4: Συνδυασμοί Ο.Κ.Α. για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

Συνδυασμός	$G_{IB}+G_{\text{προσ.μον.}}$	Κινητό C3	Άνεμος X	Άνεμος Y
ULS.a.1	Δυσμενή	Ευμενές	Ευμενές	Ευμενές
	1,35	0	0	0
ULS.a.2	Δυσμενή	$Q_{k,1}$	Ευμενές	Ευμενές
	1,35	1,5	0	0
ULS.a.3	Δυσμενή	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	Ευμενές
	1,35	1,5	$\pm 0,9$	0
ULS.a.4	Δυσμενή	$Q_{k,1}$	Ευμενές	$Q_{k,2}$
	1,35	1,5	0	$\pm 0,9$
ULS.a.5	Δυσμενή	$Q_{k,2}$	$Q_{k,1}$	Ευμενές
	1,35	1,05	$\pm 1,5$	0
ULS.a.6	Δυσμενή	$Q_{k,2}$	Ευμενές	$Q_{k,1}$
	1,35	1,05	0	$\pm 1,5$
ULS.a.7	Δυσμενή	Ευμενές	$Q_{k,1}$	Ευμενές
	1,35	0	$\pm 1,5$	0
ULS.a.8	Δυσμενή	Ευμενές	Ευμενές	$Q_{k,1}$
	1,35	0	0	$\pm 1,5$
ULS.a.9	Ευμενή	Ευμενές	$Q_{k,1}$	Ευμενές
	1,00	0	$\pm 1,5$	0
ULS.a.10	Ευμενή	Ευμενές	Ευμενές	$Q_{k,1}$
	1,00	0	0	$\pm 1,5$

Πίνακας 2.5: Συνδυασμοί Ο.Κ.Α. για καταστάσεις σεισμού

Συνδυασμός	$G_{IB}+G_{\text{προσ.μον.}}$	Κινητό C3	Σεισμός X	Σεισμός Y
ULS.b.1	1,00	0,30	1,00	0,30
ULS.b.2	1,00	0,30	0,30	1,00

## 2.2.2 Συνδυασμοί Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

Χαρακτηριστικός Συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{SLS.a.})$$

## Ημιμόνιμος Συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{SLS.b.})$$

Πίνακας 2.6: Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί Ο.Κ.Α.

Συνδυασμός	G <sub>IB</sub> +G <sub>προς.μον.</sub>	Κινητό C3	Άνεμος X	Άνεμος Y
SLS.a.1	1,00	1,00	0,00	0,00
SLS.a.2	1,00	1,00	±0,60	0,00
SLS.a.3	1,00	1,00	0,00	±0,60
SLS.a.4	1,00	0,70	±1,00	0,00
SLS.a.5	1,00	0,70	0,00	±1,00

Πίνακας 2.7: Ημιμόνιμοι συνδυασμοί Ο.Κ.Α.

Συνδυασμός	G <sub>IB</sub> +G <sub>προς.μον.</sub>	Κινητό C3	Άνεμος X	Άνεμος Y
SLS.b.1	1,00	0,30	0,00	0,00

## 2.3 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας

Στην ενότητα αυτή παρατίθενται οι βασικές ανισώσεις, που περιγράφουν τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και οι σχέσεις από τις οποίες υπολογίζονται οι αντιστάσεις των διατομών και των δομικών μελών από δομικό χάλυβα και μόνο, όπως αυτές γράφονται στον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1). Οι παράμετροι, που υπεισέρχονται στις παρακάτω σχέσεις δεν θα παρατεθούν και ο αναγνώστης καλείται να ανατρέξει στις αντίστοιχες παραγράφους του EC-3, ενώ η αρίθμηση των σχέσεων γίνεται με βάση τα κεφαλαία της παρούσας εργασίας και δεν ακολουθεί αυτή του EC-3. Τέλος, επειδή στην εργασία χρησιμοποιούνται μόνο διατομές κατηγορίας 1 παρατίθενται μόνο οι σχέσεις που αντιστοιχούν στη συγκεκριμένη κατηγορία.

### 2.3.1 Έλεγχοι διατομών

*Εφελκυσμός*

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \min\{ N_{pl,Rd}; N_{u,Rd} \} = \min\left\{ \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,9 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}} \right\} \quad (2.8)$$

*Ροπή κάμψης*

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0} \quad (2.9)$$

*Πλαστική αντοχή έναντι τέμνουσας*

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v * (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad (2.10)$$

*Κάμψη και αξονική δύναμη- Διατομές διπλής συμμετρίας I και H*

$$M_{y,Ed} \leq M_{N,y,Rd} = \min \{ M_{pl,y,Rd} * (1-n)/(1-0.5*a); M_{pl,y,Rd} \} \quad (2.11)$$

$$M_{z,Ed} \leq M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} * \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right], \text{ για } n > a \quad (2.12)$$

*Κάμψη και αξονική δύναμη- Κοίλες ορθογωνικές διατομές*

$$M_{y,Ed} \leq M_{N,y,Rd} = \min \{ M_{pl,y,Rd} * (1-n)/(1-0.5*a_w); M_{pl,y,Rd} \} \quad (2.13)$$

$$M_{z,Ed} \leq M_{N,z,Rd} = \min \{ M_{pl,z,Rd} * (1-n)/(1-0.5*a_f); M_{pl,z,Rd} \} \quad (2.14)$$

*Διαξονική κάμψη και αξονική*

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (2.15)$$

I και H διατομές:  $\alpha=2$ ,  $\beta=\max\{5*n; 1\}$

Κοίλες διατομές:  $\alpha=2$   $\beta=2$

### 2.3.2 Έλεγχοι μελών

*Αντοχή μελών σταθερής διατομής έναντι καμπτικού λυγισμού*

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi * f_y * A / \gamma_{M1} \quad (2.16)$$

*Αντοχή μελών σταθερής διατομής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού*

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} * f_y * W_y / \gamma_{M1} \quad (2.17)$$

*Αντοχή μελών σταθερής διατομής υπό κάμψη και θλίψη*

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (2.18)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (2.19)$$

## 2.4 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας

### 2.4.1 Έλεγχος περιορισμού βέλους κάμψης δοκών και πλακών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0, τα οριζόντια καμπτόμενα μέλη υπόκεινται στους εξής περιορισμούς σε ότι αφορά στα βέλη κάμψης, που μπορούν να αναπτύξουν:

- $w_1$ : Αρχικό τμήμα τους βέλους υπό τα μόνιμα φορτία: 1.0G
- $w_2$ : Μακροχρόνιο τμήμα βέλους υπό τα μόνιμα φορτία. Δεν λαμβάνεται υπόψη.
- $w_3$ : Επιπρόσθετο τμήμα τους βέλους υπό τα κινητά φορτία: 1.0Q
- $w_{tot}$ : Συνολικό βέλος ως άθροισμα των  $w_1, w_2, w_3$
- $w_{max}$ : Υπολοιπόμενο βέλος κάμψης λαμβάνοντας υπόψη το πιθανό αντιβέλος  $w_c$ .



Σχήμα 2.6: Σχήμα A1.1 παραρτήματος A1.4. EN1990 για τον έλεγχο περιορισμού κατακόρυφων παραμορφώσεων

## 2.4.2 Έλεγχος περιορισμού οριζόντιων παραμορφώσεων

Ο έλεγχος των οριζόντιων παραμορφώσεων συνίσταται στον περιορισμό της σχετικής παραμόρφωσης κάθε ορόφου. Σύμφωνα με την [§4.4.3.2, EN1998], για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, η σχετική παραμόρφωση  $d_r$  κάθε ορόφου πρέπει να ικανοποιεί την εξής συνθήκη:

$$d_r * v \leq 0.010 * h \Leftrightarrow \frac{d_r}{h} \leq \frac{0.010}{v} \Leftrightarrow \text{drift} \leq \frac{0.010}{v} \quad (2.20)$$

Σε σεισμική φόρτιση, ο παραπάνω έλεγχος δεν γίνεται για τη σεισμική δράση σχεδιασμού με την οποία γίνεται ο έλεγχος σε Ο.Κ.Α., αλλά με μία συχνότερη. Επομένως:

- $d_r$ : η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού ορόφου για το σεισμικό συνδυασμό  $G+\psi_2Q+E$
- $v$ : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης, που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Για κτίριο σπουδαιότητας ΙΙΙ είναι  $v=0.5$

Σε ανεμοφόρτιση ο παραπάνω έλεγχος γίνεται για το χαρακτηριστικούς συνδυασμούς SLS.a., χωρίς προφανώς την εφαρμογή του  $v$ , δηλαδή  $\text{drift} \leq 0.010$ .

## 2.4.3 Έλεγχος ταλαντώσεως δαπέδου

Η σύμμικτη πλάκα, οι διαδοκίδες και οι κύριες δοκοί, που φέρουν τις διαδοκίδες, θα ελεγχθούν για τον περιορισμό της ταλάντωσης του δαπέδου. Συγκεκριμένα, για κάθε ένα από τα παραπάνω υπολογίζεται η πρώτη συχνότητα ταλάντωσης, η οποία για αμφιέριστες δοκούς δίνεται από τη σχέση:

$$f1 = \frac{1}{2\pi} * \left( \frac{1.571}{L} \right)^2 * \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (2.21)$$

- $\mu$ : Η κατανομημένη μάζα που φέρει το στοιχείο υπό τον ημιμόνιμο συνδυασμό SLS.b.
- $L$ : το θεωρητικό μήκος του στοιχείου

## 2.5 Φαινόμενα δευτέρας τάξης

Σύμφωνα με την [§4.4.2.2, EN1998], τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης (P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους η συνθήκη:

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} = \frac{P_{tot} * drift}{V_{tot}} \leq 0.1 \quad (2.22)$$

- $P_{tot}$ : το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- $V_{tot}$ : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

Εάν  $0.1 \leq \theta \leq 0.2$  τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης μπορούν να λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1-\theta)$ . Ωστόσο, δεν πρέπει  $\theta > 0.3$

Επειδή το ETABS δεν μπορεί να υπολογίσει αυτόματα τα  $\theta$ , αυτά υπολογίζονται μέσω προγράμματος στο MATLAB, το οποίο λαμβάνει σαν δεδομένα τα  $P_{tot}$ ,  $V_{tot}$  και τα *drift* κάθε ορόφου. Προσοχή πρέπει να δοθεί στο ότι στο ETABS δεν υπολογίζονται οι μετακινήσεις σχεδιασμού για το σεισμό, αλλά οι μετακινήσεις για το σημείο θεωρητικής διαρροής. Επομένως, τα αποτελέσματα των μετακινήσεων και τα *drift* πρέπει να πολλαπλασιαστούν με το  $q=4$ .



## 3 Διαστασιολόγηση έναντι κατακόρυφων φορτίων

### 3.1 Σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η διαστασιολόγηση του συστήματος ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Τα κατακόρυφα φορτία κάθε ορόφου μεταφέρονται από το συμμεκτό δάπεδο στις διαδοκίδες, οι οποίες είναι τοποθετημένες κατά τη διεύθυνση Y και στηρίζονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς των πλαισίων ροπής ή στις βαρυτικές δοκούς. Η συμμεκτική πλάκα κάμπτεται κατά τη διεύθυνση που είναι κάθετη στις διαδοκίδες (επίπεδο XZ), επομένως τοποθετείται με τρόπο ώστε οι αυλακώσεις της να είναι κάθετες στις διαδοκίδες. Οι διαδοκίδες τοποθετούνται ανά 2m.

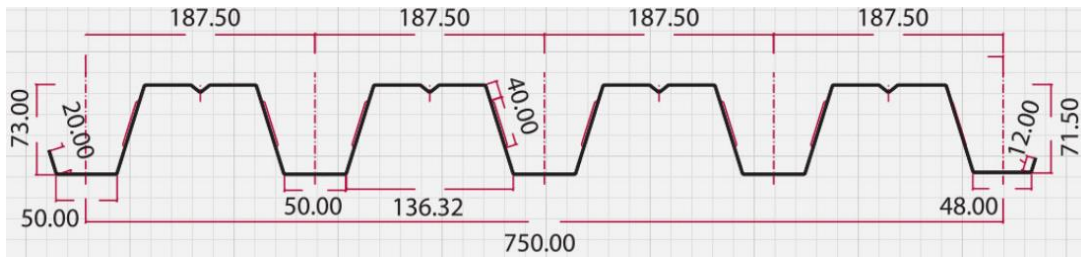
### 3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα και χαλυβδόφυλλο, το οποίο έχει τόσο το ρόλο της ανάληψης των εφελκυστικών τάσεων κατά τη σύμμικτη λειτουργία της πλάκας, όσο και του μεταλλότυπου για τη σκυροδέτηση κατά τη φάση κατασκευής. Επομένως, ο σχεδιασμός της πλάκας θα γίνει για τη φάση κατασκευής, όπου το χαλυβδόφυλλο φέρει το ίδιο βάρος του και το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος και για τη φάση λειτουργίας, όπου η σύμμικτη δράση των δύο υλικών παραλαμβάνει τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία.

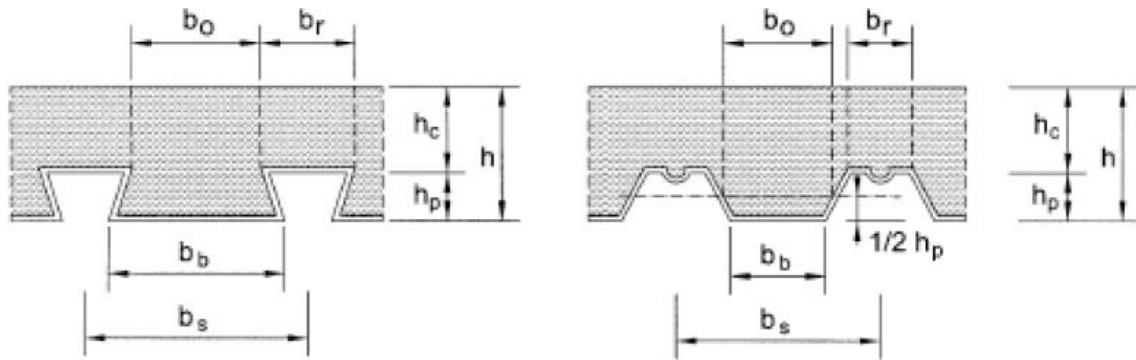
Στην παρούσα εργασία επιλέγεται χαλυβδόφυλλο τύπου SymDeck 73 της ΕΛΑΣΤΡΟΝ, το οποίο έχει ύψος  $h_p=73\text{mm}$ , κατασκευάζεται από χάλυβα ποιότητας S320 και διατίθεται σε πάχη  $t=0.75\sim 1.25\text{mm}$ . Σε πρώτη φάση γίνεται μια πρώτη εκτίμηση των υπόλοιπων παραμέτρων της πλάκας μέσω των πινάκων σχεδιασμού της ΕΛΑΣΤΡΟΝ και στη συνέχεια γίνεται η επίλυση της σύμμικτης πλάκας σαν συνεχή δοκό πέντε ανοιγμάτων και ο έλεγχος της σε φάση κατασκευής, λειτουργίας και πυραντοχής μέσω του λογισμικού SymDeck Designer, που αναπτύχθηκε και διανέμεται δωρεάν μέσω διαδικτύου από την παραπάνω εταιρία.

#### 3.2.1 Προδιαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Για την επιλογή του πάχους του χαλυβδόφυλλου, του ύψους του σκυροδέματος πάνω από αυτό, αλλά και του οπλισμού χρησιμοποιούνται οι πίνακες σχεδιασμού της ΕΛΑΣΤΡΟΝ για τη δεδομένη σειρά χαλυβδόφυλλων. Συγκεκριμένα, για δεδομένο στατικό σύστημα, πάχος χαλυβδόφυλλου  $t$ , ποιότητας σκυροδέματος C20/25 και ολικό ύψος πλάκας  $h$ , προσδιορίζονται η μέγιστη χαρακτηριστική τιμή ωφέλιμου φορτίου  $Q_k$  που μπορεί να φέρει η πλάκα και το αν αυτή θα χρειαστεί υποστύλωση κατά τη φάση κατασκευής. Επιλέγεται αρχικά πάχος χαλυβδόφυλλου  $t=0.75\text{mm}$ , οπότε για συνεχή δοκό τριών ανοιγμάτων καταλήγουμε στον πίνακα που ακολουθεί, από τον οποίο προκύπτει ότι για μήκος ανοιγμάτων 2m και  $h=0.13\text{m}$ , η πλάκα μπορεί να φέρει  $Q_k=7.98\text{kN/m}$  και ότι δεν απαιτείται υποστύλωση στη φάση κατασκευής. Αυτή η χαρακτηριστική τιμή ωφέλιμου φορτίου είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή που καλείται να παραλάβει η πλάκα ( $3.8\text{kN/m}$ ) και αν αναλογιστούμε ότι η ποιότητα σκυροδέματος της κατασκευής είναι C25/30 καταλήγουμε στο ότι η πλάκα που επιλέχθηκε θα επαρκεί.



Σχήμα 3.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου σειράς SymDeck 73 της ΕΛΑΣΤΡΟΝ



Σχήμα 3.2: Συμβολισμοί γεωμετρικών χαρακτηριστικών συμμίκτων πλακών

Πίνακας 3.1: Πίνακας σχεδιασμού χαλυβδόφυλλων τύπου SymDeck 73 για πάχος  $t=0.75\text{mm}$ , ποιότητα σκυροδέματος C20/25 και συνεχή δοκό τριών ανοιγμάτων



Πάχος χαλυβδόφυλλου:  $t=0.75\text{mm}$   
 Σκυρόδεμα: C20/25  
 Χάλυβας οπλισμού: B500C

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών					
$h_c$ (m)	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17
Οπλισμός διάμετρος/απόσταση (mm)	ø8/200	ø8/200	ø8/150	ø8/150	ø10/200

Πάχος Πλάκας	Άνοιγμα L (m)													
	$h_c$ (m)	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00
0.13	23.53	18.52	14.95	10.95	7.98	5.94	4.48	3.39	2.56	1.92	1.40	0.98	0.64	
0.14	25.29	19.75	16.06	12.20	8.90	6.63	5.00	3.78	2.86	2.14	1.56	1.10	0.71	
0.15	26.93	20.95	17.11	13.42	9.81	7.31	5.51	4.17	3.15	2.36	1.72	1.21	0.79	
0.16	28.44	22.05	18.10	14.70	10.72	7.99	6.02	4.56	3.45	2.58	1.89	1.33	0.87	
0.17	29.82	23.20	19.05	15.75	11.64	8.67	6.54	4.95	3.75	2.80	2.05	1.44	0.94	
0.18	31.18	24.35	19.95	16.65	12.55	9.35	7.05	5.34	4.04	3.02	2.21	1.56	1.02	
0.19	32.82	25.60	20.75	17.35	13.47	10.03	7.56	5.73	4.34	3.24	2.37	1.67	1.09	
0.20	34.22	26.73	21.60	18.05	14.37	10.71	8.08	6.12	4.59	3.47	2.54	1.79	1.17	

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου ( $\text{kN/m}^2$ )

☐ Απαιτείται μια ενδιάμεση υποστήλωση

Επιπλέον, από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει ότι για ολικό ύψος πλάκας  $h=0.13\text{m}$  ο απαιτούμενος οπλισμός ανά διεύθυνση είναι  $\text{Ø}8/200$ , δηλαδή  $251.3\text{mm}^2/\text{m}$ . Σύμφωνα, με

τις §9.2.1(4), §9.2.1(5) του EC-4 ο ελάχιστος οπλισμός και για τις δύο διευθύνσεις είναι  $80\text{mm}^2/\text{m}$  και η μέγιστη απόσταση μεταξύ δύο ράβδων  $\min\{2h;350\text{mm}\}=260\text{mm}$ . Ικανοποιούνται και οι δύο διατάξεις.

Πριν προχωρήσουμε στους ελέγχους, επαληθεύουμε ότι ικανοποιούνται οι παρακάτω διατάξεις του EC-4, για το ολικό ύψος της πλάκας και το ύψος του σκυροδέματος:

- 9.2.1(1):  $\min h = 80\text{mm}$  και  $\min h_c = 40\text{mm}$
- 9.2.1(2): Εάν η πλάκα λειτουργεί σύμμικτα με τη δοκό ή λειτουργεί ως διάφραγμα πρέπει:  $\min h = 90\text{mm}$  και  $\min h_c = 50\text{mm}$

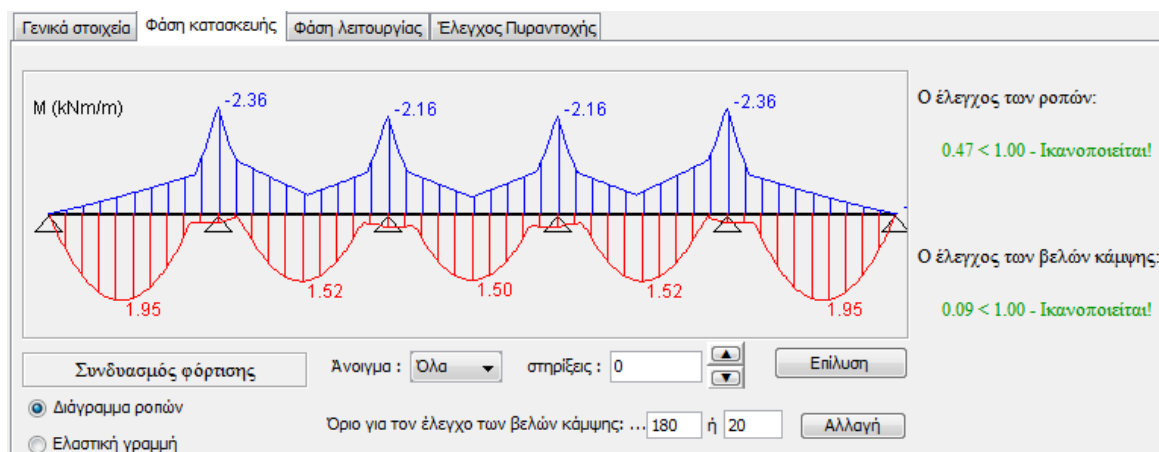
Έχουμε  $h = 130\text{mm}$  και  $h_c = h - h_p = 130 - 73 = 57\text{mm}$ . Επομένως, ικανοποιούνται και οι δύο διατάξεις.

### 3.2.1.1 Φάση Κατασκευής

Τα φορτία που ασκούνται στο χαλυβδόφυλλο κατά τη φάση κατασκευής είναι: [ΕΛΑΣΤΡΟΝ (2016)]

- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου,  $G_p$  (Μόνιμη φόρτιση)
- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (Μόνιμη φόρτιση). Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις: α) Φατνωματική διάστρωση (σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάντωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάντωμα) β) Σταδιακή διάστρωση (η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας).
- Φορτίο διάστρωσης (Μεταβλητή φόρτιση), το οποίο λαμβάνεται ως ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $1.5\text{ kN/m}^2$  που δρα σε επιφάνεια  $3\text{m} \times 3\text{m}$  (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $0.75\text{ kN/m}^2$  που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης.

Η θετική και η αρνητική ροπή αντοχής του χαλυβδόφυλλου, είναι  $M_{Rd,S^+} = 6.39\text{ kNm/m}$  και  $M_{Rd,S^-} = 4.93\text{ kNm/m}$  αντίστοιχα.



Σχήμα 3.3 Περιβάλλουσα δροσών ροπών κατά τη φάση κατασκευής. Δεξιά οι έλεγχοι αστοχίας και λειτουργικότητας, που παρατηρούμε ότι ικανοποιούνται.

Παρατηρούμε ότι ικανοποιείται και ο έλεγχος του χαλυβδόφυλλου σε ΟΚΑ και σε ΟΚΛ, με αποτέλεσμα να μην απαιτείται υποσύλωση κατά τη φάση κατασκευής.

### 3.2.1.2 Φάση Λειτουργίας

Είναι η φάση που ακολουθεί την πήξη του σκυροδέματος, όπου η πλάκα λειτουργεί ως σύμμικτη και καλείται να παραλάβει τα μόνιμα και κινητά φορτία υπό τους συνδυασμούς:

- ΟΚΑ :  $1.35(G+G_{\text{προσθ}})+1.50Q$
- ΟΚΛ :  $1.00(G+G_{\text{προσθ}})+1.00Q$

Η θετική και η αρνητική ροπή αντοχής της σύμμικτης πλάκας, είναι  $M_{pl,Rd}^+ = 19.99 \text{ kNm/m}$  και  $M_{pl,Rd}^- = 9.41 \text{ kNm/m}$  αντίστοιχα, η αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση  $V_{Rd,v} = 24.86 \text{ kN/m}$  και η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση  $V_{Rd,l} = 17.96 \text{ kN/m}$  στα ακραία ανοίγματα και  $V_{Rd,l} = 20.08 \text{ kN/m}$  στα ενδιάμεσα. Παρατηρούμε ότι όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται με κρισιμότερο τον έλεγχο σε διαμήκη διάτμηση, όπου έχουμε εκμετάλλευση της διατομής 67%. Επομένως, η διαστασιολόγηση της πλάκας επαρκεί, όπως ήταν αναμενόμενο από την προδιαστασιολόγηση.

Ο έλεγχος πυραντοχής ικανοποιείται με συντελεστή εκμετάλλευσης 22% και δεν παρουσιάζεται για λόγους απλότητας.



Σχήμα 3.4: Πάνω το στατικό σύστημα της σύμμικτης πλάκας ως συνεχής δοκός πέντε ανοιγμάτων με το ωφέλιμο φορτίο. Κάτω το διάγραμμα δροσών ροπών κατά τη φάση λειτουργίας. Δεξιά κάτω οι έλεγχοι αστοχίας και λειτουργικότητας, που παρατηρούμε ότι ικανοποιούνται.

## 3.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων διαδοκίδων

### 3.3.1 Γενικά

Οι διαδοκίδες τοποθετούνται ανά 2m κάθετα στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου και στηρίζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς. Η διατμητική τους σύνδεση με την πλάκα τις εξασφαλίζει σε όλο το μήκος τους έναντι πλευρικού λυγισμού, ενώ μέσω της

δέσμευσης τους στο διάφραγμα διασφαλίζει ότι θα παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Όπως και στην περίπτωση των σύμμικτων πλακών, ο σχεδιασμός θα γίνει τόσο σε φάση κατασκευής, όπου λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός όσο και σε φάση λειτουργίας, όπου έχουμε σύμμικτη λειτουργία.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις διαδοκίδων: τις ακραίες, που βρίσκονται στην περίμετρο του κτιρίου και τις ενδιάμεσες, που βρίσκονται στο εσωτερικό του. Επειδή η σύμμικτη πλάκα στο ETABS εισάγεται σαν μεμβράνη με διεύθυνση κάμψης κάθετα στις διαδοκίδες, κάθε διαδοκίδα παραλαμβάνει το μισό φορτίο των εκατέρωθεν ανοιγμάτων της πλάκας. Επομένως, οι ακραίες διαδοκίδες βαρύνονται με τα μισά φορτία σε σχέση με τις ενδιάμεσες, συν το φορτίο 4kN/m λόγω περιμετρικής τοιχοποιίας.

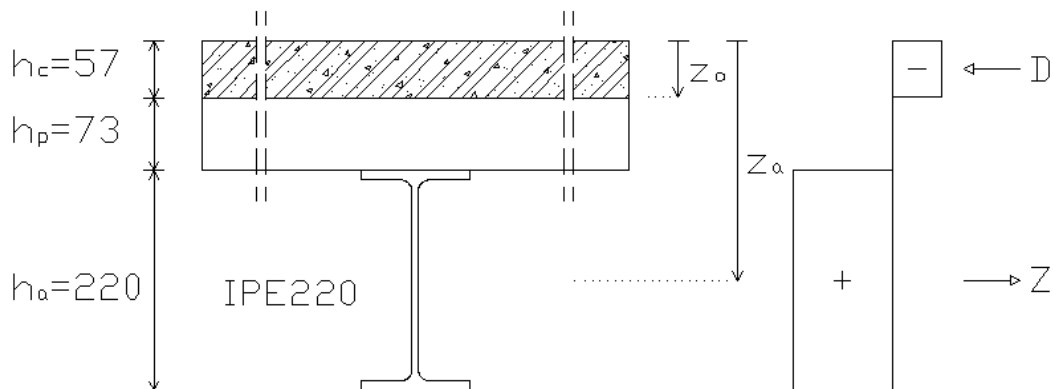
Επιλέγεται διατομή διαδοκίδας IPE220 για όλους τους ορόφους, τόσο για ενδιάμεσες όσο και για ακραίες διαδοκίδες. Επειδή η διαδοκίδα είναι κάθετη στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου, η σύμμικτη διατομή που ελέγχεται αποτελείται από τη σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου και το πάχος του σκυροδέματος πάνω από το τελευταίο, με πλάτος ίσο με το συνεργαζόμενο. Η διαστασιολόγηση των διαδοκίδων γίνεται από το ETABS, ωστόσο παρακάτω παρατίθεται ενδεικτικά ο υπολογισμός των αντοχών μιας ενδιάμεσης διαδοκίδας, στον προτελευταίο όροφο.

### 3.3.2 Πλαστική και ελαστική ανάλυση σύμμικτης διατομής

Αρχικά, υπολογίζονται οι αντιστάσεις της διατομής για πλήρη διατμητική σύνδεση. Επειδή, όμως, δεν γνωρίζουμε αν αυτό είναι εφικτό ή αναγκαίο για την επάρκεια της διατομής, οι τελικοί έλεγχοι σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. θα γίνουν λαμβάνοντας υπόψη τη διατμητική σύνδεση, που θα εφαρμοστεί. Πρώτα υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος:

$$b_{e1} = b_{e2} = L_e/8 = 6/8 = 0.75\text{m} < b_i = 2/2 = 1\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0 + 0.75 + 0.75 = 1.5\text{m}$$



Σχήμα 3.5: Η σύμμικτη διατομή με τον ουδέτερο άξονα  $z_0$  και τις εσωτερικές δυνάμεις  $D, Z$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ροπή αντοχής, όπου γίνεται η υπόθεση ότι ο ουδέτερος άξονας είναι μέσα στην πλάκα σκυροδέματος:

$$z_0 = \frac{A_a * f_{yd}}{b_{\text{eff}} * 0.85 * f_{cd}} = \frac{33.4\text{cm}^2 * 35.5\text{kN/cm}^2}{150\text{cm} * 0.85 * 2.5/1.5\text{kN/cm}^2} = 5.58\text{cm} \leq h_c$$

Πράγματι, είναι σωστή η υπόθεση, που σημαίνει ότι η σιδηροδοκός βρίσκεται όλη υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1. Επομένως, η πλαστική ροπή αντοχή είναι:

$$M_{pl,Rd} = Z * \left( z_a - \frac{z_o}{2} \right) = 33.4 \text{ cm}^2 * 35.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * \left( (13 \text{ cm} + 22 \text{ cm}) - \frac{5.58 \text{ cm}}{2} \right) = 251.49 \text{ kNm}$$

Επιλέξαμε να αγνοήσουμε τον οπλισμό της πλάκας για ταχύτερους υπολογισμούς. Ο πλαστική αντοχή της διατομής έναντι τέμνουσας είναι:

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \frac{f_{yd} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 15.88 \text{ cm}^2 \frac{35.5 / \sqrt{3} \text{ kN} / \text{cm}^2}{1.0} = 325.48 \text{ kN}$$

Τέλος, ελέγχεται το μέγιστο βέλος της διαδοκίδας σε τρεις φάσεις: τη φάση κατασκευής, τη φάση λειτουργίας με τα μόνιμα φορτία και τη φάση λειτουργίας με τα κινητά φορτία και στο τέλος ελέγχεται το συνολικό βέλος. Τα βέλη υπολογίζονται με ελαστική ανάλυση, επομένως πρέπει πρώτα να υπολογίσουμε τη ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής. [Βάγιας, 2010]

$$\eta = E_a / E_c = 210 / 30.5 = 6.89$$

$$\text{Οπλισμός: } A_s = (b_{\text{eff}} / s_L) * \pi * d_L^2 / 4 = (1500 \text{ mm} / 200 \text{ mm}) * \pi * 8^2 / 4 = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Εμβαδό ισοδύναμης διατομής: } A_e = A_a + A_s + A_c / \eta = 163.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Κέντρο Βάρους σιδηροδοκού: } z_a = h_c + h_p + h_a / 2 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Κέντρο Βάρους ισοδύναμης διατομής: } z_e = A_a * z_a + A_s * z_s + A_c * z_c / \eta = 7.19 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής:

$$I_e = I_{a,0} + A_a * (z_a - z_e)^2 + I_{c,0} / \eta + A_c * (z_c - z_e)^2 / \eta + A_s * (z_s - z_e)^2 = 14983.24 \text{ cm}^4$$

Βέλος Αμφιέριστης δοκού:

$$\delta = \frac{5 * g * l^4}{384 * E_a * I} \quad (3.1)$$

### 3.3.3 Διατμητική Σύνδεση σύμμικτης διατομής

Αρχικά, υπολογίζεται η διαμήκης διάτμηση κατά μήκος της διαδοκίδας, η οποία προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση όταν και η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση και όταν πληρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Οικοδομικά έργα : Ικανοποιείται
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2 : Ικανοποιείται
- Όλκιμη συμπεριφορά συνδέσμων: Θα ικανοποιηθεί
- Οριακή κατάσταση αστοχίας (όχι κόπωση)

Στην αμφιέριστη διαδοκίδα στο τμήμα μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών, δηλαδή στη μισή δοκό, η διαμήκης διάτμηση είναι:

$$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = b_{\text{eff}} * z_0 * 0.85 * f_{cd} = 150 \text{ cm} * 5.58 \text{ cm} * 0.85 * 2.5 / 1.5 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 1185.75 \text{ kN}$$

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σύμμικτης πλάκας και σιδηροδοκού εξασφαλίζεται με την χρήση διατμητικών ήλων, οι οποίοι παραλαμβάνουν την παραπάνω διαμήκη διάτμηση. Επιλέγονται ήλοι ποιότητας S355, διαμέτρου  $d=22\text{mm}$  και ύψους  $h_{sc}=125\text{mm}$ , των οποίων η αντόχη είναι η μικρότερη τιμή από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυνας», οι οποίες είναι αντίστοιχα:

$$P_{Rd} = 0.8 * f_u * \left( \frac{\pi * d^2}{4} \right) / \gamma_v = 0.8 * 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * \left( \frac{\pi * 22^2 \text{mm}^2}{4} \right) / 1.25 = 121.64 \text{kN}$$

$$P_{Rd} = 0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 22^2 \text{mm}^2 * \sqrt{25 * 31000} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} / 1.25 = 98.85 \text{kN}$$

Όπου  $\alpha=1.0$  για  $h_{sc}/d=125/22=5.68 > 4$

Άρα  $P_{Rd}=\min\{121.64;98.85\}=98.85\text{kN}$

Επειδή, όμως, οι ήλοι βρίσκονται μέσα σε σύμμικτη πλάκα από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο, η τελική αντοχή προκύπτει με την εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή, ο οποίος για δοκούς κάθετες στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_f}} * \frac{b_0}{h_p} * \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{1}} * \frac{72.75\text{mm}}{73\text{mm}} * \left( \frac{125\text{mm}}{73\text{mm}} - 1 \right) = 0.497$$

όπου  $N_f=1$  ήλος σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη σιδηροδοκό και  $b_0$ , το μέσο πλάτος των αυλακώσεων. Άρα, η αντοχή των ήλων είναι  $P_{Rd}=0.497*98.85=49.12\text{kN}$ .

Οι ήλοι μπορούν να κατανεμηθούν ομοιόμορφα στο αντίστοιχο κρίσιμο μήκος της δοκού, από τη στιγμή που ικανοποιούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Όλκιμοι ήλοι κεφαλής ( $16\text{mm} \leq d \leq 22\text{mm}$ ,  $h_{sc} \geq 4d$ ) : ΙΣΧΥΕΙ
- Οι διατομές είναι κατηγορίας 1 ή 2 : ΙΣΧΥΕΙ
- $M_{pl,Rd}=251.49\text{kNm} \leq 2.5 * M_{pl,a,Rd}=2.5 * 101.18=252.95\text{kNm}$  : ΙΣΧΥΕΙ

Άρα, για πλήρη διατμητική σύνδεση θα είχαμε  $n_f=V_f/P_{Rd}=1185.75/49.12=24.1 \approx 25$  ήλους ομοιόμορφα κατανεμημένους στη μισή δοκό. Επειδή, όμως, οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου απέχουν  $187.5\text{mm}$  μεταξύ τους και σε κάθε αυλάκωση τοποθετείται ένας ήλος, ο μέγιστος αριθμός ήλων που μπορεί να τοποθετηθεί στη μισή δοκό είναι  $3000\text{mm}/187.5\text{mm}=16$ . Επομένως, για ένα ήλο σε κάθε αυλακωση έχουμε μερική διατμητική σύνδεση με ποσοστό:  $\eta=n/n_f=16/24.1=0.66$ . Η μερική διατμητική σύνδεση επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις, που αναφέρονται παραπάνω για ελαστική ανάλυση με την επιπλέον προϋπόθεση ότι για σιδηροδοκούς με ίσα πέλματα και απόσταση σημείων μηδενισμού ροπών για θετική κάμψη  $L_e \leq 25m$ , το ελάχιστο ποσοστό διατμητικής σύνδεσης θα είναι:

$$\eta \geq \max \{1 - (355/f_y) * (0.75 - 0.03 * L_e); 0.4\} = \max \{1 - (355/355) * (0.75 - 0.03 * 6); 0.4\} = 0.43 < 0.66$$

Με βάση την [§6.2.1.3(5),EN1994] μια συντηρητική εκτίμηση της πλαστικής αντοχής της σύμμικτης δοκού σε κάμψη είναι για μερική διατμητική σύνδεση είναι:

$$M_{Rd} = M_{pl, a, Rd} + \eta * (M_{pl, Rd} - M_{pl, a, Rd}) = 251.49 + 0.66 * (251.49 - 101.18) = 200.81 \text{ kNm}$$

Με βάση το ETABS μια εκτίμηση της ροπής αδράνειας της ισοδύναμης διατομής:

$$I_{eff} = I_a + \sqrt{\eta} * (I_e - I_a) = 2772 + 0.66 * (14983.24 - 2772) = 12713.67 \text{ cm}^4$$

Επομένως, οι έλεγχοι σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. που ακολουθούν για τη φάση λειτουργίας γίνονται με αυτά τα μεγέθη αντίστασης. Τέλος, ελέγχεται η ικανοποίηση των παρακάτω κατασκευαστικών διατάξεων:

- Ελάχιστη διαμήκης απόσταση:  $min e_L = 5 * d = 5 * 22 = 110 < 187.5 \text{ mm}$
- Για πλάκα με χαλυβδόφυλλο:  $h_{sc} - h_p = 125 - 73 = 52 \text{ mm} \geq 2 * d = 2 * 22 = 44 \text{ mm}$

### 3.3.4 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

#### Φάση Κατασκευής

Το φορτίο κατά τη φάση κατασκευής είναι :

$$S_{con} = 1.5 * (g_{πλάκας} + g_{IPE}) = 1.5 * (2 \text{ m} * 2.75 \text{ kN/m} + 0.26 \text{ kN/m}) = 8.64 \text{ kN/m}$$

Η σιδηροδοκός είναι κατηγορίας 1 και η πλαστική ροπή αντοχής της είναι:

$$M_{pl, Rd} = W_{pl, y} * f_y = 285 \text{ cm}^3 * 35.5 \text{ kN/cm}^2 = 101.18 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 38.88 \text{ kNm}$$

#### Φάση Λειτουργίας

Η φόρτιση της διαδοκίδας κατά τη σύμμικτη λειτουργία σε Ο.Κ.Α. είναι:

$$S_{uls} = 1.35 * (g_{πλάκας} + g_{IPE} + g_{προσ. μον.}) + 1.5 * q_k = 1.35 * (2 \text{ m} * 2.75 \text{ kN/m}^2 + 0.26 \text{ kN/m} + 2 \text{ m} * 0.7 \text{ kN/m}^2) + 1.5 * 2 \text{ m} * 3.8 \text{ kN/m}^2 = 21.07 \text{ kN/m}$$

Είναι  $M_{Ed} = S_{uls} * l^2 / 8 = 21.07 * 6^2 / 8 = 94.8 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 200.81 \text{ kNm}$ , άρα για μερική διατμητική σύνδεση ικανοποιείται ο έλεγχος. Ο έλεγχος έναντι τέμνουσας ικανοποιείται αφού:

$$V_{pl, Rd} = 325.48 \text{ kN} \geq V_{Ed} = S_{uls} * l / 2 = 63.21 \text{ kN}$$

### 3.3.5 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Υπολογίζονται και ελέγχονται τα βέλη του Σχήμα 2.6:

- Φάση κατασκευής, μόνο με τη σιδηροδοκό και φορτίο :  $1.0 * 2 \text{ m} * g_{πλάκας} + 1.0 * g_{IPE} = 5.76 \text{ kN/m}$ . Περιορισμός: Κανένας
- $w_1$ : Φάση Λειτουργίας με φορτίο:  $1.0 * g_{προσ. μον.} + 1.0 * q_k = 9.00 \text{ kN/m}$   
Περιορισμός:  $L / 240 = 6000 / 240 = 25 \text{ mm}$
- $w_3$ : Φάση Λειτουργίας μόνο για κινητό φορτίο:  $1.0 * q_k = 7.60 \text{ kN/m}$   
Περιορισμός:  $L / 360 = 6000 / 360 = 16.7 \text{ mm}$
- $w_{tot}$ : Συνολικό Βέλος:  $w_1 + w_3$   
Περιορισμός:  $L / 240 = 6000 / 240 = 25 \text{ mm}$

Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι των βελών για τις παραπάνω περιπτώσεις, όπως αυτοί γίνονται από το ETABS. Οι μικρές διαφοροποιήσεις από τα παραπάνω μεγέθη οφείλονται στο ότι το ETABS λαμβάνει ποσοστό διατμητικής σύνδεσης  $\eta = 0.62$  (31 ήλοι), υπολογίζει τη ροπή αντοχής για μερική διατμητική σύνδεση με την αναλυτική μέθοδο και χρησιμοποιεί μικρότερο εμβαδό διάτμησης  $A_{vz}$ .



Results for  
Beam **B68** at Story **Story10** Last Analysis **IPE220**

Percent Comp. **62**

Uniform Shear Studs

Camber **0,00**

**Reset the Above**

**Strength Checks**

	Ed	Rd	Ratio
Shear at Ends (kN)	63,1862	244,6332	0,258
Construction Bending (kN-m)	38,8604	101,1750	0,384
Full Comp. Bending (kN-m)	94,7793	251,4884	0,377
<b>Partial Comp. Bending (kN-m)</b>	<b>94,7793</b>	<b>212,1499</b>	<b>0,447</b>

**Constructability and Serviceability Checks**

	Actual	Allowable	Ratio
Shear Studs Distribution	30	31	0,968
Pre-composite Defl. (mm)	16,6	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (mm)	5,8	25	0,233
Live Load Defl. (mm)	4,9	16,7	0,295
Total Defl. (mm)	22,4	25	0,897
Walking Acceleration ap/g	0,005024	0,005	1,005

Σχήμα 3.6: Έλεγχοι Ο.Κ.Α (πάνω) και Ο.Κ.Λ. (κάτω) για ενδιάμεση διαδοκίδα ενδιάμεσου ορόφου

Κρισιμότερος είναι ο έλεγχος περιορισμού ταλάντωσης δαπέδου, που ικανοποιείται οριακά.

### 3.3.6 Έλεγχος ακραίας διαδοκίδας ενδιάμεσου ορόφου

Οι ακραίες διαδοκίδες παραλαμβάνουν τα μισά φορτία από τη σύμμικτη πλάκα σε σχέση με τις ενδιάμεσες, έχουν επιπλέον φορτίο 4kN/m λόγω περιμετρικών τοίχων και η σύμμικτη διατομή τους λειτουργεί με το μισό συνεργαζόμενο πλάτος. Επιλέγοντας και για αυτές IPE220, παρατηρούμε ότι μπορούμε να έχουμε πλήρη σύμμικτη λειτουργία και ότι ικανοποιούνται όλοι οι παραπάνω έλεγχοι.

Percent Comp. **100**

Uniform Shear Studs

Camber **0,00**

**Reset the Above**

**Strength Checks**

	Ed	Rd	Ratio
Shear at Ends (kN)	46,8643	266,0371	0,176
Construction Bending (kN-m)	19,0983	101,1750	0,189
<b>Full Comp. Bending (kN-m)</b>	<b>68,1876</b>	<b>186,2187</b>	<b>0,366</b>

**Constructability and Serviceability Checks**

	Actual	Allowable	Ratio
<b>Shear Studs Distribution</b>	<b>24</b>	<b>31</b>	<b>0,774</b>
Pre-composite Defl. (mm)	7,7	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (mm)	4,8	25	0,192
Live Load Defl. (mm)	2,1	16,7	0,129
Total Defl. (mm)	12,5	25	0,499
Walking Acceleration ap/g	0,000446	0,005	0,089

Σχήμα 3.7: Έλεγχοι Ο.Κ.Α (πάνω) και Ο.Κ.Λ. (κάτω) για ακραία διαδοκίδα ενδιάμεσου ορόφου

### 3.4 Διαστασιολόγηση βαρυντικής δοκού

Οι αμφιέριστες βαρυντικές δοκοί είναι παράλληλες με τις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου, οπότε η σύμμικτη διατομή που λαμβάνεται υπόψη αποτελείται από τη σιδηροδοκό και τη σύμμικτη πλάκα πλάτους ίσου με το συνεργαζόμενο. Παραλαμβάνουν μόνο τα βαρυντικά φορτία, που μεταφέρονται σε αυτές από τις αντιδράσεις στήριξης των ενδιάμεσων διαδοκίδων.

Επιλέγεται διατομή IPE360 και διατμητικοί ήλοι κεφαλής, όπως και στις διαδοκίδες (S355,  $d=22\text{mm}$ ,  $h_{sc}=125\text{mm}$ ). Η αντοχή των ήλων για δοκούς παράλληλες με τις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου προκύπτει με την εφαρμογή του συντελεστή:

$$k_1 = 0.6 * \frac{b_0}{h_p} * \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0.6 * \frac{72.75\text{mm}}{73\text{mm}} * \left( \frac{125\text{mm}}{73\text{mm}} - 1 \right) = 0.426$$

Άρα  $P_{Rd}=0.426*98.85=42.10\text{kN}$ . Σε αντίθεση με τις διαδοκίδες μπορεί να γίνει πλήρης διατμητική σύνδεση, ενώ και εδώ πληρούνται οι προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των διατμητικών συνδέσμων. Όπως φαίνεται παρακάτω στον έλεγχο των βαρυντικών δοκών ενδιάμεσων ορόφων, κρισιμότερος είναι έλεγχος ταλάντωσης του δαπέδου, ενώ απαιτείται αντιβέλος (camber) 5mm, ώστε να ικανοποιηθεί ο έλεγχος περιορισμού του συνολικού βέλους κάμψης.

Strength Checks			
	Ed	Rd	Ratio
Shear at Ends (kN)	193,2311	590,2826	0,327
Construction Bending (kN-m)	205,4572	361,7450	0,568
<b>Full Comp. Bending (kN-m)</b>	<b>491,3055</b>	<b>657,6567</b>	<b>0,747</b>

Constructability and Serviceability Checks			
	Actual	Allowable	Ratio
Shear Studs Distribution	118	136	0,868
Pre-composite Defl. (mm)	24,1	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (mm)	10,3	33,3	0,310
Live Load Defl. (mm)	8,7	22,2	0,392
Total Defl. - Camber (mm)	29,4	33,3	0,883
<b>Walking Acceleration ap/g</b>	<b>0,004628</b>	<b>0,005</b>	<b>0,926</b>

Σχήμα 3.8: Έλεγχος Ο.Κ.Α (πάνω) και Ο.Κ.Λ. (κάτω) για βαρυντική δοκό ενδιάμεσου ορόφου

### 3.5 Προκαταρκτική διαστασιολόγηση πλαισίων για βαρυντικά φορτία

Στην ενότητα αυτή θα γίνει μία πρώτη διαστασιολόγηση του πλαισίου μόνο για τα βαρυντικά φορτία. Παρά το ότι τα εσωτερικά πλαίσια παραλαμβάνουν διπλάσια βαρυντικά φορτία από τα εξωτερικά, η διαστασιολόγηση θα είναι κοινή για όλα τα πλαίσια για λόγους απλότητας. Επομένως, διαστασιολογείται το εσωτερικό πλαίσιο ως δυσμενέστερο.

Οι δοκοί των πλαισίων επιλέγεται να συνδεθούν διατμητικά με τη σύμμικτη πλάκα, τόσο ώστε να εκμεταλλευτούμε τη σύμμικτη λειτουργία στις περιοχές των θετικών ροπών όσο και για να εξασφαλιστεί η σύνδεση τους με το διάφραγμα. Στα άκρα των δοκών του

πλαίσιου, όπου οι δοκοί συνδέονται με σύνδεση ροπής με τα υποστυλώματα, δεν θα υπάρχει διατμητική σύνδεση σε ένα μήκος από την παρεία του υποστυλώματος, ώστε να μην έχουμε μεγάλες ροπές αντοχής των δοκών και να ικανοποιούνται οι συνθήκες γενικής και τοπικής πλαστιμότητας [§4.4.2.3(4),EN1998]. Το μήκος αυτό λαμβάνεται ίσο με το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, που θεωρούμε ότι είναι ίσο με  $1.5h$ , όπου  $h$  το ύψος διατομής της δοκού. Στις ακραίες περιοχές των δοκών, όπου έχουμε αρνητικές ροπές, το σκυρόδεμα ρηγματώνεται και λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός, ενώ στο άνοιγμα, όπου έχουμε θετική ροπή, έχουμε σύμμικτη λειτουργία. Σε ότι αφορά στην εξασφάλιση έναντι πλευρικού λυγισμού, στις περιοχές αρνητικών ροπών, όπου θλίβεται το κάτω πέλμα αυτή παρέχεται μόνο από τις εγκαρσίως συντρέχουσες διαδοκίδες, ενώ στις περιοχές θετικών ροπών, όπου θλίβεται το πάνω πέλμα, υπάρχει συνεχής εξασφάλιση λόγω της σύνδεσης με την πλάκα. Η ελάχιστη διατομή των δοκών προκειμένου να παραληφθούν τα βαρυντικά φορτία είναι IPE360 με κρίσιμο τον έλεγχο διατομής στα άκρα της δοκού, όπου λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός.

Story	Left End	Right End	Left End	Right End	Left End	Right End
Story11	0.485 HE240B	0.159 HE280B	0.485 HE240B	0.159 HE280B	0.485 HE240B	0.159 HE280B
Story10	0.622 HE240B	0.290 HE280B	0.622 HE240B	0.290 HE280B	0.622 HE240B	0.290 HE280B
Story9	0.648 0.834 HE280B HE240B	0.373 0.440 HE300B HE280B	0.648 0.834 HE280B HE240B	0.373 0.440 HE300B HE280B	0.648 0.834 HE280B HE240B	0.373 0.440 HE300B HE280B
Story8	0.723 HE280B	0.495 HE300B	0.723 HE280B	0.495 HE300B	0.723 HE280B	0.495 HE300B
Story7	0.711 0.888 HE320B HE280B	0.543 0.621 HE340B HE300B	0.711 0.888 HE320B HE280B	0.543 0.621 HE340B HE300B	0.711 0.888 HE320B HE280B	0.543 0.621 HE340B HE300B
Story6	0.778 HE320B	0.649 HE340B	0.778 HE320B	0.649 HE340B	0.778 HE320B	0.649 HE340B
Story5	0.656 0.920 HE450B HE320B	0.615 0.758 HE400B HE340B	0.656 0.920 HE450B HE320B	0.615 0.758 HE400B HE340B	0.656 0.920 HE450B HE320B	0.615 0.758 HE400B HE340B
Story4	0.709 HE450B	0.701 HE400B	0.709 HE450B	0.701 HE400B	0.709 HE450B	0.701 HE400B
Story3	0.826 HE450B	0.840 HE400B	0.826 HE450B	0.840 HE400B	0.826 HE450B	0.840 HE400B

Σχήμα 3.9: Διατομές υποστυλωμάτων εσωτερικού πλαισίου από το ισόγειο και πάνω, με τα αντίστοιχα ποσοστά εκμετάλλευσης σε έλεγχο μέλους. Εμφανίζονται και οι διατομές των δοκών.

Σε ότι αφορά στα υποστυλώματα, επιλέγονται διατομές από τη σειρά ΗΕΒ και οι διατομές τους επιλέγονται πάντα τέτοιες ώστε να ικανοποιείται εξαρχής η συνθήκη γενικής και τοπικής πλαστιμότητας. Η αποκατάσταση γίνεται περίπου ανά δύο ορόφους και συγκεκριμένα μεταξύ των στάθμεων: 4-5, 6-7, 8-9, έτσι ώστε να γίνεται σε περιοχές χαμηλής ροπής και σε κάθε κόμβο να καταλήγουν υποστυλώματα ίδιας διατομής πάνω και κάτω.

Επειδή σε όλους τους ορόφους εκτός από τον τελευταίο έχουμε κοινά βαρυτικά φορτία, η διατομή των δοκών θα μπορούσε να επιλεγεί παντού ΙΡΕ360. Αν επιλέγαμε, όμως, αυτή τη λύση, τότε δεν θα εκμεταλλευόμασταν σωστά την πλαισιακή λειτουργία, καθώς θα καταλήγαμε σε ένα πλαίσιο έντονα μεταθετό. Αυτό θα είχε ως αποτέλεσμα στους χαμηλότερους ορόφους, που έχουμε πολύ ισχυρότερες διατομές υποστυλωμάτων σε σχέση με τις δοκούς, τα ισοδύναμα μήκη λυγισμού των πρώτων να είναι πολύ μεγάλα ( $k > 3.50$ ). Αυτό σε συνδυασμό με τα μεγάλα αξονικά φορτία θα είχε ως συνέπεια στο ισόγειο (Story 3) να χρειαζόμασταν εξωτερικό υποστύλωμα διατομής ΗΕΒ600 και εσωτερικό ΗΕΒ500 προκειμένου να ικανοποιείται ο έλεγχος μέλους. Επομένως, για να έχουμε μια πιο αποδοτική πλαισιακή λειτουργία, επιλέγουμε οι τρεις τελευταίες στάθμες να έχουν διατομή ΙΡΕ360 και μετά αυξάνουμε ανά δύο στάθμες κατά μία διατομή της σειράς ΙΡΕ. Παραπάνω παρουσιάζονται οι διατομές των υποστυλωμάτων, που επιλέχθηκαν ύστερα από δοκιμές με κρίσιμο πάντα τον έλεγχο μέλους.

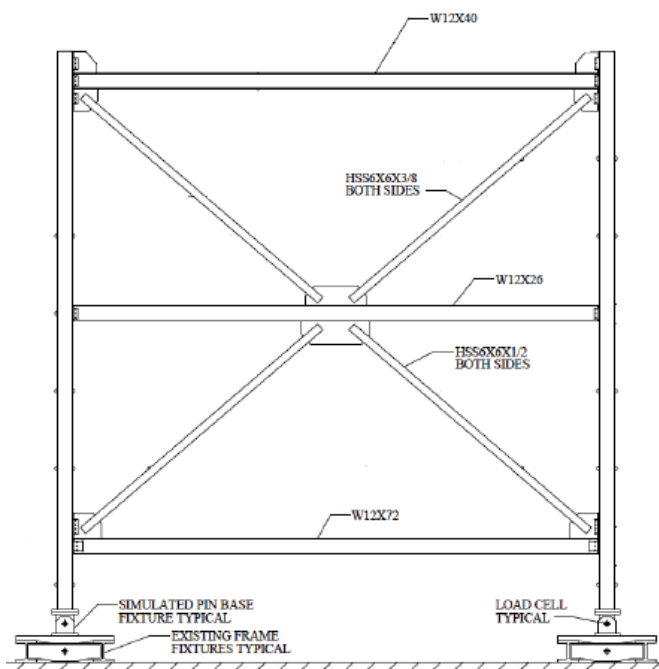
Τα υποστυλώματα του ισογείου συνεχίζουν στα υπόγεια, ώστε να έχουμε συνθήκες πάκτωσης. Η διατομή της δοκού του Α' υπογείου επιλέγεται ίδια με αυτή του ισογείου, παρά το ότι δεν παραλαμβάνει αντίστοιχα σεισμικά φορτία, προκειμένου να έχουμε μεγαλύτερη στροφική δέσμευση του υποστυλώματος του ισογείου. Η διατομή της δοκού του Β' υπογείου επιλέγεται να είναι η ελάχιστη για βαρυτικά φορτία δηλαδή ΙΡΕ360.

## 4 Διαστασιολόγηση συστημάτων πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBFs).

### 4.1 Εισαγωγή

Το σύστημα πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF) τύπου split-X, λειτουργεί σαν ένα σύστημα συνδέσμων σχήματος X, στο οποίο οι χιαστί σύνδεσμοι εκτείνονται σε δύο ορόφους αντί σε ένα. Συγκεκριμένα, αποτελείται από δύο συνδέσμους σχήματος Λ στον κατώτερο όροφο και δύο συνδέσμους σχήματος V στον ανώτερο όροφο, με τις κορυφές των Λ και V να συνδέονται αρθρωτά μέσω τραπεζοειδών ελασμάτων σε μία δοκό στο ύψος του ενδιάμεσου δαπέδου. Επειδή, η στατική τους λειτουργία είναι όμοια με αυτή των διαγωνίων συνδέσμων σχήματος X, θα τους αντιμετωπίσουμε ως τέτοιους διαστασιολογώντας τους με τα αντίστοιχα εδάφια της ενότητας 6.7 του EN1998.

Επειδή, η σεισμική φόρτιση κατά Y παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τα συστήματα CBF και αντίστοιχα η σεισμική φόρτιση κατά X παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τα συστήματα MRF, η διαστασιολόγηση των split-X θα γίνει χωρίς να έχει γίνει η τελική διαστασιολόγηση του πλαισίου. Επιλέγουμε να διαστασιολογήσουμε πρώτα το σύστημα αυτό, διότι, όπως θα δούμε στη συνέχεια, στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου αναπτύσσονται συνθήκες πάκτωσης κατά X και Y, με αποτέλεσμα να επηρεάζονται οι αναπτυσσόμενες ροπές στη βάση των υποστυλωμάτων του πλαισίου στον ίδιο όροφο. Η διαστασιολόγηση του συστήματος θα γίνει πρώτα έναντι σεισμού, καθώς θεωρούμε ότι είναι δυσενέστερη και στη συνέχεια θα ελεγχθεί η ανεμοφόρτιση.

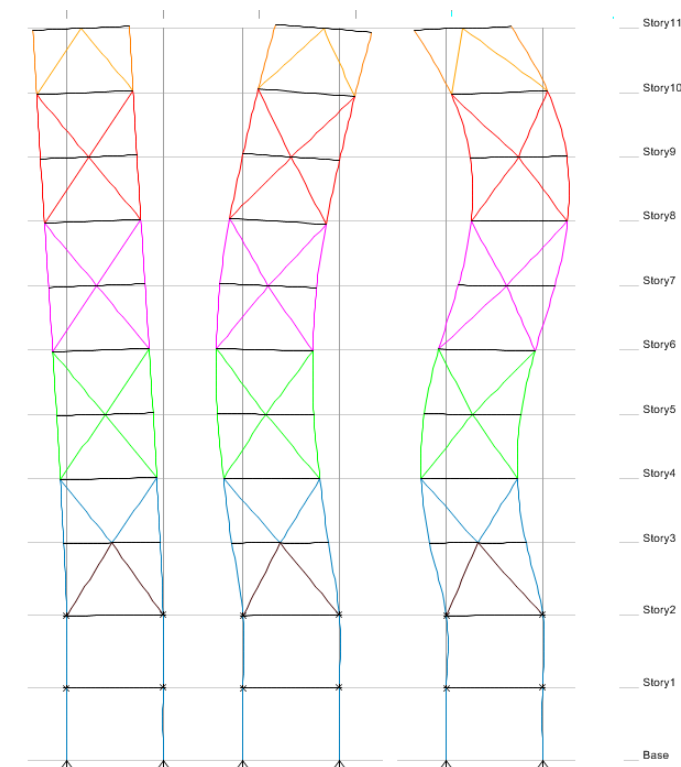


Σχήμα 4.1: Ενδεικτικό σχέδιο κατασκευής συστήματος διαγωνίων συνδέσμων τύπου split-X

## 4.2 Διαστασιολόγηση έναντι Σεισμού κατά Y

### 4.2.1 Προσομοίωμα και μέθοδος ανάλυσης

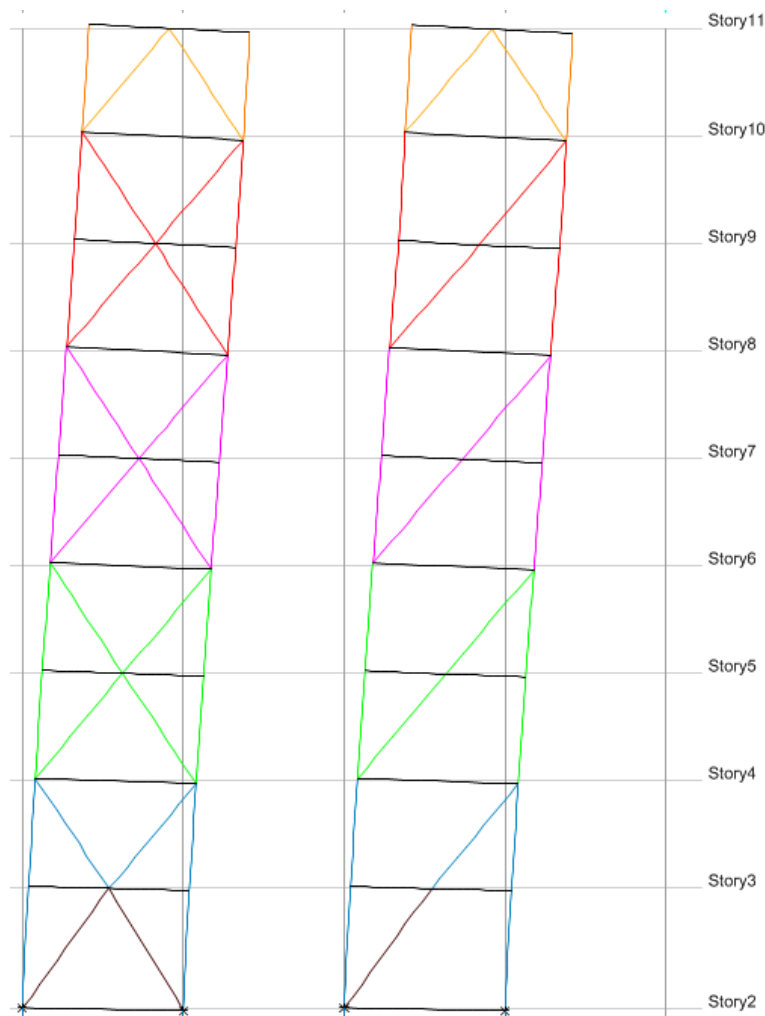
Η μέθοδος ανάλυσης με την οποία θα γίνει η διαστασιολόγηση έναντι σεισμού είναι η Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης (Response Spectrum Analysis). Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα οι διαγώνιοι σύνδεσμοι ενός συστήματος CBF σχήματος X λαμβάνονται υπόψη θεωρώντας ότι λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι [§6.7.2(2)P, EN1998]. Αυτό δεν ισχύει για τους συνδέσμους σχήματος Λ του τελευταίου ορόφου. Για οριζόντιες φορτίσεις με ομόφορες δυνάμεις σε όλα τα διαφράγματα, η διάταξη αυτή θα μπορούσε να εφαρμοστεί με την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός προσομοιώματος, στο οποίο για την επιλεγμένη φορά σεισμού υπάρχουν μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι. Τέτοιες περιπτώσεις για τον υπό εξέταση φορέα είναι η εφαρμογή της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης και η φόρτιση με την πρώτη ιδιομορφή. Αντίθετα, όπως παρατηρούμε στο παρακάτω σχήμα, στις ανώτερες ιδιομορφές οι οριζόντιες δυνάμεις στα διαφράγματα έχουν διαφορετικές φορές, με αποτέλεσμα οι θλιβόμενοι διαγώνιοι να είναι διαφορετικοί σε κάθε ιδιομορφή. Συνεπώς, στην Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης, όπου απαιτείται να λάβουμε υπόψη και τις ανώτερες ιδιομορφές, θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί ένα προσομοίωμα, στο οποίο θα λαμβάνονται υπόψη και οι θλιβόμενοι και οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι.



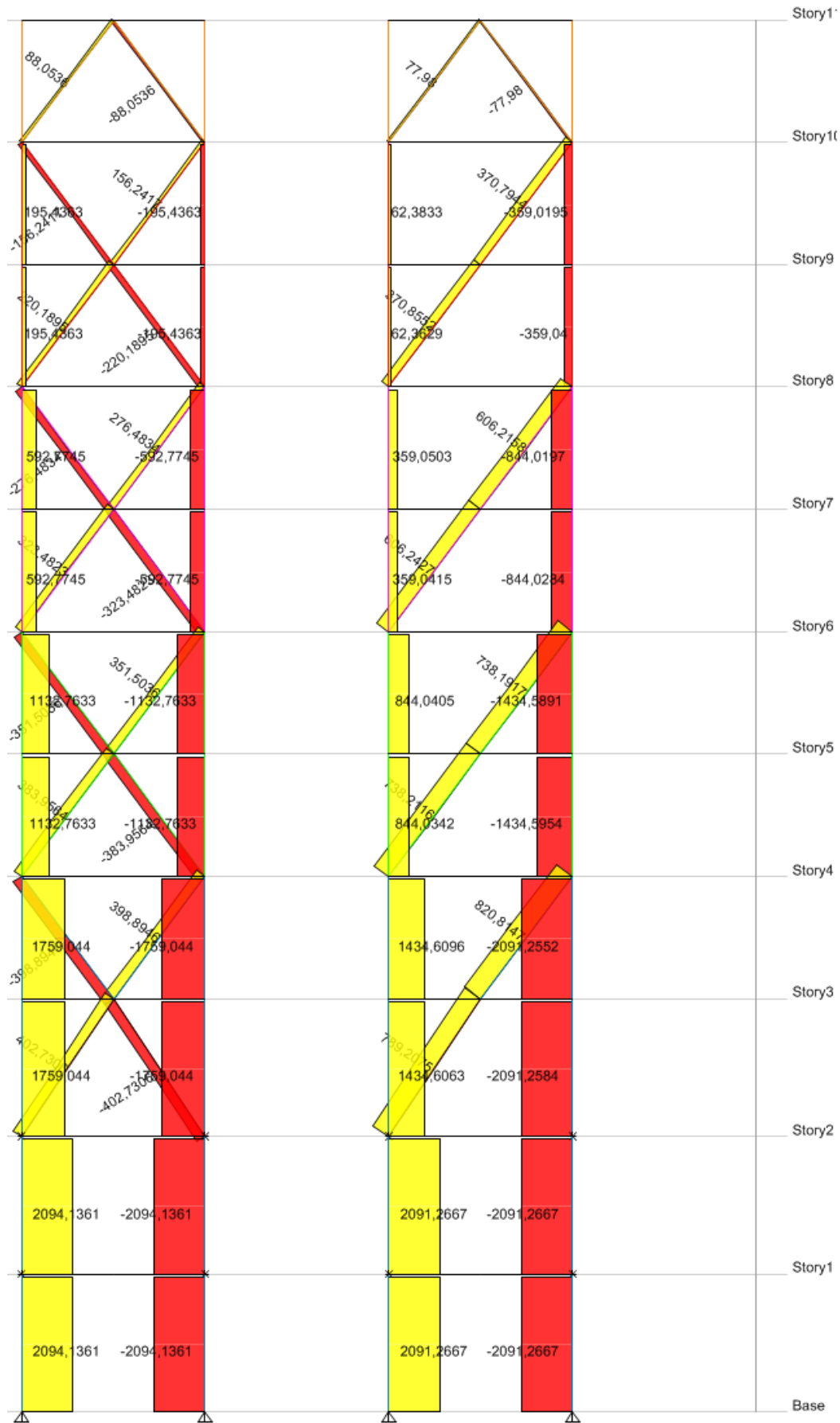
Σχήμα 4.2: Αριστερά η δεσπόζουσα κατά Y, στη μέση η δεύτερη και δεξιά η τρίτη. Παρατηρούμε ότι στον 6<sup>ο</sup> και 7<sup>ο</sup> όροφο ο ίδιος διαγώνιος σύνδεσμος είναι εφελκόμενος για την πρώτη ιδιομορφή και θλιβόμενος για τη δεύτερη.

Στόχος, λοιπόν, είναι να αναπτύξουμε ένα τέτοιο προσομοίωμα, του οποίου η οριζόντια δυσκαμψία και κατ' επέκταση η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος και οι σεισμικές δυνάμεις να είναι σχεδόν ίδιες με αυτές που αντιστοιχούν στην περίπτωση που

λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι. Αυτό μπορεί να γίνει λαμβάνοντας υπόψη και τους δύο συνδέσμους αλλά με τη μισή δυστένεια EA, δηλαδή με τη «μισή» διατομή. Στο ETABS η διαδικασία αυτή μπορεί να γίνει εφαρμόζοντας συντελεστή 0.5 στο εμβαδό της διατομής των διαγωνίων μέσω της εντολής τροποποίησης ιδιοτήτων γραμμικών μελών του «assign/frame/property modifiers/cross-section area». Για παράδειγμα, παρακάτω φορτίζουμε με οριζόντιες δυνάμεις που ακολουθούν την πρώτη ιδιομορφή δύο συστήματα CBF, εκ των οποίων το αριστερό (έστω σύστημα A) έχει και τους δύο διαγωνίους με τη μισή δυστένεια και το δεξιό (σύστημα B) μόνο τους εφελκόμενους με την πραγματική δυστένεια. Εξαίρεση αποτελεί ο τελευταίος όροφος, όπου έχουμε πάντα και τους δύο συνδέσμους με την πραγματική δυστένεια. Οι διατομές των διαγωνίων και των υποστυλωμάτων είναι αυτές της 1<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης (βλ. 4.2.2.1). Παρατηρούμε ότι η μετακίνηση κάθε διαφράγματος είναι η ίδια και στις δύο περιπτώσεις, δηλαδή οι οριζόντιες δυσκαμψίες των δύο συστημάτων είναι ίδιες.



Σχήμα 4.3: Μετακινήσεις δύο συστημάτων CBF, εκ των οποίων το αριστερό (σύστημα A) έχει και τις δύο διαγωνίους με τη μισή δυστένεια και το δεξιό (σύστημα B) μόνο τις εφελκόμενες με την πραγματική δυστένεια.



Σχήμα 4.4: Αξονικές δυνάμεις συστημάτων A και B για φόρτιση με την πρώτη ιδιομορφή



Επομένως, το σύστημα Α είναι ένα προσομοίωμα που αναπτύσει τις ίδιες σεισμικές δυνάμεις με αυτές που θα αναπτύσσονταν στην περίπτωση λειτουργίας μόνο τις εφελκυσόμενης διαγωνίου (σύστημα Β). Ωστόσο, στο παραπάνω σχήμα παρατηρούμε ότι οι αξονικές δυνάμεις των διαγωνίων και των υποστυλωμάτων ανάμεσα στα συστήματα Α και Β για τις ίδιες σεισμικές δυνάμεις στα διαφράγματα είναι αρκετά διαφορετικές. Συνεπώς, το επόμενο βήμα είναι να βρούμε ένα τρόπο να αντιστοιχίζουμε τις αξονικές των διαγωνίων και των υποστυλωμάτων που προκύπτουν στο σύστημα που αναλύουμε (σύστημα Α), με αυτές που θα προέκυπταν στο σύστημα που θεωρούμε ότι θα λειτουργήσει στην πραγματικότητα με βάση τον κανονισμό (σύστημα Β).

Παρατηρώντας το παραπάνω σχήμα διαπιστώνουμε ότι στο σύστημα Α, στην ίδια τετράδα Χ-ιαστί συνδέσμων, η αξονική δύναμη στις διαγωνίους του ανώτερου ορόφου είναι μικρότερη από την αξονική δύναμη στις διαγωνίους του κατώτερου ορόφου. Για παράδειγμα, η αξονική δύναμη στις διαγωνίους του 8<sup>ου</sup> ορόφου είναι  $N_{D10}=156.2\text{kN}$  και σε αυτές του 7<sup>ου</sup>  $N_{D9}=220.2\text{kN}$ . Αυτό οφείλεται στο ότι σε ένα σύστημα CBF, με συνδέσμους τύπου Split-Χ εισάγονται σεισμικές δυνάμεις και στα διαφράγματα που περιλαμβάνουν το σημείο τομής του Χ, οι οποίες παραλαμβάνονται από τις διαγωνίους του κατώτερου ορόφου. Εξαιρέση αποτελεί το ισόγειο κι ο πρώτος όροφος, όπου λόγω της αναπτυσσόμενης ροπής στη βάση του υποστυλώματος του ισόγειου, η αξονική στις διαγωνίους του πρώτου είναι μεγαλύτερη από αυτή στο ισόγειο. Στο ίδιο σχήμα διαπιστώνουμε ότι στην περίπτωση λειτουργίας μόνο των εφελκυσόμενων συνδέσμων (σύστημα Β), η αξονική δύναμη στη διαγώνιο ράβδο του ανώτερου ορόφου είναι ίση με αυτή του κατώτερου, δηλαδή συμπεριφέρονται ως ένας εννιαίος σύνδεσμος, όπου π.χ.  $N_{D9}=N_{D10}=370.8\text{kN}$ . Ένας εύκολος και γρήγορος τρόπος αντιστοίχισης των αξονικών των διαγωνίων ανάμεσα στα δύο συστήματα θα ήταν ο παρακάτω:

- Διαγώνιοι σχήματος Λ 9<sup>ου</sup> ορόφου:  $N_{D11,\theta\lambda,des} = N_{D11,\epsilon\phi,des} = N_{D11,\theta\lambda,A} = N_{D11,\epsilon\phi,A}$
- Διαγώνιοι σχήματος Χ υπόλοιπων ορόφων:  $N_{Di,\epsilon\phi,des} = 2 * N_{Di,\epsilon\phi,A} = 2 * N_{Di,\theta\lambda,A}$ ,

όπου  $N_{Di,des}$  οι αξονικές με τις οποίες θα γίνει η διαστασιολόγηση των διαγωνίων και που θα πρέπει να είναι κοντά στις αξονικές του συστήματος Β. Για αυτή τη μέθοδο ανάλυσης και τις αξονικές του σχήματος 4.2. θα είχαμε:

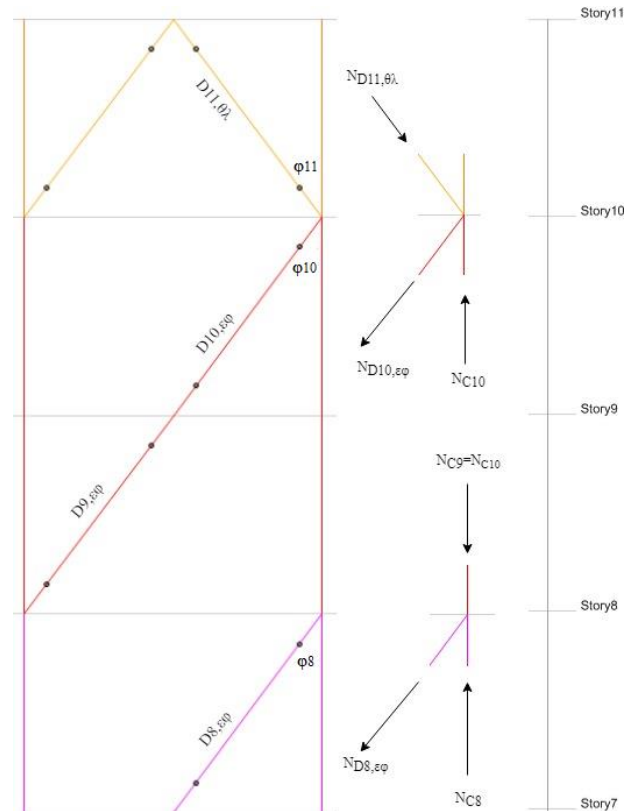
Πίνακας 4.1: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων διαγωνίων ανάλυσης ( $N_{Di,A}$ ), διαστασιολόγησης ( $N_{Di,des}$ ) και συστήματος Β για το σχήμα 4.2.

Σύνδεσμος	Όροφος	Στάθμη ETABS	$N_{Di,A}$	$N_{Di,des}$	$N_{Di,B}$	$N_{Di,des}/N_{Di,B}$
			kN	kN	kN	
Λ	8 <sup>ος</sup>	Story11	88,1	88,1	78,0	1,13
X <sub>4</sub>	7 <sup>ος</sup>	Story10	156,2	312,5	370,8	0,84
	6 <sup>ος</sup>	Story9	220,2	440,4	370,9	1,19
X <sub>3</sub>	5 <sup>ος</sup>	Story8	276,5	553,0	606,2	0,91
	4 <sup>ος</sup>	Story7	323,5	647,0	606,2	1,07
X <sub>2</sub>	3 <sup>ος</sup>	Story6	351,5	703,0	738,2	0,95
	2 <sup>ος</sup>	Story5	384,0	767,9	738,2	1,04
X <sub>1</sub>	1 <sup>ος</sup>	Story4	398,9	797,8	820,8	0,97
	Ισόγειο	Story3	402,7	805,5	789,2	1,02

Παρατηρούμε ότι αν διαστασιολογήσουμε με τις  $N_{Di,des}$  οι αξονικές των διαγωνίων των ανώτερων ορόφων σε ένα Χ<sub>1</sub> υπολείπονται σε σχέση με αυτές που αντιστοιχούν στο σύστημα Β, ενώ το αντίθετο συμβαίνει με τις διαγωνίους των κατώτερων ορόφων. Επειδή σε κάθε Χ<sub>1</sub> οι διαγώνιοι έχουν ίδια διατομή, αν διαστασιολογούμε με βάση τις διαγωνίους

που έχουν τη μέγιστη αξονική στο σύστημα A θα λειτουργούμε πάντα υπέρ της ασφαλείας. Άρα υιοθετείται ο παραπάνω τρόπος για τη διαστασιολόγηση των διαγωνίων.

Σε ότι αφορά στα υποστυλώματα, θα πρέπει και αυτά να διαστασιολογηθούν με τις αξονικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στην περίπτωση λειτουργίας μόνο της εφελκυσμένης διαγωνίου. Παρακάτω υπολογίζονται οι αξονικές δυνάμεις των θλιβόμενων υποστυλωμάτων συναρτήσει των αξονικών δυνάμεων των διαγωνίων που λειτουργούν:



Σχήμα 4.5: Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων θλιβόμενων υποστυλωμάτων, που οφείλονται μόνο σε σεισμό, συναρτήσει των αξονικών δυνάμεων των διαγωνίων που λειτουργούν.

- *Κόμβος προτελευταίου ορόφου:*  $N_{C10} = N_{C9} = N_{D11,\theta\lambda} * \cos \phi_{11} + N_{D10,\epsilon\phi} * \cos \phi_{10}$
- *Ενδιάμεσος κόμβος:*  $N_{C8} = N_{C7} = N_{C9} + N_{D8,\epsilon\phi} * \cos \phi_8$

Ωστόσο, με βάση τα παραπάνω οι συνδεόμενες με τα υποστυλώματα ράβδοι  $D_{10}, D_8, D_6$  έχουν μικρότερη αξονική από τις υποκείμενες τους  $D_9, D_7, D_5$  στο χρησιμοποιούμενο μοντέλο (σύστημα A), όπου λειτουργούν όλοι οι σύνδεσμοι. Προκειμένου να λειτουργούμε υπέρ ασφαλείας θεωρούμε ότι η αξονική δύναμη των συνδέσμων που φορτίζει και τα υποστυλώματα είναι η μέγιστη μεταξύ των ανώτερων και κατώτερων συνδέσμων, που προκύπτει από την ανάλυση του συστήματος A. Επομένως, θεωρούμε ότι οι αξονικές δυνάμεις λόγω σεισμού των υποστυλωμάτων δεν είναι αυτές που προκύπτουν από την ανάλυση του προσομοιώματος (σύστημα A), αλλά είναι οι παρακάτω δυνάμεις:

- *Story 10-9:*  $N_{C10,EY} = N_{C9,EY} = N_{D11,des} * \cos \phi_{11} + \max\{N_{D10,des}; N_{D9,des}\} * \cos \phi_{10}$
- *Story 8-7:*  $N_{C8,EY} = N_{C7,EY} = N_{C9,EY} + \max\{N_{D8,des}; N_{D7,des}\} * \cos \phi_8$
- *Story 6-5:*  $N_{C6,EY} = N_{C5,EY} = N_{C7,EY} + \max\{N_{D6,des}; N_{D5,des}\} * \cos \phi_6$
- *Story 4-3:*  $N_{C4,EY} = N_{C3,EY} = N_{C5,EY} + \max\{N_{D4,des}; N_{D3,des}\} * \cos \phi_4$

- Story 2-1:  $N_{C2,EY} = N_{C1,EY} = N_{C3,EY}$ ,

Στις δυνάμεις αυτές θα προστεθούν κι οι αξονικές λόγω μη σεισμικών δράσεων G+0.3L, που είναι διαφορετικές σε κάθε όροφο.

#### 4.2.2 Διαστασιολόγηση με βάση τη σεισμική φόρτιση

Η επιλογή των διατομών των διαγωνίων θα γίνει με τρόπο ώστε να ικανοποιείται εξαρχής ο περιορισμός της λυγηρότητας με βάση τους κανόνες σχεδιασμού συστημάτων CBF σχήματος X [§6.7.3(1),EN1998] :

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Πίνακας 4.2: Διαθέσιμες ορθογωνικές διατομές RHS για διαγώνιους σύνδεσμους σχήματος X, για τις οποίες ικανοποιείται η συνθήκη περιορισμού λυγηρότητας [§6.7.3(1),EN1998]

$\bar{\lambda}$	ΔΙΑΤΟΜΗ RHS	$\bar{\lambda}$	ΔΙΑΤΟΜΗ RHS	$\bar{\lambda}$	ΔΙΑΤΟΜΗ RHS
1,92	TUBO120X84X4.5	1,97	TUBO160X80X5	1,56	TUBO200X100X5.4
1,94	TUBO120X84X5	1,98	TUBO160X80X5.4	1,57	TUBO200X100X5.9
1,95	TUBO120X84X5.4	1,99	TUBO160X80X5.9	1,59	TUBO200X100X7.1
1,96	TUBO120X84X5.9	1,32	TUBO180X126X10	1,60	TUBO200X100X8
1,98	TUBO120X84X7.1	1,34	TUBO180X126X12.5	1,30	TUBO200X140X25
1,73	TUBO140X98X10	1,36	TUBO180X126X14.2	1,47	TUBO220X110X10
1,77	TUBO140X98X12.5	1,38	TUBO180X126X16	1,50	TUBO220X110X12.5
1,80	TUBO140X98X14.2	1,40	TUBO180X126X17.5	1,53	TUBO220X110X14.2
1,83	TUBO140X98X16	1,42	TUBO180X126X20	1,55	TUBO220X110X16
1,86	TUBO140X98X17.5	1,44	TUBO180X126X22.2	1,57	TUBO220X110X17.5
1,65	TUBO140X98X5	1,47	TUBO180X126X25	1,61	TUBO220X110X20
1,65	TUBO140X98X5.4	1,83	TUBO180X90X10	1,42	TUBO220X110X5.9
1,66	TUBO140X98X5.9	1,89	TUBO180X90X12.5	1,44	TUBO220X110X7.1
1,68	TUBO140X98X7.1	1,92	TUBO180X90X14.2	1,45	TUBO220X110X8
1,70	TUBO140X98X8	1,95	TUBO180X90X16	1,34	TUBO240X120X10
1,49	TUBO160X112X10	1,99	TUBO180X90X17.5	1,37	TUBO240X120X12.5
1,53	TUBO160X112X12.5	1,74	TUBO180X90X5	1,39	TUBO240X120X14.2
1,55	TUBO160X112X14.2	1,75	TUBO180X90X5.4	1,41	TUBO240X120X16
1,57	TUBO160X112X16	1,75	TUBO180X90X5.9	1,42	TUBO240X120X17.5
1,59	TUBO160X112X17.5	1,78	TUBO180X90X7.1	1,45	TUBO240X120X20
1,63	TUBO160X112X20	1,80	TUBO180X90X8	1,48	TUBO240X120X22.2
1,66	TUBO160X112X22.2	1,63	TUBO200X100X10	1,31	TUBO240X120X7.1
1,44	TUBO160X112X5.9	1,67	TUBO200X100X12.5	1,32	TUBO240X120X8
1,46	TUBO160X112X7.1	1,70	TUBO200X100X14.2	1,32	TUBO260X130X20
1,47	TUBO160X112X8	1,73	TUBO200X100X16	1,34	TUBO260X130X22.2
1,96	TUBO160X80X4.5	1,75	TUBO200X100X17.5	1,37	TUBO260X130X25

Πίνακας 4.3: Διαθέσιμες τετραγωνικές διατομές SHS για διαγώνιους συνδέσμους σχήματος X, για τις οποίες ικανοποιείται η συνθήκη περιορισμού λυγηρότητας [§6.7.3(1),EN1998]

$\bar{\lambda}$	ΔΙΑΤΟΜΗ SHS	$\bar{\lambda}$	ΔΙΑΤΟΜΗ SHS	$\bar{\lambda}$	ΔΙΑΤΟΜΗ SHS
1,99	TUBO90X90X10	1,88	TUBO100X100X16	1,52	TUBO120X120X16
1,88	TUBO90X90X5	1,90	TUBO100X100X17.5	1,54	TUBO120X120X17.5
1,89	TUBO90X90X5.4	1,69	TUBO100X100X5.4	1,57	TUBO120X120X20
1,90	TUBO90X90X5.9	1,70	TUBO100X100X5.9	1,60	TUBO120X120X22.2
1,92	TUBO90X90X7.1	1,72	TUBO100X100X7.1	1,42	TUBO120X120X7.1
1,95	TUBO90X90X8	1,74	TUBO100X100X8	1,43	TUBO120X120X8
1,77	TUBO100X100X10	1,45	TUBO120X120X10	1,32	TUBO140X140X20
1,81	TUBO100X100X12.5	1,48	TUBO120X120X12.5	1,34	TUBO140X140X22.2
1,84	TUBO100X100X14.2	1,50	TUBO120X120X14.2	1,36	TUBO140X140X25

Για τους διαγώνιους συνδέσμους σχήματος Λ του τελευταίου ορόφου δεν ισχύει το κάτω όριο στη λυγηρότητα με βάση την [EN1998/6.7.3(3)], οπότε είναι:  $\bar{\lambda} \leq 2.0$ .

Το μήκος λυγισμού των διαγωνίων συνδέσμων λαμβάνοντας τους ως αμφιαρθρωτούς είναι  $L_{cr}=5.00m$  για λυγισμό περί και τους δύο τοπικούς άξονες. Επιλέγονται ορθογωνικές διατομές RHS, ώστε να εκμεταλλευτούμε την ύπαρξη ασθενούς άξονα, που μας δίνει τη δυνατότητα να ικανοποιήσουμε την παραπάνω διάταξη χωρίς να μειώσουμε το εμβαδό της διατομής. Επιλέγουμε όλες οι τετράδες συνδέσμων split-X να έχουν διατομές ίδιου ύψους και πλάτους αυξάνοντας, όμως, το πάχος από τον τελευταίο όροφο προς το ισόγειο. Ομοίως και στα υποστυλώματα του συστήματος επιλέγουμε οι εξωτερικές διατάσεις να είναι ίδιες σε όλους τους ορόφους τόσο ώστε να διευκολυνθούν οι συγκολλήσεις στις θέσεις αποκατάστασης συνέχειας όσο και αισθητικούς λόγους. Οι διατομές τους επιλέγουμε αρχικά να είναι τετραγωνικές κοίλες διατομές SHS, διότι θέλουμε να αποφύγουμε την ύπαρξη ασθενούς άξονα. Για κάθε τετράδα X συνδέσμων επιλέγονται υποστυλώματα ίδιας διατομής, δηλαδή ανά δύο ορόφους αλλάζουμε διατομή.

#### 4.2.2.1 1<sup>η</sup> δοκιμή διαστασιολόγησης συστήματος CBF

Σαν πρώτη δοκιμή διαστασιολόγησης, επιλέγουμε τις διατομές που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα και σε πρώτη φάση υπολογίζουμε τις σχετικές μετακινήσεις *drifts* των ορόφων και τους συντελεστές ευαισθησίας σε φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης  $\theta$ .

Η δεσπόζουσα κατά Υ ιδιομορφή του φορέα έχει ιδιοπερίοδο  $T_1=2.328sec$  και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Υ  $\alpha=0.7568$ . Παρατηρούμε ότι σε τέσσερις ορόφους είναι  $\theta>0.2$ , το οποίο σημαίνει ότι τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξη είναι σημαντικά και δεν μπορούμε να τα λάβουμε υπόψη με τον απλοποιημένο τρόπο της προσαύξησης με  $1/(1-\theta)$  (βλ. Ενότητα 2.5). Αυτό σημαίνει ότι δεν έχει νόημα να ελέγξουμε το φορέα σε Ο.Κ.Α., καθώς πρέπει να αυξηθεί η δυσκαμψία του φορέα. Ο πιο αποτελεσματικός τρόπος για αυτό είναι η αύξηση της διατομής των υποστυλωμάτων, οπότε τοποθετούμε διατομές TUBO400X400.

Πίνακας 4.4: Διατομές, *drift* και  $\theta$  1<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης CBFs.

Όροφος	Διαγώνιοι σύνδεσμοι	Υποστυλώματα	Drift	$\theta_i$
Story11	TUBO180X90X5	TUBO340X340X28	0,012	0,088
Story10	TUBO180X90X10	TUBO340X340X28	0,014	0,122
Story9			0,015	0,158
Story8	TUBO180X90X12.5	TUBO340X340X30	0,015	0,186
Story7			0,014	0,206
Story6	TUBO180X90X14.2	TUBO340X340X35	0,014	0,219
Story5			0,013	0,210
Story4	TUBO180X90X17.5	TUBO340X340X40	0,012	0,207
Story3			0,010	0,176
Story2		TUBO340X340X40	0	0
Story1			0	0

#### 4.2.2.2 2<sup>η</sup> δοκιμή διαστασιολόγησης συστήματος CBF

Πίνακας 4.5: Διατομές, *drift* και  $\theta$  2<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης CBFs.

ΟΡΟΦΟΣ	Διαγώνιοι σύνδεσμοι	Υποστυλώματα	Drift	$\theta_i$
Story11	TUBO180X90X5	TUBO400X400X28	0,012	0,079
Story10	TUBO180X90X10	TUBO400X400X28	0,014	0,110
Story9			0,016	0,143
Story8	TUBO180X90X12.5	TUBO400X400X30	0,016	0,168
Story7			0,016	0,186
Story6	TUBO180X90X14.2	TUBO400X400X35	0,016	0,198
Story5			0,015	0,194
Story4	TUBO180X90X17.5	TUBO400X400X40	0,014	0,192
Story3			0,011	0,162
Story2		TUBO400X400X40	0	0
Story1			0	0

Ιδιοπερίοδος δεσπόζουσας ιδιομορφής  $T=2.191\text{sec}$ . Με τις διατομές αυτές οριακά καλύπτεται η παραπάνω απαίτηση, αλλά επειδή η κατασκευή είναι ακόμα αρκετά εύκαμπτη αυξάνουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων σε 500X500, που δεν ανήκουν στις τυποποιημένες διατομές των ευρωπαϊκών προτύπων.

#### 4.2.2.3 3<sup>η</sup> δοκιμή διαστασιολόγησης συστήματος CBF

Ιδιοπερίοδος δεσπόζουσας ιδιομορφής  $T=2.052\text{sec}$ . Τα υποστυλώματα πλέον έχουν αυξηθεί τόσο ώστε να παραλαμβάνουν σημαντικές ροπές και κατά τη διεύθυνση που λειτουργούν τα πλαίσια. Επειδή θέλουμε κάθε σύστημα να παραλαμβάνει εντατικά μεγέθη μόνο στο επίπεδο του, θα μειώσουμε τη δυσκαμψία τους κατά το επίπεδο των πλαισίων διατηρώντας, όμως, το εμβαδό της διατομής τους. Δηλαδή θα χρησιμοποιήσουμε διατομές 750x250 είτε 700x300, με τον ασθενή άξονα να τοποθετείται στο επίπεδο των CBF. Επιλέγουμε τις δεύτερες για να έχουμε μεγαλύτερα περιθώρια για την επιλογή κεφαλοδοκού.

Πίνακας 4.6: Διατομές, *drift* και  $\theta$  3<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης CBFs.

ΟΡΟΦΟΣ	Διαγώνιοι σύνδεσμοι	Υποστυλώματα	Drift	$\theta_i$
Story11	TUBO180X90X5	500x500x28	0,010	0,069
Story10	TUBO180X90X10	500x500x28	0,012	0,096
Story9			0,014	0,125
Story8	TUBO180X90X12.5	500x500x30	0,015	0,147
Story7			0,015	0,164
Story6	TUBO180X90X14.2	500x500x35	0,015	0,175
Story5			0,014	0,175
Story4	TUBO180X90X17.5	500x500x40	0,013	0,173
Story3			0,010	0,143
Story2		500x500x40	0	0
Story1			0	0

#### 4.2.2.4 4<sup>η</sup> δοκιμή διαστασιολόγησης συστήματος CBF

Πίνακας 4.7: Διατομές, *drift* και  $\theta$  4<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης CBFs.

ΟΡΟΦΟΣ	Διαγώνιοι σύνδεσμοι	Υποστυλώματα	Drift, p-8	$\theta_i$
Story11	TUBO180X90X5	700X300X28	0,011	0,069
Story10	TUBO180X90X10	700X300X28	0,012	0,095
Story9			0,014	0,124
Story8	TUBO180X90X12.5	700X300X30	0,014	0,147
Story7			0,015	0,164
Story6	TUBO180X90X14.2	700X300X35	0,015	0,174
Story5			0,014	0,175
Story4	TUBO180X90X17.5	700X300X40	0,013	0,171
Story3			0,009	0,134
Story2		700X300X40	0	0
Story1			0	0

Ιδιοπερίοδος δεσπόζουσας ιδιομορφής  $T=2.04\text{sec}$ . Έχοντας περιορίσει τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης σε αποδεκτό βαθμό, το επόμενο βήμα είναι να ελέγξουμε το φορέα σε Ο.Κ.Α. ξεκινώντας από τους διαγωνίους συνδέσμους.

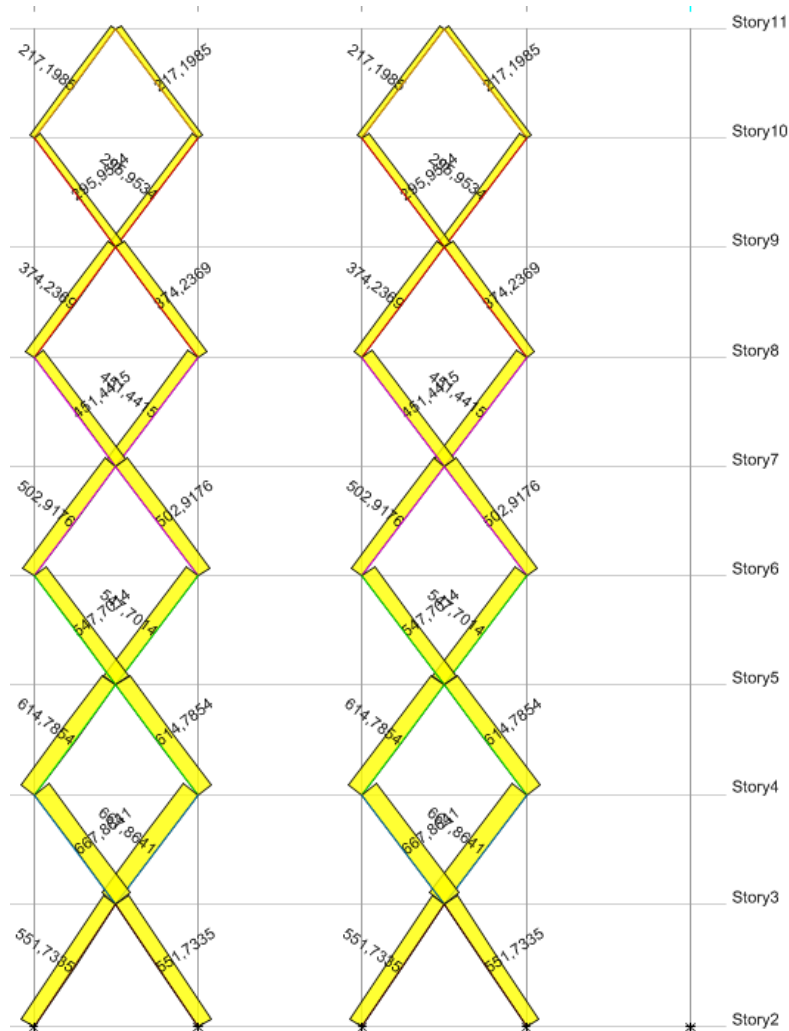
Στο ETABS η τροποποίηση των γεωμετρικών και αδρανειακών χαρακτηριστικών της διατομής των διαγωνίων μέσω της εντολής «assign/frame/property modifiers/cross-section area» λαμβάνεται υπόψη μόνο για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας του συστήματος και των εντατικών μεγεθών και όχι για τον έλεγχο των διατομών. Επομένως, ο έλεγχος των διαγωνίων θα γίνει μέσω υπολογιστικών φύλλων excel, στα οποία υπολογίζεται για κάθε εφελκόμενο διαγώνιο ο λόγος υπεραντοχής  $\Omega = N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  με οποιονδήποτε από τους δύο ακόλουθους τρόπους:

- $\Omega = N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ , όπου  $N_{Ed} = N_{Di,A}$  και  $N_{pl,Rd} = 0.5 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- $\Omega = N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ , όπου  $N_{Ed} = N_{Di,des} = 2 \cdot N_{Di,A}$  και  $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Επιλέγεται ο πρώτος τρόπος. Εξαιρέση στα παραπάνω αποτελούν οι σύνδεσμοι σχήματος  $\Lambda$  του τελευταίου ορόφου, που ελέγχονται με την πραγματική τους διατομή και σε εφελκυσμό, αλλά και σε θλίψη [§6.7.3(6), EN1998].

Πίνακας 4.8: Έλεγχος διαγωνίων εφελκόμενων συνδέσμων σε εφελκυσμό (Ο.Κ.Α.) μέσω των λόγων υπεραντοχής τους, που υπολογίζονται με τον πρώτο τρόπο.

ΟΡΟΦΟΣ	$N_{Di,A}$	$1/(1-\theta_i)$	$N_{Di,A,P-\delta}$	$N_{pl,Rd}$		$\Omega_i$
				Πραγματική	Προσομοίωμα	
Story11	217,2	1,074	233,3	923,0	923,0	3,96
Story10	296,0	1,105	327,1	1775,0	887,5	2,71
Story9	374,2	1,142	427,3	1775,0	887,5	2,08
Story8	451,4	1,172	529,0	2176,2	1088,1	2,06
Story7	502,9	1,196	601,3	2176,2	1088,1	1,81
Story6	547,7	1,211	663,2	2435,3	1217,7	1,84
Story5	614,8	1,212	744,9	2435,3	1217,7	1,63
Story4	667,9	1,206	805,3	2921,7	1460,8	1,81
Story3	551,7	1,155	637,3	2921,7	1460,8	2,29



Σχήμα 4.6: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων  $N_{Di,A}$  διαγωνίων συνδέσμων συστήματος CBF για Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης κατά Y.

Είναι προφανές ότι όλοι οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι υπερεπαρκούν έναντι της σεισμικής φόρτισης με τον μικρότερο λόγο υπεραντοχής να είναι  $\min\Omega_i=1.63$ . Απομένει

να ελέγξουμε τον θλιβόμενο σύνδεσμο του τελευταίου ορόφου σε καμπτικό λυγισμό περί τον ασθενή του άξονα. Επαρκεί οριακά με:  
 $\lambda_z=1.739 \rightarrow \chi=0.288$

$$N_{bz,Rd} = \frac{\chi * f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.288 * 35.5 \text{ kN/cm}^2 * 26 \text{ cm}^2}{1.0} = 265.8 \text{ kN} > N_{Ed} = 233.3 \text{ kN}$$

Επειδή οι σύνδεσμοι σχήματος Λ αποδίδουν ενέργεια και μέσω θλίψης, σύμφωνα με την [§6.5.3(1)P, EN1998] για ΚΠΥ η διατομής τους πρέπει να είναι κατηγορίας 1. Πράγματι ελέγχοντας τον κορμό ως δυσμενέστερο, έχουμε διατομή κατηγορίας 1:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{140 - 2 * 5 - 0}{5} = 26 < 33\epsilon = 33 * \sqrt{235/355} = 26.85$$

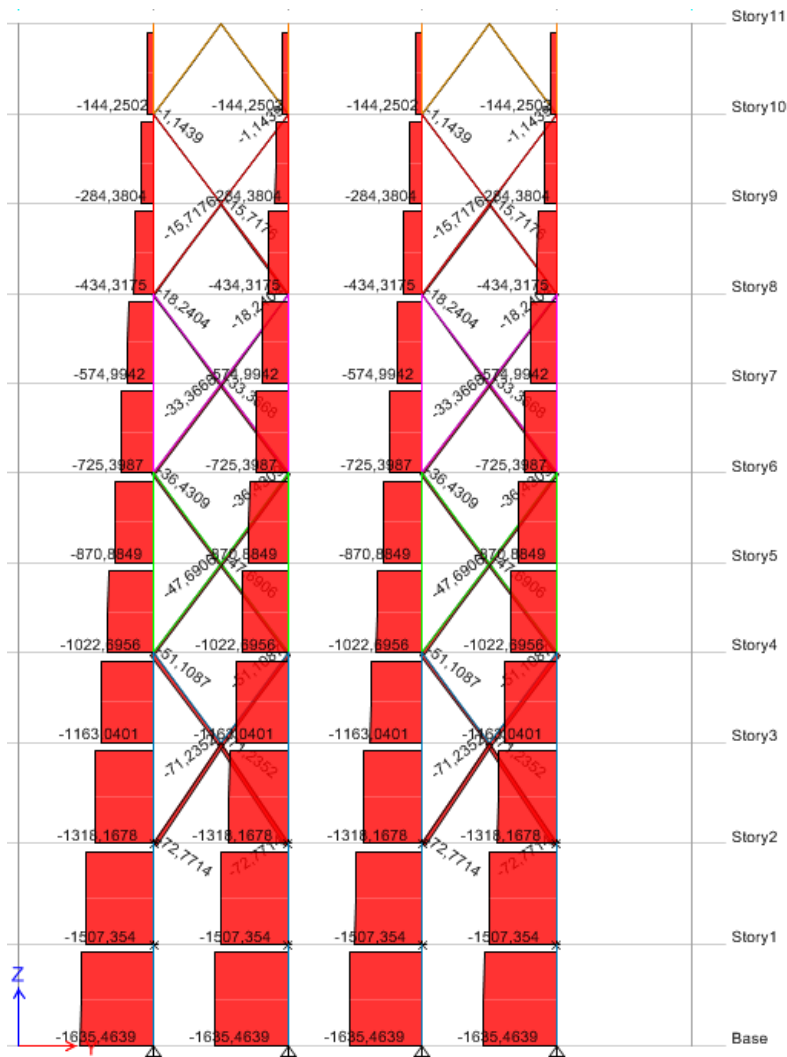
Ακολουθεί ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων σε Ο.Κ.Α., τα οποία καταπονούνται αξονικά και εκτός από σεισμό, παραλαμβάνουν τα βαρυντικά φορτία των συνδεόμενων σε αυτά βαρυντικών δοκών. Ωστόσο, τα υποστυλώματα δεν θα ελεγχθούν ακόμα, καθώς με βάση τη συνθήκη [§6.7.4(1), EN1998], διαστασιολογούνται για τα ικανοτικά μεγέθη, που είναι δυσμενέστερα από αυτά της Ιδιομορφικής Ανάλυσης. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι με βάση τη διάταξη [§6.7.2(1)P, EN1998], τα βαρυντικά φορτία θα παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι διαγώνιοι σύνδεσμοι. Στα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων για το συνδυασμό G+0.3L που ακολουθούν, παρατηρούμε ότι οι αξονικές των διαγωνίων είναι αρκετά μικρές και αποδεκτές.

Οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση των CBFs που υπολογίστηκαν με βάση τη μεθοδολογία του Σχήμα 4.5 είναι οι  $N_{C,EY}$ , οι οποίες προσαυξάνονται κατά  $1/(1-\theta_i)$  καταλήγοντας στις  $N_{C,EY,P-\delta}$ . Οι δυνάμεις αυτές μαζί με τις συνολικές αξονικές στα υποστυλώματα  $N_{C,G+0.3L+EY}$  παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.9: Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων για τη λειτουργία μόνο εφελκόμενων ράβδων. Οι δυνάμεις διαστασιολόγησης είναι οι  $N_{C,Ed}$

ΟΡΟΦΟΣ	Διαγώνιοι			Υποστυλώματα			
	$N_{Di,A}$	$\max N_{Di,des}$	$\cos\phi$	$N_{C,EY}$	$N_{C,EY,P-\delta}$	$N_{C,G+0.3Q}$	$N_{C,G+0.3Q+EY}$
	kN	kN		kN	kN	kN	kN
Story11	217,2	217,2	0,80	0,0	0,0	-146,3	146,3
Story10	296,0	748,5	0,80	772,5	853,9	-282,6	1055,1
Story9	374,2		0,80	772,5	882,1	-434,6	1207,2
Story8	451,4	1005,8	0,80	1577,2	1848,0	-569,1	2146,3
Story7	502,9		0,80	1577,2	1885,7	-721,7	2298,9
Story6	547,7	1229,6	0,80	2560,9	3101,1	-863,4	3424,3
Story5	614,8		0,80	2560,9	3102,9	-1017,5	3578,3
Story4	667,9	1335,7	0,80	3629,4	4376,4	-1146,9	4776,4
Story3	551,7		0,83	3629,4	4192,6	-1303,5	4933,0
Story2				3629,4	3629,4	-1554,8	5184,2
Story1				3629,4	3629,4	-1687,3	5316,8





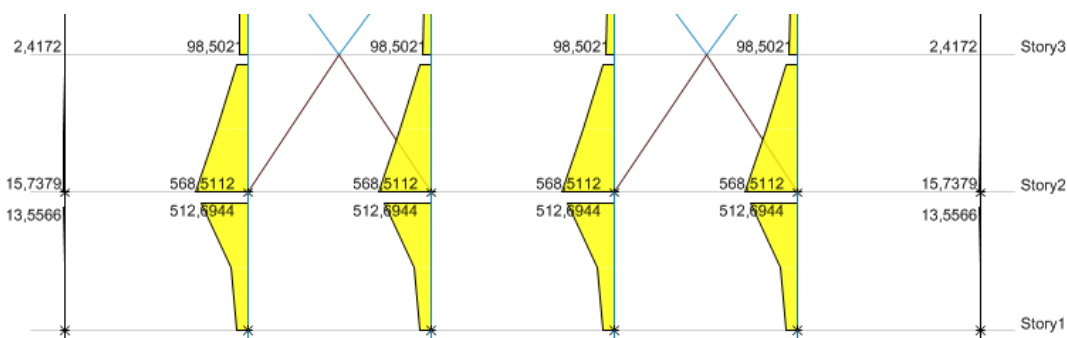
Σχήμα 4.7: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων διαγωνίων συνδέσεων και υποστυλωμάτων συστήματος CBF για τα βαρυντικά φορτία υπό το σεισμικό συνδυασμό G+0.3L

Ειδική περίπτωση στο φορέα αποτελούν τα υποστυλώματα του ισόγειου, τα οποία βρίσκονται σε συνέχεια με αυτά του υπογείου με αποτέλεσμα στη βάση τους να αναπτύσσονται συνθήκες πάκτωσης. Αυτό σε συνδυασμό με τη μεγάλη διατομή τους και κατ' επέκταση τη μεγάλη δυσκαμψία τους οδηγεί σε υπολογίσιμες ροπές για οριζόντια φόρτιση κατά τη διεύθυνση των CBF (διεύθυνση Y), αλλά και κατά τη διεύθυνση των πλαισίων. Σε ότι αφορά στις ροπές κατά Y πρέπει να σημειωθεί ότι αυτές δεν αλλάζουν στην περίπτωση που λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι, θεωρώντας ότι η συνολική δυσκαμψία των διαγωνίων του ισόγειου παραμένει ίδια. Επομένως, τα εντατικά μεγέθη με τα οποία ελέγχουμε για το σεισμικό συνδυασμό G+0.3L+EY+0.3EX στο ισόγειο είναι:

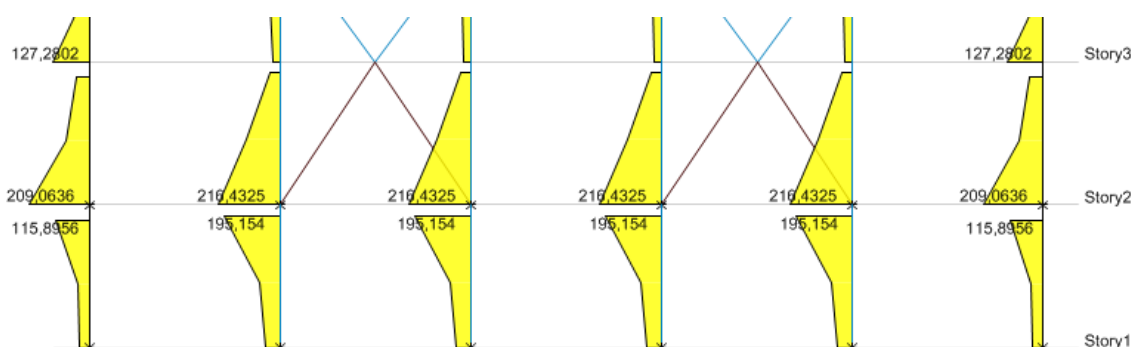
$$N_{C3} = N_{C3,G+0.3L} + N_{C3,EY} = N_{C3,G+0.3L} + N_{C5,EY} + \max\{N_{D4,des}; N_{D3,des}\} * \cos \phi_4$$

$$M_{y,C3} = M_{y,C3,A} = 568.5 \text{ kNm}$$

$$M_{z,C3} = 0.3 * M_{z,C3,A} = 0.3 * 216.4 \text{ kNm} = 64.9 \text{ kNm}$$



Σχήμα 4.8: Ροπές στο επίπεδο YZ (M2) υποστυλωμάτων ισογείου (Story 3) για σεισμική φόρτιση κατά Y.



Σχήμα 4.9: Ροπές στο επίπεδο XZ (M3) υποστυλωμάτων ισογείου (Story 3) για σεισμική φόρτιση κατά X.

#### 4.2.3 Έλεγχος για ομοιογενή πλαστική συμπεριφορά διαγωνίων συνδέσμων

Με βάση την [§6.7.3(8), EN1998], προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλαστική συμπεριφορά των διαγωνίων συνδέσμων πρέπει:

$$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} \leq 1.25$$

Το μέγιστο  $\Omega$  εμφανίζεται στον τελευταίο όροφο ( $\Omega=3.65$ ) και είναι πολύ μεγαλύτερο από τα υπόλοιπα, ενώ δεν μπορεί να μειωθεί σημαντικά με την τοποθέτηση μιας μικρότερης διατομής διότι ήδη επαρκεί οριακά σε θλίψη. Είναι προφανές ότι από τη στιγμή που οι σύνδεσμοι αυτοί προορίζονται για παραλαβή θλίψης, πάντα θα απαιτούν μεγαλύτερη διατομή από αυτή που θα απαιτούσαν αν λειτουργούσαν μόνο σε εφελκυσμό, άρα πάντα θα έχουν και μεγάλο λόγο υπεραντοχής  $\Omega$ . Ο μόνος τρόπος να ικανοποιηθεί η παραπάνω απαίτηση θα ήταν να αυξηθούν όλες οι διατομές οδηγώντας, όμως, σε μια αντικοινομική κατασκευή και σε αδυναμία ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου υποστυλωμάτων που γίνεται παρακάτω. Για τους λόγους αυτούς επιλέγουμε να αγνοήσουμε τους συνδέσμους σχήματος  $\Lambda$  του τελευταίου ορόφου στον έλεγχο για ομοιογενή πλαστική συμπεριφορά των διαγωνίων συνδέσμων.

Με την μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων για κάμψη στο επίπεδο των CBF, σημαντικό τμήμα της τέμνουσας βάσης στο ισόγειο παραλαμβάνεται μέσω ροπής οδηγώντας σε μικρότερη αξονική στους διαγώνιους του ισογείου, γεγονός που φαίνεται στον μεγάλο λόγο  $\Omega=2.29$ . Επομένως, πρέπει να γίνει μείωση διατομής των

διαγωνίων αυτών. Από τον Πίνακα 4.8 έχουμε ότι  $\max\Omega_i/\min\Omega_i=2.71/1.63=1.66>1.25$ , όποτε απαιτείται αλλαγή επαναδιαστασιολόγηση των διαγωνίων. Τελικά, οι διατομές που ικανοποιούν ομοιογενή πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων συνδέσμων είναι:

Πίνακας 4.10: Διατομές διαγωνίων που ικανοποιούν τη συνθήκη εξασφάλισης ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς. Αναγράφονται και τα *drifts* και τα  $\theta$ .

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	Drift,P- $\delta$	$\theta_i$
Story11	TUBO140X98X5	0,011	0,073
Story10	TUBO180X90X7.1	0,014	0,106
Story9		0,016	0,138
Story8	TUBO180X90X12.5	0,015	0,151
Story7		0,014	0,162
Story6	TUBO180X90X16	0,014	0,167
Story5		0,013	0,167
Story4	TUBO180X90X17.5	0,013	0,172
Story3	TUBO180X90X12.5	0,010	0,150

Πίνακας 4.11: Λόγοι υπεραντοχής εφελκόμενων διαγωνίων για εξασφάλισης ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς.

ΟΡΟΦΟΣ	$N_{Di,A}$	$1/(1-\theta_i)$	$N_{Di,A,P-\delta}$	$N_{pl,Rd}$		$\Omega_i$
				Πραγματική	Προσομοίωμα	
Story11	236,2	1,079	254,8	809,4	809,4	3,18
Story10	283,5	1,118	317,0	1288,7	644,3	2,03
Story9	339,5	1,160	393,8	1288,7	644,3	1,64
Story8	474,6	1,177	558,7	2176,2	1088,1	1,95
Story7	490,3	1,194	585,3	2176,2	1088,1	1,86
Story6	553,6	1,200	664,4	2705,1	1352,6	2,04
Story5	628,8	1,200	754,4	2705,1	1352,6	1,79
Story4	683,5	1,208	826,0	2921,7	1460,8	1,77
Story3	482,5	1,176	567,5	2176,2	1088,1	1,92

Είναι:  $\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} = \frac{2.04}{1.64} = 1.244 \leq 1.25$ , άρα η συνθήκη ικανοποιείται. Σημειώνεται ότι η

διατομή των διαγωνίων του τελευταίου ορόφου, άλλαξε σε μία με μικρότερη λυγηρότητα στον ασθενή άξονα προκειμένου να επαρκεί έναντι θλίψης.

#### 4.2.4 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με την [§6.7.4(1), EN1998] τα υποστυλώματα θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} ,$$

όπου:

- $\Omega = \min \Omega_i$
- $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδρασή της με την ροπή κάμψης  $M_{Ed}$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- $N_{Ed,G}$ : η αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, δηλαδή  $G+0.3L$
- $N_{Ed,E}$ : η αξονική δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (μαζί με φαινόμενα P-δ)
- $\gamma_{ov}=1.25$  ο συντελεστής υπεραντοχής

Είναι  $\Omega = \min \Omega_i = 1.64$ , οπότε  $1.1 * \gamma_{ov} * \Omega = 2.26$ .

Τα υποστυλώματα εκτός από αυτά του ισογείου και του πρώτου ορόφου καταπονούνται αξονικά, οπότε και θα ελεγχθούν μόνο σε καμπτικό λυγισμό περί τον ασθενή τους άξονα. Για κάμψη των υποστυλωμάτων στο επίπεδο των πλαισίων, δηλαδή για κάμψη περί τον ασθενή τους άξονα, τα υποστυλώματα σε κάθε όροφο θεωρούμε υπέρ της ασφαλείας ότι συμπεριφέρονται σαν πρόβολοι, καθώς το μεταθετό πλαίσιο δεν τα στηρίζει πλευρικά στα άκρα τους, ενώ οι αμφιαρθρωτές βαρυντικές δοκοί δεν προσφέρουν στροφική δέσμευση. Άρα το ισοδύναμο μήκος λυγισμού είναι  $L_{cr,z} = k_z * L = 2 * 364 \text{cm} = 728 \text{cm}$ , όπου  $L = 400 - 36 = 364 \text{cm}$  το καθαρό μήκος του υποστυλώματος. Ενδεικτικά για το υποστυλώμα του 1<sup>ου</sup> ορόφου (Story 4) έχουμε:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} * \frac{1}{\lambda_1} = \frac{728 \text{cm}}{11.8 \text{cm}} * \frac{1}{93.9 * \sqrt{235/355}} = 61.69 * 0.0131 = 0.807$$

$$\Phi_z = 0.5 * \left[ 1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 * \left[ 1 + 0.49 * (0.807 - 0.2) + 0.807^2 \right] = 0.975$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.975 + \sqrt{0.975^2 - 0.807^2}} = 0.658$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z * f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.658 * 35.5 * 736}{1.0} = 17179.2 \text{kN},$$

όπου θεωρήσαμε συντελεστή ατελειών  $\alpha = 0.49$ , που αντιστοιχεί σε καμπύλη c για κιβωτιοειδείς συγκολλητές διατομές. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται για τα υποστυλώματα των ορόφων 1 έως 8, οι ικανοτικές αξονικές δυνάμεις λόγω σεισμού  $1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$ , οι τελικές αξονικές σχεδιασμού  $N_{Ed}$  και ο έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Σε ότι αφορά την κατηγορία διατομής των υποστυλωμάτων δεν υπάρχει περιορισμός, εφόσον αυτά δεν είναι πλάστιμα μέλη. Είναι όλα κατηγορίας 1, αφού για τη διατομή 700X300X28, με το μικρότερο πάχος έχουμε:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{700 - 2 * 28}{28} = 23 < 33\epsilon = 33 * \sqrt{235/355} = 26.85$$

Πίνακας 4.12: Διαστασιολόγηση έναντι καμπτικού λυγισμού υποστυλωμάτων 1<sup>ου</sup> έως 8<sup>ου</sup> ορόφου για τις αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού  $N_{Ed}$

Story	$N_{Ed,E}$	$\times 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega$	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed}$	$N_{b,z,Rd}$	$E_d/R_d$
	kN	kN	kN	kN	kN	
Story11	0,0	0,0	146,3	146,3	12700,7	1%
Story10	818,9	1842,3	282,6	2124,8	12700,7	17%
Story9	849,2	1910,5	434,6	2345,1	12700,7	18%
Story8	1785,5	4016,8	569,1	4585,9	13487,0	34%
Story7	1810,7	4073,6	721,7	4795,2	13487,0	36%
Story6	3027,5	6811,0	863,4	7674,5	15382,8	50%
Story5	3026,8	6809,2	1017,5	7826,7	15382,8	51%
Story4	4370,2	9831,5	1146,9	10978,4	17179,2	64%

Τα υποστυλώματα του ισογείου ελέγχονται σε επίπεδο μέλους για σύνθετη καταπόνηση υπό τις ανισώσεις (2.18) και (2.19), για τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \min \Omega * N_{Ed,E} = 1303.5 + 2.26 * 4268.5 = 10950.3 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 1/(1 - \theta_1) * M_{y,E} = 1/(1 - 0.150) * 568.5 \text{ kNm} = 668.8 \text{ kNm}$$

$$M_{x,Ed} = 0.3 * M_{y,E} = 0.3 * 216.4 \text{ kNm} = 64.9 \text{ kNm}$$

Οι συντελεστές των ανισώσεων υπολογίζονται με τη μέθοδο 2 ως εξής:

$$k_{yy} = C_{my} * \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0.6 * \left( 1 + (0.227 - 0.2) * \frac{10950.3}{0.986 * 26128 / 1.0} \right) = 0.607$$

,όπου για κάμψη περί τον ισχυρό y-y (επίπεδο YZ) έχουμε  $\psi_y \approx 0/668.8 = 0$  και  $C_{my} = 0.6 + 0.4 * \psi = 0.6$

$$k_{zz} = C_{mz} * \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0.6 * \left( 1 + (0.918 - 0.2) * \frac{10950.3}{0.589 * 26128 / 1.0} \right) = 0.907$$

,όπου για κάμψη περί τον ισχυρό z-z (επίπεδο XZ) έχουμε  $\psi_z \approx 0/64.9 = 0$  και  $C_{mz} = 0.6 + 0.4 * \psi = 0.6$

$$k_{yz} = 0.6 * k_{zz} = 0.6 * 0.907 = 0.544$$

$$k_{zy} = 0.6 * k_{yy} = 0.6 * 0.607 = 0.364$$

Άρα οι ανισώσεις (4.1) και (4.2) γίνονται αντίστοιχα:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} =$$

$$= \frac{10950.3}{0.986 * 26128} + 0.607 * \frac{668.8}{1.0 * 5540.8} + 0.544 * \frac{64.9}{2928} = 0.425 + 0.073 + 0.012 = 0.510 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} =$$

$$= \frac{10950.3}{0.589 * 26128} + 0.364 * \frac{668.8}{1.0 * 5540.8} + 0.907 * \frac{64.9}{2928} = 0.711 + 0.044 + 0.020 = 0.775 < 1$$

Επομένως, όλα τα υποστυλώματα επαρκούν.

#### 4.2.5 Διαστασιολόγηση κεφαλοδοκών

Οι κεφαλοδοκοί παραλαμβάνουν την οριζόντια συνιστώσα της αξονικής δύναμης που αναπτύσσεται στις διαγωνίους. Ωστόσο, στο παρόν προσομοίωμα δεν αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις εξαιτίας του διαφράγματος. Η διαστασιολόγηση τους θα γίνει με τα ικανοτικά μεγέθη, όπως και παραπάνω [EN1998/6.7.4(1)], δηλαδή:

$$N_{Ed,b} = 1.1 * \gamma_{ov} * \min \Omega * N_{Ed,E,b}, \text{ όπου } N_{Ed,b,b} = 1/(1 - \theta_i) * N_{Di,des} * \sin \phi_i$$

Η γωνία  $\phi$  είναι αυτή που σχηματίζουν οι διαγώνιοι με τα υποστυλώματα με  $\sin \phi = 3m/5.41m = 0.555$  για το ισόγειο και  $\sin \phi = 3m/5m = 0.6$  για τους υπόλοιπους ορόφους. Επιπλέον, υπενθυμίζεται ότι η αξονική στην περίπτωση που λειτουργεί μόνο ο εφελκόμενος σύνδεσμος είναι διπλάσια από αυτή που υπολογίζεται στο προσομοίωμα. Για παράδειγμα για τη διαγώνιο του πρώτου ορόφου έχουμε:

$$N_{Ed,b} = 1.1 * \gamma_{ov} * \min \Omega * N_{Ed,E,b} = 2.26 * (1.208 * 1367 * 0.6) = 2229.8kN,$$

όπου  $1.208 = 1/(1 - \theta_4)$ . Επιλέγεται διατομή HEM240 για την οποία έχουμε:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} * \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1.0 * 600cm}{6.39cm} * \frac{1}{93.9 * \sqrt{235/355}} = 1.229$$

$$\Phi_z = 0.5 * \left[ 1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 * \left[ 1 + 0.49 * (1.229 - 0.2) + 1.229^2 \right] = 1.43$$

$$\chi_z = 0.463$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z * f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.463 * 35.5 * 199.6}{1.0} = 3279.5kN$$

Επιλέγουμε και για τις υπόλοιπες αυτή τη διατομή. Συνοπτικά:

Πίνακας 4.1: Διαστασιολόγηση κεφαλοδοκών συστήματος CBF.

ΟΡΟΦΟΣ	$N_{Di,des}$	$N_{Ed,E,b}$	$N_{Ed,b}$	Διατομή	$E_d/R_d$
	kN	kN	kN		
Story10	679,1	407,5	1025,2	HEM240	0,31
Story8	980,6	588,3	1558,2	HEM240	0,48
Story6	1257,6	754,5	2037,1	HEM240	0,62
Story4	1367,0	820,2	2229,8	HEM240	0,68

### 4.3 Διαστασιολόγηση έναντι ανέμου

Σε αντίθεση με τη σεισμική φόρτιση, στον έλεγχο έναντι ανέμου θεωρούμε ότι λειτουργούν και οι δύο διαγώνιοι, οπότε το προσομοίωμα που θα χρησιμοποιηθεί θα περιλαμβάνει όλους τους συνδέσμους με την πραγματική τους διατομή, δηλαδή θα ελεγχθεί ο φορέας όπως ακριβώς είναι. Αυτό προφανώς σημαίνει και το ότι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι θα ελεγχθούν και έναντι θλίψης.

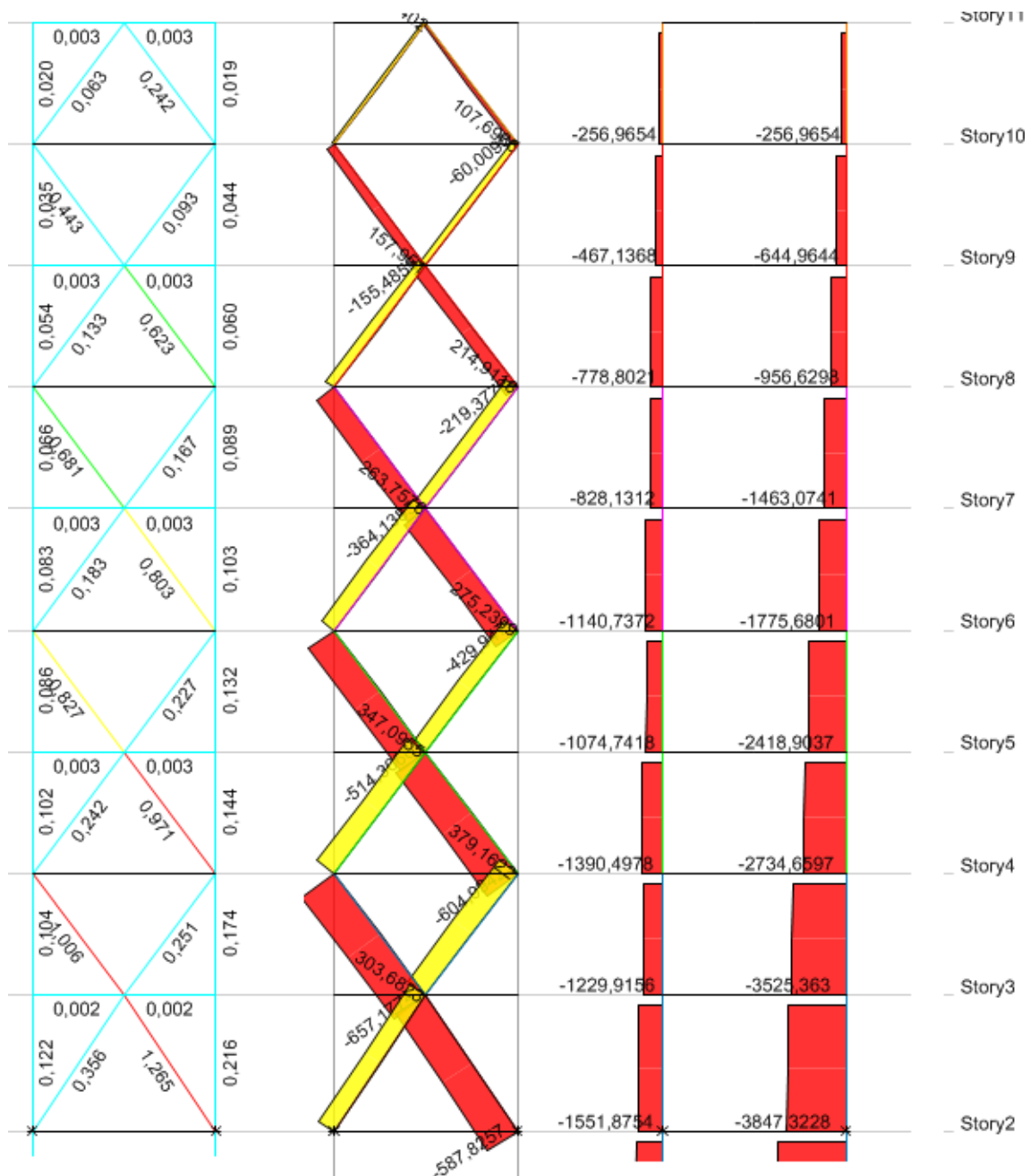
Οι συνδυασμοί αστοχίας που περιλαμβάνουν άνεμο κατά τη διεύθυνση των CBF είναι οι ULSa.4, 6, 8 και 10 του Πίνακας 2.4, με τον άνεμο να είναι η δευτερεύουσα μεταβλητή φόρτιση μόνο στον πρώτο. Όπως και στο σεισμό πριν εκτελέσουμε τους ελέγχους σε αστοχία, υπολογίζουμε για κάθε συνδυασμό τους συντελεστές  $\theta$  προκειμένου να διαπιστώσουμε αν χρειάζεται να λάβουμε υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης. Το συνολικό φορτίο βαρύτητας  $P_{tot}$ , η τέμνουσα του ορόφου  $V_y$  και τα *drifts*, υπολογίζονται για κάθε συνδυασμό ανάλογα με τον αντίστοιχο συντελεστή. Για παράδειγμα στο συνδυασμό ULSa.4 το  $P_{tot}$  προκύπτει από τα φορτία 1.35G+1.5L και η  $V_y$  και τα *drifts* από τη φόρτιση 0.9WY. Παρατηρούμε ότι για κανένα συνδυασμό δεν έχουμε σε κάποιο όροφο  $\theta > 0.1$ , οπότε και δεν χρειάζεται να λάβουμε υπόψη στην ανάλυση τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης.

Πίνακας 4.13: Συντελεστές ευαισθησίας  $\theta$  για επιρροή φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης για κάθε συνδυασμό ανέμου

Story	$\theta$			
	ULS.a.4	ULS.a.6	ULS.a.8	ULS.a.10
Story11	0,073	0,066	0,050	0,037
Story10	0,062	0,054	0,036	0,027
Story9	0,064	0,055	0,036	0,026
Story8	0,062	0,054	0,034	0,025
Story7	0,063	0,054	0,034	0,025
Story6	0,063	0,054	0,034	0,025
Story5	0,061	0,052	0,032	0,024
Story4	0,063	0,054	0,033	0,025
Story3	0,054	0,046	0,029	0,021

Ακολουθεί στο Σχήμα 4.10 ο έλεγχος της κατασκευής σε ΟΚΑ, όπου παρατηρούμε ότι οι περισσότεροι διαγώνιοι παρά το ότι έναντι σεισμού υπερεπαρκούσαν, στην ανεμοφόρτιση οι θλιβόμενοι διαγώνιοι των κατώτερων ορόφων επαρκούν οριακά, ενώ στο ισόγειο αστοχούν κατά 26.5%. Αυτό οφείλεται στο ότι επιλέξαμε με κριτήριο το εμβαδό και τους περιορισμούς λυγηρότητας διατομές TUBO180X90, οι οποίες όμως είναι πολύ ευαίσθητες σε λυγισμό περί τον ασθενή τους άξονα. Για το λόγο αυτό θα αναζητήσουμε διατομές με το ίδιο περίπου εμβαδό και ισχυρότερο ασθενή άξονα, ώστε και να επαρκούν

έναντι θλίψης και να μην αλλάξουν οι συνθήκες ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς, που υπολογίσαμε προηγουμένως στο σεισμό. Αυτές είναι οι διατομές TUBO160X112, με τις οποίες αντικαθιστούμε σε κάθε όροφο τις προηγούμενες διατηρώντας το ίδιο πάχος. Εξαιρούνται μόνο οι σύνδεσμοι του τελευταίου ορόφου. Πράγματι, στον Πίνακα 4.15 βλέπουμε ότι οι λόγοι υπεραντοχής δεν αλλάζουν καθόλου και στο Σχήμα 4.11 ότι το σύστημα επαρκεί έναντι ανέμου.



Σχήμα 4.10: Έλεγχος σε Ο.Κ.Α. συστήματος CBF έναντι ανεμοφόρτισης (αριστερά). Αξονικές δυνάμεις διαγωνίων για το συνδυασμό ULSa.6 (στη μέση). Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων για το συνδυασμό ULSa.4 (δεξιά).



Πίνακας 4.14: Διατομές διαγωνίων, *drifts* και  $\theta$  έναντι σεισμού κατά Y για τη νέα διαστασιολογήση λόγω ανεμοφόρτισης.

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	Drift <sub>p,δ</sub>	$\theta_i$
Story11	TUBO140X98X5	0,011	0,073
Story10 Story9	TUBO160X112X7.1	0,014 0,016	0,106 0,137
Story8 Story7	TUBO160X112X12.5	0,015 0,014	0,150 0,162
Story6 Story5	TUBO160X112X16	0,014 0,013	0,166 0,166
Story4	TUBO160X112X17.5	0,013	0,172
Story3	TUBO160X112X12.5	0,010	0,149

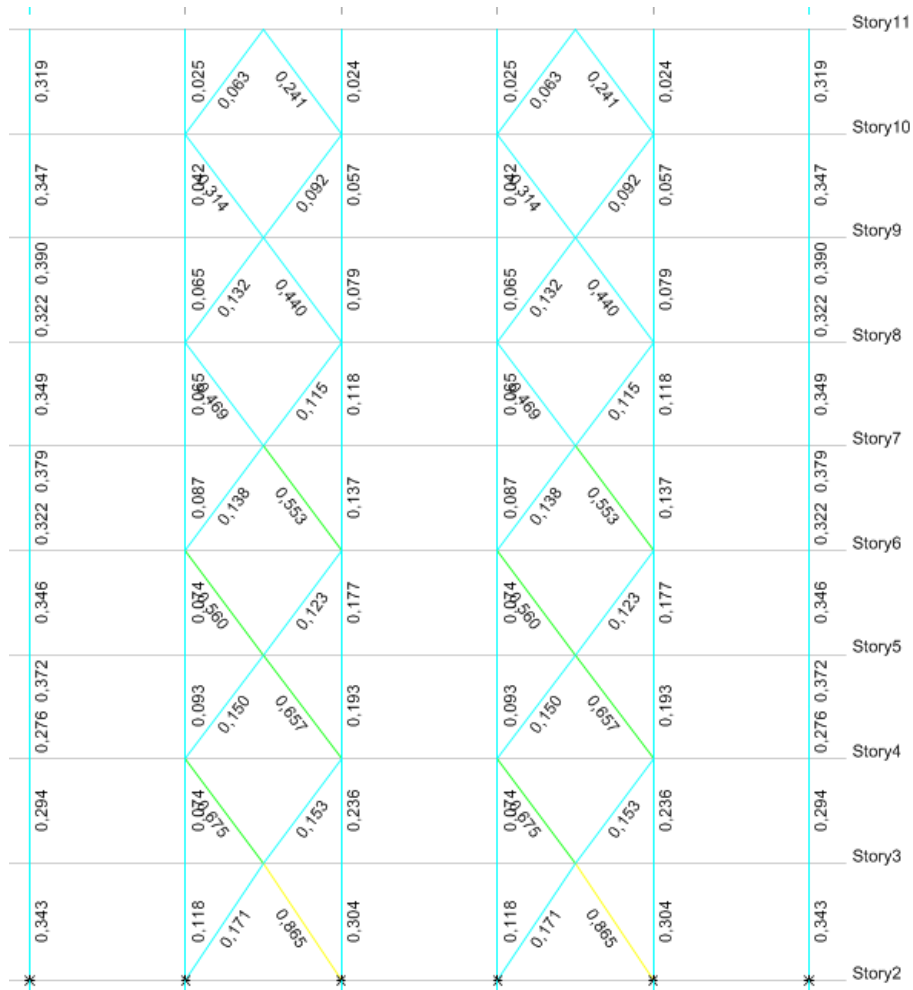
Πίνακας 4.15: Επανελέγχος ικανοποίησης συνθήκης ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς σε σεισμό[§6.7.3(8), EN1998] για τις διατομές που προέκυψαν από τη διαστασιολογήση έναντι ανέμου.

ΟΡΟΦΟΣ	N <sub>Di,A</sub>	1/(1- $\theta_i$ )	N <sub>Di,A,P-δ</sub>	N <sub>pl,Rd</sub>		$\Omega_i$
				Πραγματική	Προσομοίωμα	
Story11	235,8	1,079	254,4	809,4	809,4	3,18
Story10 Story9	284,2 340,2	1,118 1,159	317,8 394,3	1299,3 1299,3	649,7 649,7	2,04 1,65
Story8 Story7	475,0 491,0	1,177 1,193	558,9 585,7	2193,9 2193,9	1097,0 1097,0	1,96 1,87
Story6 Story5	554,1 629,7	1,199 1,199	664,5 754,7	2726,4 2726,4	1363,2 1363,2	2,05 1,81
Story4	684,5	1,207	826,3	2946,5	1473,3	1,78
Story3	484,1	1,175	568,9	2193,9	1097,0	1,93

Πίνακας 4.16: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων για το συνδυασμό SLS.a.5

Story	Drift
Story11	0,0009
Story10	0,0010
Story9	0,0011
Story8	0,0011
Story7	0,0010
Story6	0,0010
Story5	0,0009
Story4	0,0009
Story3	0,0008

Τέλος, ελέγχονται στον παραπάνω πίνακα οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων έναντι ανεμοφόρτισης για τις νέες διατομές υπό το συνδυασμό SLS.a.5. Με βάση την ενότητα 2.4.2 πρέπει να είναι παντού  $drift < 0.01$ , όποτε ο φορέας υπερεπαρκεί έναντι Ο.Κ.Λ.



Σχήμα 4.11: Λόγοι εκμετάλλευσης  $E_d/R_d$  διαγωνίων και υποστλωμάτων συστήματος CBF με διατομές του Πίνακας 4.14 για τους συνδυασμούς ανεμοφόρτισης κατά Y (ULS.a.4, 6, 8 και 10)

## 5 Διαστασιολόγηση συστημάτων πλαισίων παραλαβής ροπών (MRFs) έναντι σεισμού και ανέμου.

### 5.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση του πλαισίου θα γίνει πρώτα έναντι σεισμού και στη συνέχεια έναντι ανέμου, διότι θεωρούμε ότι η πρώτη φόρτιση θα είναι δυσμενέστερη. Το μοντέλο που θα χρησιμοποιήσουμε είναι χωρικό και περιλαμβάνει το ήδη διαστασιολογημένο σύστημα κεντρικών συνδέσμων (CBF), τα υποστυλώματα του οποίου παραλαμβάνουν ένα μικρο τμήμα των σεισμικών φορτίων στο ισόγειο. Με μόνη εξαίρεση το ισόγειο τα πλαίσια παραλαμβάνουν εξ ολοκλήρου τις οριζόντιες φορτίσεις κατά τη διεύθυνση τους (διεύθυνση X), επομένως διαστασιολογούνται ανεξάρτητα από τα συστήματα CBF.

### 5.2 Διαστασιολόγηση έναντι σεισμού.

Η διαστασιολόγηση του πλαισίου έναντι σεισμού βασίζεται στην ενότητα 6.6. του Ευρωκώδικα και σε πρώτη φάση θα γίνει για τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από τη σεισμική φόρτιση. Στη συνέχεια, θα εκτελεστούν οι κατάλληλοι ικανοτικοί έλεγχοι προκειμένου να επιτύχουμε τον επιθυμητό μηχανισμό κατάρρευσης. Ωστόσο, σε κάθε δοκιμή διαστασιολόγησης η επιλογή των διατομών θα φροντίζουμε να μην αντιβαίνει στη συνθήκη γενικής και τοπικής πλαστιμότητας [§4.4.2.3(4), EN1998]

#### 5.2.1 Διαστασιολόγηση με βάση τη σεισμική φόρτιση

##### 5.2.1.1 1<sup>η</sup> Δοκιμή διαστασιολόγησης πλαισίων

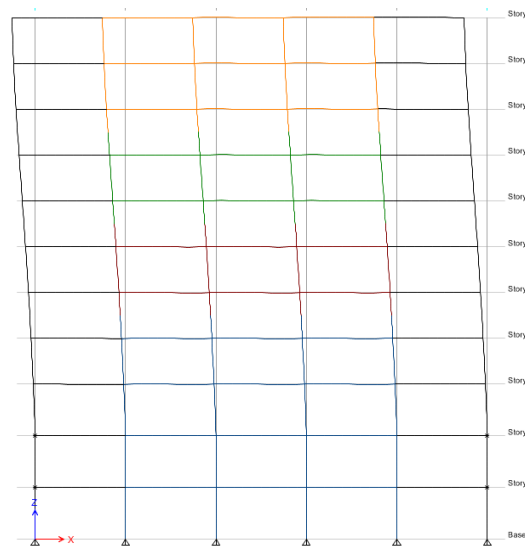
Πίνακας 5.1: Διατομές 1<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης πλαισίων, *drift* και συντελεστές  $\theta$  φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Με κόκκινο οι μη αποδεκτές τιμές.

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		Drift	$\theta_i$
		ΑΚΡΑΙΑ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ		
Story11	IPE360	HEB240	HEB280	0,0152	0,135
Story10				0,0198	0,232
Story9				0,0218	0,315
αποκατάσταση 9-10					
Story8	IPE400	HEB280	HEB300	0,0217	0,369
Story7				0,0205	0,392
αποκατάσταση 6-7					
Story6	IPE450	HEB320	HEB340	0,0190	0,397
Story5				0,0171	0,381
αποκατάσταση 4-5					
Story4	IPE500	HEB450	HEB400	0,0153	0,359
Story3				0,0117	0,290
Story2	IPE360	HEB450	HEB400	0,0000	0,000
Story1				0,0000	0,000

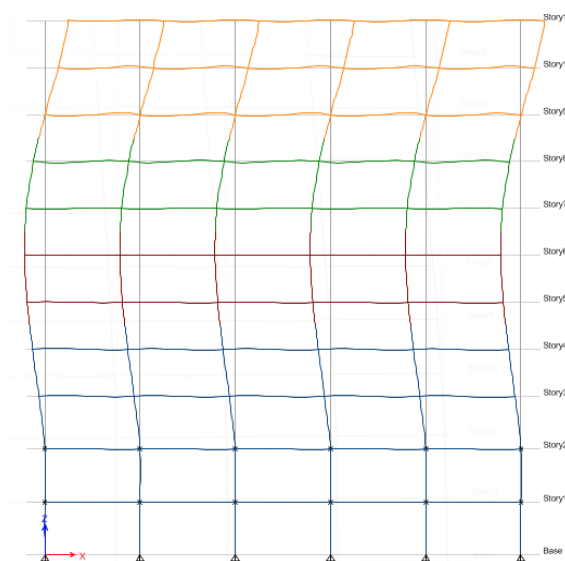
Το πλαίσιο έχει ήδη διαστασιολογηθεί με τις παραπάνω διατομές έναντι βαρυτικών φορτίων και μάλιστα με μία επιλογή διατομών δοκών και υποστυλωμάτων, που θα μπορούσε να αποτελέσει μία πρώτη δοκιμή διαστασιολόγησης. Πρώτα, όμως, πρέπει να ελέγξουμε ότι τα πλάστιμα μέλη, δηλαδή οι δοκοί και τα υποστυλώματα του ισογείου, έχουν διατομή κατηγορίας 1 για ΚΠΥ [§6.5.3(1)P, EN1998]. Παρά το ότι ο έλεγχος αυτός γίνεται αυτόματα από το ETABS, ελέγχουμε ενδεικτικά τη δοκό του ισογείου διατομής IPE 500, που είναι όπως και τα υπόλοιπα πλάστιμα μέλη κατηγορίας 1.

$$\text{Κορμός σε κάμψη: } \frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{500 - 2 \cdot 16 - 2 \cdot 21}{10.2} = 41.8 < 72\varepsilon = 58.6$$

$$\text{Πέλμα σε θλίψη: } \frac{c}{t} = \frac{b/2 - r - t_w/2}{t_f} = \frac{200/2 - 21 - 10.2/2}{16} = 4.6 < 9\varepsilon = 7.3$$



Σχήμα 5.1: Δεσπόζουσα μεταφορική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση του πλαισίου. Ιδιοπερίοδος  $T_1=3.047$  sec



Σχήμα 5.2: Δεύτερη μεταφορική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση του πλαισίου. Ιδιοπερίοδος  $T_2=1.094$ sec

Από την ιδιοπερίοδο  $T_1=3.047$  sec της πρώτης ιδιομορφής καταλαβαίνουμε ότι ο φορέας είναι πάρα πολύ έυκαμπτος με αποτέλεσμα να έχουμε πολύ μεγάλα *drift* > 0.02 και πολύ έντονα φαινόμενα P-δ με  $\theta > 0.3$ . Επομένως, χωρίς να κάνουμε έλεγχο σε ΟΚΑ αυξάνουμε τη δυσκαμψία του φορέα.

### 5.2.1.2 2<sup>η</sup> Δοκιμή διαστασιολόγησης πλαισίων

Σημαντικό ρόλο στη δυσκαμψία των πλαισίων παίζουν οι δοκοί και για το λόγο αυτό αυξάνουμε τη διατομή των δοκών κατά δύο σε κάθε όροφο [Σταυρίδης,2006]. Οι διατομές των υποστυλωμάτων σε πρώτη φάση αυξάνονται στο βαθμό που χρειάζεται για να ικανοποιηθεί η συνθήκη [§4.4.2.3(4), EN1998]

Πίνακας 5.2: Διατομές 2<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης πλαισίων, *drift* και συντελεστές  $\theta$  φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Με κόκκινο οι μη αποδεκτές τιμές.

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		Drift	$\theta_i$
		ΑΚΡΑΙΑ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ		
Story11	IPE450	HEB260	HEB340	0,0102	0,075
Story10				0,0144	0,129
Story9				0,0159	0,172
αποκατάσταση 9-10					
Story8	IPE500	HEB280	HEB400	0,0157	0,200
Story7				0,0150	0,216
αποκατάσταση 6-7					
Story6	IPE550	HEB320	HEB450	0,0142	0,223
Story5				0,0131	0,218
αποκατάσταση 4-5					
Story4	IPE600	HEB450	HEB500	0,0121	0,212
Story3				0,0099	0,185
Story2	IPE360	HEB450	HEB500	0,0000	0,000
Story1				0,0000	0,000

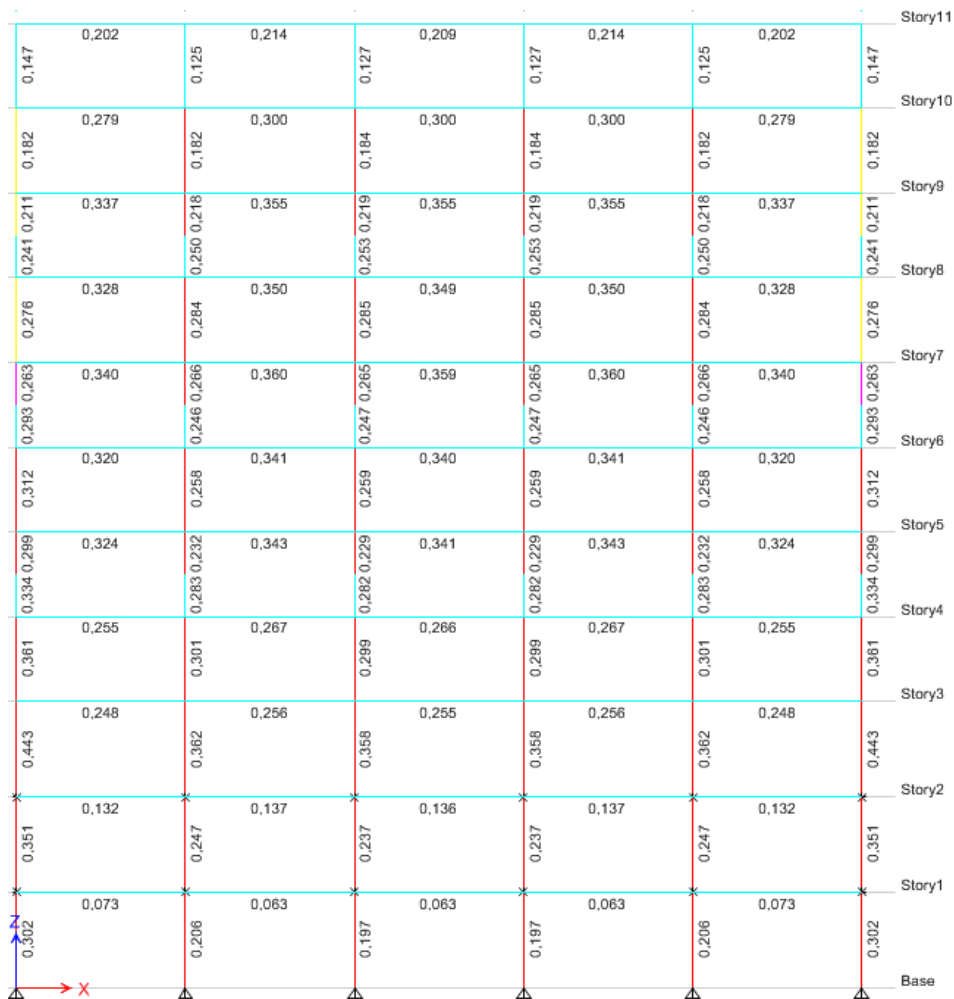
Η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής μειώθηκε στα  $T_1=2.286$ sec, αλλά ακόμα έχουμε  $\theta > 0.2$ , οπότε αυξάνουμε πάλι κατά μία όλες τις διατομές και για τα υποστυλώματα επαλαμβάνουμε ότι και προηγουμένως.

### 5.2.1.3 3<sup>η</sup> Δοκιμή διαστασιολόγησης πλαισίων

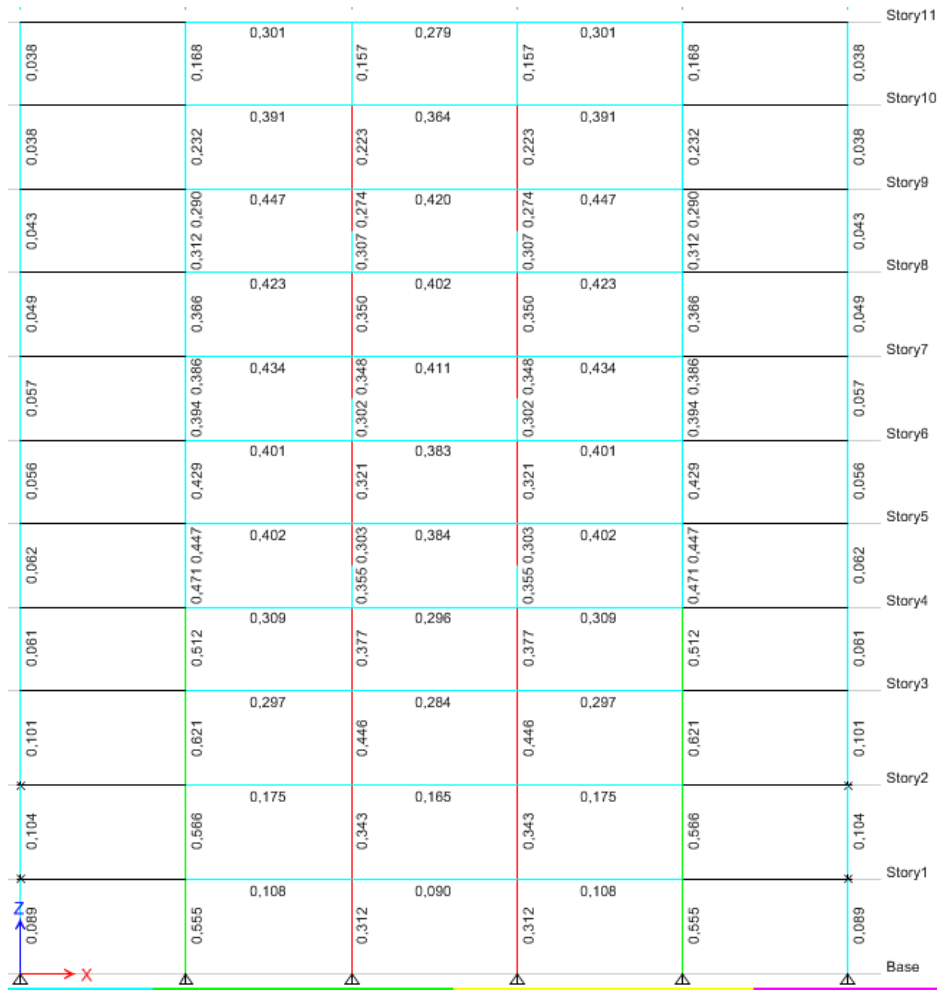
Στα εσωτερικά υποστυλώματα των Story 6-5 και 1-2-3-4 δεν μπορούν να τοποθετηθούν μεγαλύτερες διατομές από τη σειρά HEB, καθώς οι διατομές HEB550 και HEB600 είναι κατηγορίας 2 και απαγορεύονται σε κατασκευές Κατηγορίας Πλαστιμότητας Υψηλής [§6.5.3(2), EN1998]. Οι διατομές των ακραίων υποστυλωμάτων τοποθετούνται τέτοιες ώστε να έχουν τη μισή δυσκαμψία από τις αντίστοιχες των εσωτερικών, διότι παραλαμβάνουν και τα μισά οριζόντια φορτία. Η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής μειώθηκε στα  $T_1=1.968$ sec και τα *drift* και  $\theta$  είναι σε αποδεκτά επίπεδα, άρα έχει νόημα να προχωρήσουμε στους ελέγχους σε Ο.Κ.Α. Για να ληφθεί υπόψη η επιρροή των φαινομένων P-δ πρέπει να πολλαπλασιάσουμε τα μεγέθη του σεισμού σε κάθε όροφο με το  $1/(1-\theta_i)$  του ορόφου. Ωστόσο, επειδή αυτό δεν γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα για λόγους απλότητας και υπέρ της ασφαλείας χρησιμοποιούμε σε όλους τους ορόφους το μέγιστο  $\max\theta_i=0.17$ , δηλαδή δημιουργούμε στο πρόγραμμα ένα συνδυασμό  $G+0.3L+1/(1-\max\theta)EX+0.3EY$ .

Πίνακας 5.3: Διατομές 3<sup>ης</sup> δοκιμής διαστασιολόγησης πλαισίων, drift και συντελεστές  $\theta$  φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης.

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		Drift	$\theta_i$
		ΑΚΡΑΙΑ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ		
Story11	IPE500	HEB340	HEB400	0,0075	0,052
Story10				0,0115	0,090
Story9				0,0138	0,122
αποκατάσταση 9-10					
Story8	IPE550	HEB360	HEB450	0,0146	0,145
Story7				0,0144	0,158
αποκατάσταση 6-7					
Story6	IPE600	HEB400	HEM400	0,0140	0,166
Story5				0,0139	0,173
αποκατάσταση 4-5					
Story4	HEA550	HEB450	HEM450	0,0136	0,179
Story3				0,0111	0,161
Story2	IPE360	HEB450	HEM450		
Story1					



Σχήμα 5.3: Λόγοι εκμετάλλευσης  $E_d/R_d$  των φερόντων στοιχείων του εξωτερικού πλαισίου για το συνδυασμό  $G+0.3L+1/(1-\max\theta)EX+0.3EY$



Σχήμα 5.4: Λόγοι εκμετάλλευσης  $E_d/R_d$  των φερόντων στοιχείων του εσωτερικού πλαισίου για το συνδυασμό  $G+0.3L+1/(1-\max\theta)EX+0.3EY$

## 5.2.2 Έλεγχος συνθήκης γενικής και τοπικής πλαστιμότητας [§4.4.2.3(4), EN1998]

Προκειμένου να εξασφαλισθεί ότι ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων σε ένα κόμβο πλαισίου θα γίνει πρώτα στις δοκούς και μετά στα υποστυλώματα, ώστε να μην σχηματιστεί μαλακός όροφος πρέπει για τις ροπές  $M_{Rc}$  των υποστυλωμάτων και  $M_{Rb}$  των δοκών να ισχύει ότι:

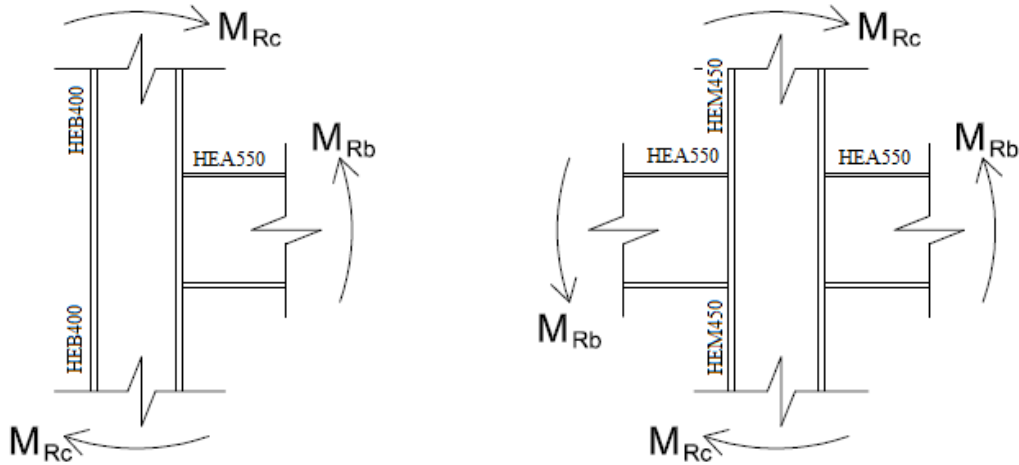
$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (5.1)$$

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, από το στάδιο της προδιαστασιολόγησης οι διατομές των υποστυλωμάτων επιλέγονται με κριτήριο την ικανοποίηση της παραπάνω συνθήκης. Στην ενότητα αυτή θα παραθέσουμε δύο παραδείγματα εφαρμογής της (5.1) στη δοκό διατομής HEA550 του ισογείου, ένα για εξωτερικό κόμβο κι ένα για εσωτερικό. Για το εξωτερικό απαιτείται HEB400 με τη διατομή του, όμως, να έχει επιλεγεί HEB 450 από τα βαρυντικά φορτία (βλ.3.5):

$$\begin{aligned} \sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} &\Leftrightarrow M_{Rc,0} + M_{Rc,1} \geq 1.3 M_{Rb,0} \Leftrightarrow W_{Rc,0} + W_{Rc,1} \geq 1.3 W_{Rb,0} \Leftrightarrow \\ 2W_{Rc} &\geq 1.3 W_{Rb,0} \Leftrightarrow W_{Rc} \geq 1.3 * 4622 / 2 = 3004.3 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 400} (W_{Rc} = 3232 \text{ cm}^3) \end{aligned}$$

Η απαιτούμενη διατομή για το εσωτερικό υποστύλωμα από τη συνθήκη (5.1) είναι:

$$\begin{aligned} \sum M_{Rc} &\geq 1.3 \sum M_{Rb} \Leftrightarrow M_{Rc,0} + M_{Rc,1} \geq 1.3(M_{Rb,0,L} + M_{Rb,0,R}) \Leftrightarrow \\ W_{Rc,0} + W_{Rc,1} &\geq 1.3(W_{Rb,0,L} + W_{Rb,0,R}) \Leftrightarrow 2W_{Rc} \geq 1.3 * 2 * W_{Rb,0} \Leftrightarrow \\ W_{Rc} &\geq 1.3 * 4622 = 6008.6 \text{cm}^3 \rightarrow \text{HEM450} (W_{Rc} = 6331 \text{cm}^3) \end{aligned}$$



Σχήμα 5.5: Ικανοτικός έλεγχος κόμβου για εξωτερικό και εσωτερικό υποστύλωμα πλαισίων ισογείου

### 5.2.3 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων [§6.6.3(1)P,EN1998]

Επιλέγουμε να εκτελέσουμε πρώτα το συγκεκριμένο έλεγχο, διότι σε σχέση με τους υπόλοιπους ικανοτικούς ελέγχους έχει μεγαλύτερες πιθανότητες να οδηγήσει σε νέα διαστασιοποίηση του φορέα. Τα υποστυλώματα θα πρέπει να ελεγχθούν με τα παρακάτω εντατικά μεγέθη:

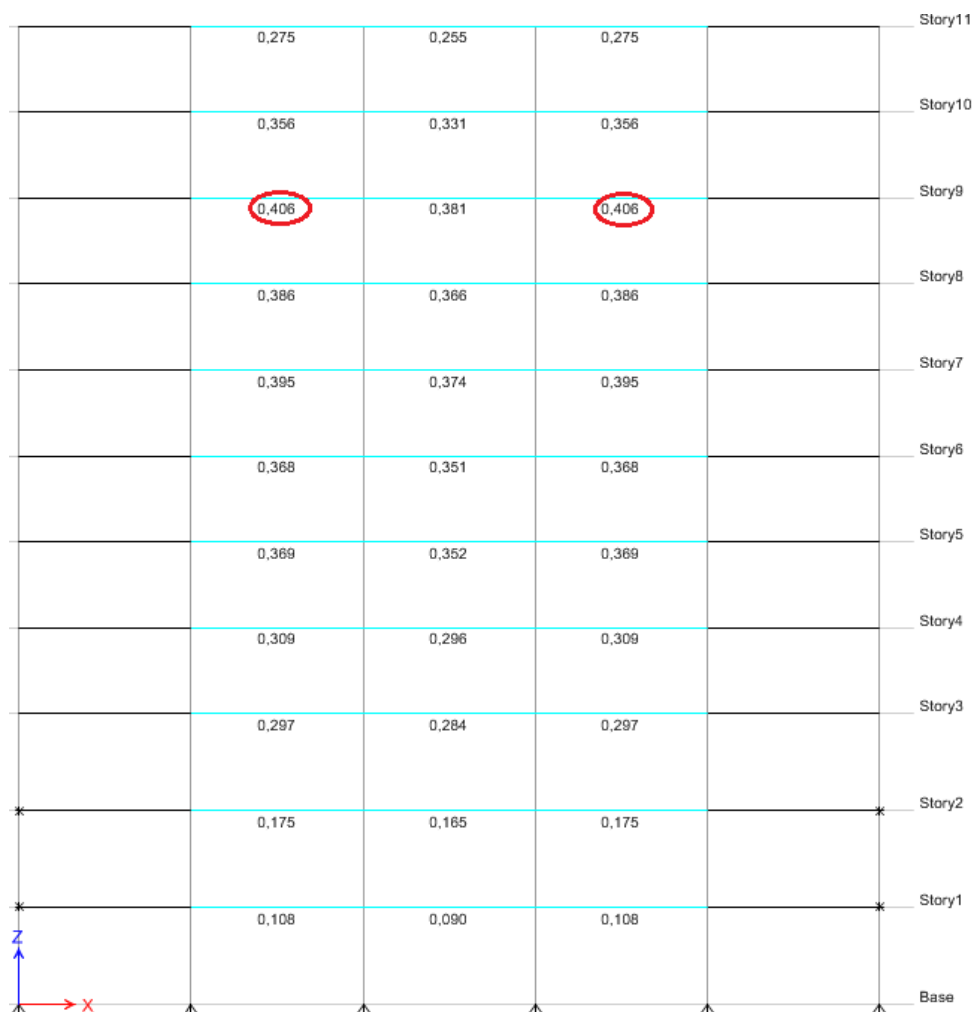
$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E} \end{aligned}$$

οπου  $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  για κάθε δοκό και  $M_{Ed,i}$  η ροπή κάμψης στην δοκό  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Οι λόγοι  $\Omega_i$  μπορούν να προσδιοριστούν από το πρόγραμμα με το εξής τέχνασμα:

- Εισάγουμε σε όλες τις δοκούς πλήρη πλευρική εξασφάλιση και στα δύο πέλατα μέσω της εντολής «Steel Frame Design/Lateral Bracing/Specify Uniform bracing», ώστε παντού να γίνεται έλεγχος διατομής.
- Εκτελούμε σχεδιασμό για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού  $G+0.3L+EX_{p-\delta}+0.3EY$  και υπολογίζουμε τους λόγους εκμετάλλευσης της διατομής για όλες τις δοκούς, οι οποίοι πλέον είναι  $(E_d/R_d)_{,i} = M_{Ed,i} / M_{pl,Rd,i} = 1/\Omega_i$
- Υπολογίζουμε τους λόγους  $\Omega_i = 1/(E_d/R_d)_{,i}$

Τα μικρότερα  $\Omega_i$  εμφανίζονται στο εσωτερικό πλαίσιο, όπου οι δοκοί παραλαμβάνουν και μεγαλύτερα φορτία με το  $\min \Omega_i$  να ανήκει στις ακραίες δοκούς της 9<sup>ης</sup> στάθμης και να είναι ίσο με  $\min \Omega_i = 1/\max(E_d/R_d)_{,i} = 1/0.406 = 2.463$ .



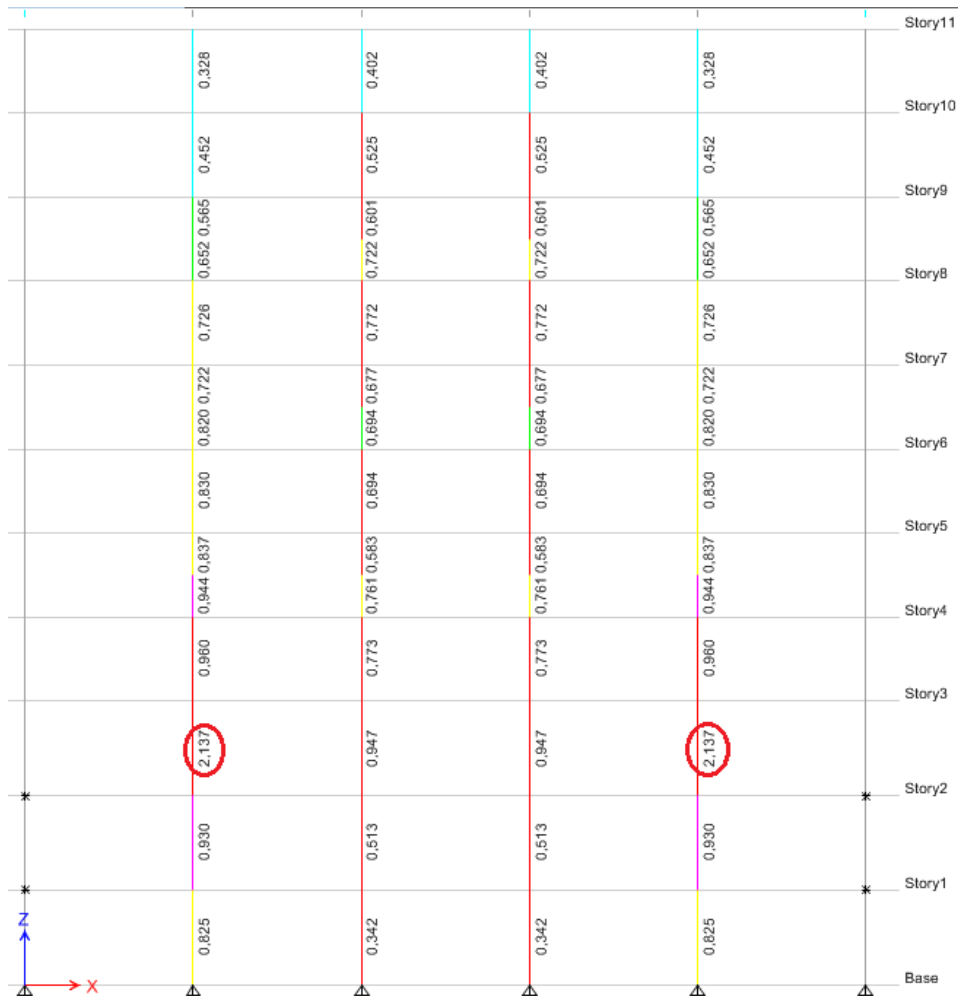


Σχήμα 5.6: Λόγοι εκμετάλλευσης διατομών  $(E_d/R_d)_{i=}$   $M_{Ed,i} / M_{pl,Rd,i}$  δοκών εσωτερικού πλαισίου για συνδυασμό  $G+0.3L+EX_{p,\delta}+0.3EY$ . Κυκλωμένες οι δοκοί με το  $\min\Omega_i$ .

Άρα τα υποστυλώματα πρέπει να διαστασιολογηθούν υπό το συνδυασμό:  
 $G+0.3L+1.1*\gamma_{ov}*\min\Omega_i*EX_{p,\delta}+0.3EY = G+0.3L+1.1*1.25*2.463*EX_{p,\delta}+0.3EY =$   
 $=G+0.3L+3.38EX_{p,\delta}+0.3EY$ , όπου  $EX_{p,\delta}$  μεγέθη του σεισμού σχεδιασμού με την  
προσαύξηση λόγω φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Για το συνδυασμό αυτό αστοχούν τα ακραία  
υποστυλώματα του ισογείου διατομής HEB450 και στα δύο πλάγια και συγκεκριμένα:

- Εσωτερικό πλάισιο: κρίσιμος ο έλεγχος διατομής (2.11) με  $E_d/R_d=1.462$ <sup>1</sup>. Ο έλεγχος μέλους (2.19) είναι ευμενέστερος με  $E_d/R_d=0.682+0.526+0.000=1.208$ , αλλά επίσης δεν ικανοποιείται.
  - Εξωτερικό πλάισιο: κρίσιμος ο έλεγχος διατομής (2.11) με  $E_d/R_d=1.018$ .
- Επομένως, πρέπει να αυξήσουμε κατά πολύ τις διατομές των εξωτερικών υποστυλωμάτων και κατά μία διατομή τα εσωτερικά υποστυλώματα του ισογείου 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup>. Καταλήγουμε στις διατομές του Πίνακα 5.4.

<sup>1</sup> Το ETABS αντί να κάνει έλεγχο σε μονοαξονική κάμψη που δίνει  $E_d/R_d=1.462$ , ελέγχει σε διαξονική λόγω της ελάχιστης  $M_{Ed,z}$  που δίνει  $E_d/R_d=1.462^2=2.137$



Σχήμα 5.7: Λόγοι εκμετάλλευσης διατομών  $(E_d/R_d)_i$  υποστρωμάτων εσωτερικού πλαισίου για συνδυασμό  $G+0.3L+1.1*\gamma_{ov}*\min\Omega_i*EX_{P-\delta}+0.3EY$ . Κυκλωμένα τα υποστρώματα που αστοχούν.

Πίνακας 5.4: Επαναδιαστασιολόγηση λόγω ικανοτικού ελέγχου [§6.6.3(1)P, EN1998].

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		Drift	$\theta_i$
		ΑΚΡΑΙΑ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ		
Story11	IPE500	HEB360	HEB400	0,0075	0,050
Story10				0,0115	0,088
Story9				0,0137	0,119
αποκατάσταση 9-10					
Story8	IPE550	HEB400	HEB450	0,0144	0,139
Story7				0,0139	0,149
αποκατάσταση 6-7					
Story6	IPE600	HEB450	HEM450	0,0132	0,153
Story5				0,0129	0,159
αποκατάσταση 4-5					
Story4	HEA550	HEM450	HEM500	0,0124	0,162
Story3				0,0097	0,140
Story2	HEA550	HEM450	HEM500	0,0000	0,000
Story1				0,0000	0,000

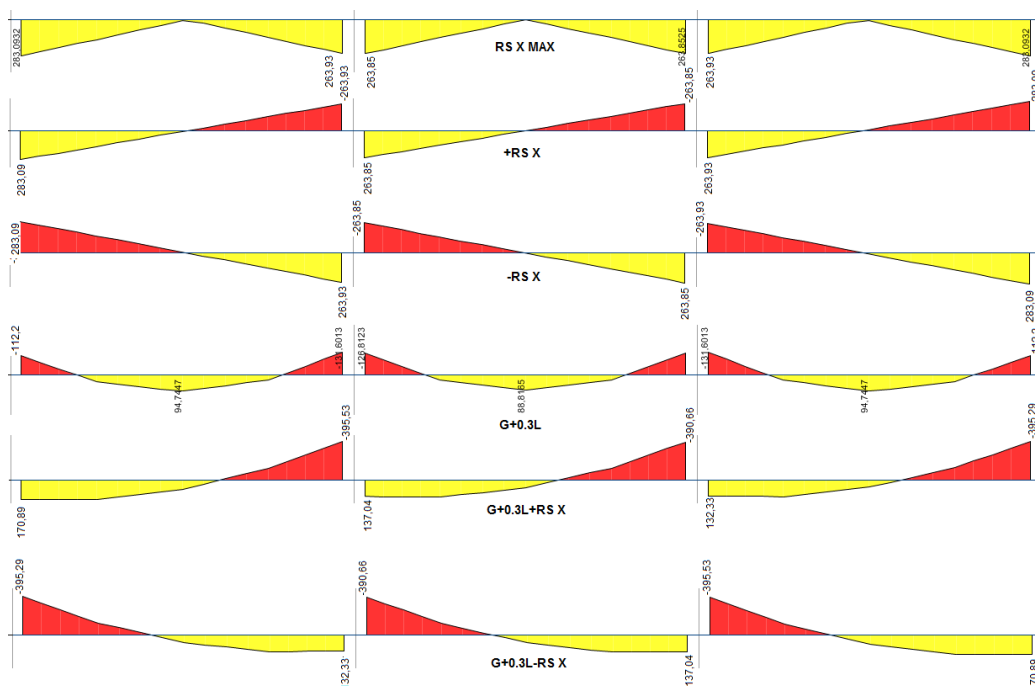
Το ελάχιστο  $\Omega$  εμφανίζεται στις ίδιες δοκούς και είναι  $\min\Omega_i=2.618$  και πλέον τα υποστυλώματα του ισογείου επαρκούν με κρίσιμο τον έλεγχο μέλους (2.19) και  $E_d/R_d=0.455+0.458=0.913$ .

#### 5.2.4 Ικανοτικός έλεγχος δοκών για ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στο άκρο τους [§6.6.2(1),EN1998]

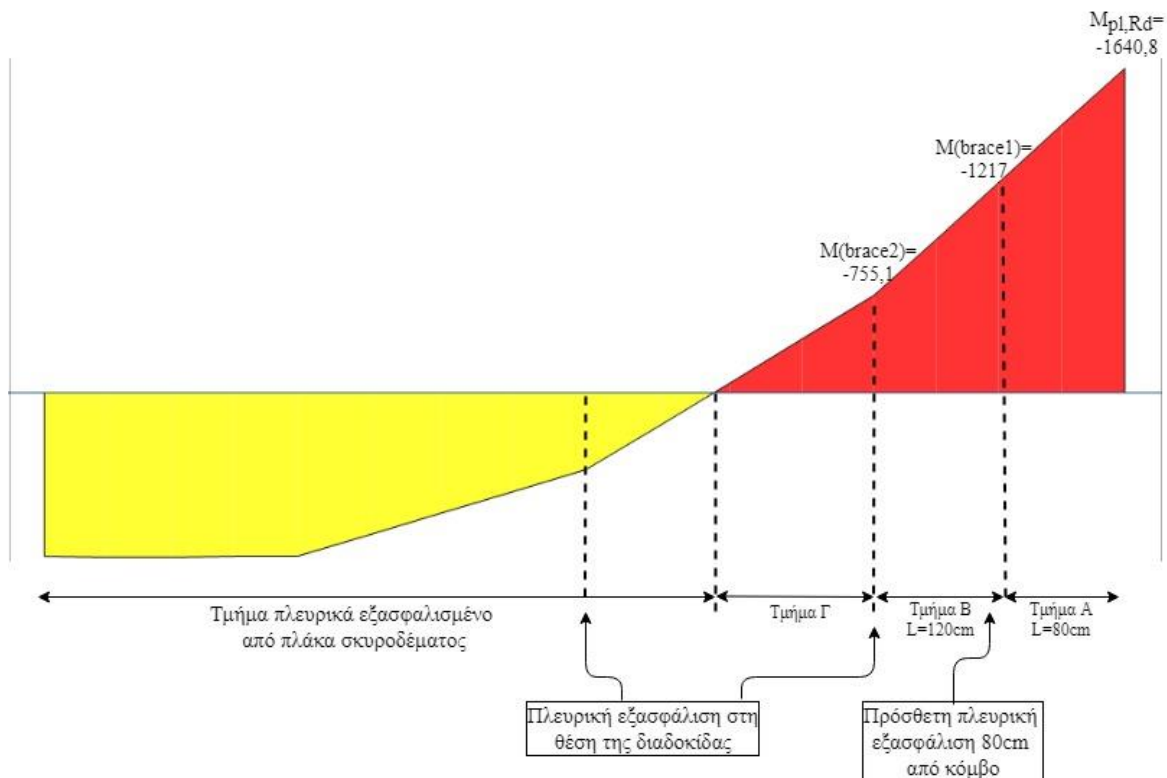
Οι δοκοί θα πρέπει να ελεγχθούν ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού λυγισμού υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο που θα λαμβάνεται υπόψη θα είναι αυτό που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού  $G+0.3L+EX +0.3EY$ . Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι ροπές κάμψης για την δοκοσειρά του ισογείου στο εσωτερικό πλαίσιο για θετική και αρνητική φορά σεισμού (χωρίς P-δ), για βαρυντικά φορτία υπό το σεισμικό συνδυασμό και για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Για παράδειγμα στην ακραία αριστερή δοκό έχουμε:

- Σεισμός +EX: Δυσμενέστερο το δεξιό άκρο, στο οποίο για να σχηματιστεί Π.Α. πρέπει  $M_{Ed} = M_{pl,Rd} = M_{Ed,G} + \alpha * M_{Ed,E} \Leftrightarrow -1640.8 = -131.6 + \alpha * 263.9 \Leftrightarrow \alpha = 5.7$ , δηλαδή να προσαυξηθεί το διαγράμμα ροπών της σεισμικής φόρτισης με συντελεστή  $\alpha = 5.7$ .
- Σεισμός -EX: Δυσμενέστερο το αριστερό άκρο, στο οποίο για να σχηματιστεί Π.Α. πρέπει  $M_{Ed} = M_{pl,Rd} = M_{Ed,G} + \alpha * M_{Ed,E} \Leftrightarrow -1640.8 = -112.2 - \alpha * 283.1 \Leftrightarrow \alpha = 5.4$

Σε αυτή τη φάση δεν χρειάζεται να λαμβάνουμε υπόψη στη  $M_{Ed,E}$  την προσαύξηση λόγω φαινομένων P-δ, διότι αυτό που ενδιαφέρει είναι να πλαστικοποιηθεί ένα από τα δύο άκρα. Γενικά το άκρο που θα πλαστικοποιηθεί πρώτο είναι αυτό που έχει ομόσημες  $M_{Ed,E}$  και  $M_{Ed,G}$ . Η δοκός θα ελεγχθεί σε πλευρικό λυγισμό θεωρώντας πλευρικές εξασφαλίσεις στις θέσεις των διαδοκίδων, αλλά και μία πρόσθετη εξασφάλιση ανάμεσα στον κόμβο και την κοντινότερη διαδοκίδα, δηλαδή στην περιοχή των μέγιστων αρνητικών ροπών.



Σχήμα 5.8: Διαγράμματα ροπών κάμψης δοκοσειράς ισογείου στο εσωτερικό πλαίσιο για τις φορτίσεις που αναγράφονται.



Σχήμα 5.9: Διάγραμμα ροπών κάμψης αριστερής ακραίας δοκού ισογείου για πλαστικοποίηση δεξιού άκρου με θετική φορά σεισμού. Αναγράφονται τα τμήματα που ελέγχονται σε πλευρικό λυγισμό.

Στο Σχήμα 5.9 έχουμε το διάγραμμα ροπών της δοκού για πλαστικοποίηση του δεξιού άκρου και θετική φορά σεισμού στο οποίο διακρίνουμε τα εξής τμήματα:

- Τμήμα πλευρικά εξασφαλισμένο από πλάκα σκυροδέματος: Είναι το τμήμα θετικών ροπών, όπου το θλιβόμενο άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά από την πλάκα σκυροδέματος.
- Τμήμα Α: Το τμήμα ανάμεσα στον κόμβο και την πρόσθετη εξασφάλιση.
- Τμήμα Β: Το τμήμα ανάμεσα στην πρόσθετη εξασφάλιση και την πρώτη διαδοκίδα
- Τμήμα Γ: Το τμήμα ανάμεσα στην πρώτη διαδοκίδα και το μηδενισμό των ροπών.

Αρχικά ελέγχουμε το τμήμα Α, όπου τοποθετείται η πρώτη εξασφάλιση σε τέτοια απόσταση από τον κόμβο, ώστε να εξασφαλίζεται σε όλες τις δοκούς ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2$ . Στόχος είναι να μην έχουμε απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω πλευρικού λυγισμού, δηλαδή  $M_{b,Rd} = M_{pl,Rd}$ . Επιλέγουμε απόσταση 80cm από τον κόμβο, το οποίο είναι και το μήκος πλευρικού λυγισμού. Στο τμήμα αυτό έχουμε τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με  $\psi = M_{brace1} / M_{pl,Rd} = -1217 / -1640.8 = 0.74$ . Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα έχουμε  $k = k_w = 1.0$  και για  $\psi = +0.75$  συντελεστή  $C_1 = 1.141$ . Άρα η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι  $M_{cr} = 104229.3 \text{ kNm}$  και η πλευρική εξασφάλιση επαρκεί, αφού για τη λυγηρότητα έχουμε:  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{1604.8 / 104229.3} = 0.125 \leq 0.2$ . Υπολογίζονται όλες οι λυγηρότητες για τις αριστερές ακραίες δοκούς, που είναι ίδες σχεδόν με τις μεσαίες δοκούς του εσωτερικού πλαισίου. Επομένως, η πρόσθετη εξασφάλιση επαρκεί.

Πίνακας 5.5: Έλεγχος λυγηροτήτων πλευρικού λυγισμού για τμήμα Α αριστερών ακραίων δοκών εσωτερικού πλαισίου για πλαστικοποίηση καθενός από τα άκρα τους. Α το αριστερό άκρο και Β το δεξιό.

Όροφος	Διατομή	$\psi$	C1	Mc <sub>r</sub>	λLT
Π.Α σε άκρο				kNm	
Story 11 A	IPE 500	0,71	1,147	19384,0	0,200
Story 11 B	IPE 500	0,69	1,147	19384,0	0,200
Story 10 A	IPE 500	0,70	1,147	19384,0	0,200
Story 10 B	IPE 500	0,69	1,147	19384,0	0,200
Story 9 A	IPE 500	0,70	1,147	19384,0	0,200
Story 9 B	IPE 500	0,69	1,147	19384,0	0,200
Story 8 A	IPE 550	0,72	1,147	26549,3	0,193
Story 8 B	IPE 550	0,71	1,147	26549,3	0,193
Story 7 A	IPE 550	0,72	1,147	26549,3	0,193
Story 7 B	IPE 550	0,71	1,147	26549,3	0,193
Story 6 A	IPE 600	0,73	1,147	36732,8	0,184
Story 6 B	IPE 600	0,72	1,147	36732,8	0,184
Story 5 A	IPE 600	0,73	1,147	36732,8	0,184
Story 5 B	IPE 600	0,72	1,147	36732,8	0,184
Story 4 A	HEA 550	0,74	1,147	104229,3	0,125
Story 4 B	HEA 550	0,73	1,147	104229,3	0,125
Story 3 A	HEA 550	0,74	1,147	104229,3	0,125
Story 3 B	HEA 550	0,73	1,147	104229,3	0,125

Πίνακας 5.6: Έλεγχος αριστερών ακραίων δοκών εσωτερικού πλαισίου σε πλευρικό λυγισμό για τμήμα Β για πλαστικοποίηση καθενός από τα άκρα τους. Α το αριστερό άκρο και Β το δεξιό.

Όροφος	Διατομή	$\psi$	C1	λLT	M <sub>b,y,Rd</sub>	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub>
Π.Α σε άκρο					kNm	
Story 11 A	IPE 500	0,59	1,147	0,299	751,2	74%
Story 11 B	IPE 500	0,55	1,147	0,299	751,2	71%
Story 10 A	IPE 500	0,58	1,147	0,299	751,2	73%
Story 10 B	IPE 500	0,56	1,147	0,299	751,2	72%
Story 9 A	IPE 500	0,58	1,147	0,299	751,2	73%
Story 9 B	IPE 500	0,56	1,147	0,299	751,2	72%
Story 8 A	IPE 550	0,61	1,147	0,288	958,2	74%
Story 8 B	IPE 550	0,59	1,147	0,288	958,2	73%
Story 7 A	IPE 550	0,61	1,147	0,288	958,2	74%
Story 7 B	IPE 550	0,59	1,147	0,288	958,2	73%
Story 6 A	IPE 600	0,63	1,147	0,275	1213,3	75%
Story 6 B	IPE 600	0,62	1,147	0,275	1213,3	74%
Story 5 A	IPE 600	0,63	1,147	0,275	1213,3	75%
Story 5 B	IPE 600	0,62	1,147	0,275	1213,3	74%
Story 4 A	HEA 550	0,65	1,147	0,187	1640,8	74%
Story 4 B	HEA 550	0,63	1,147	0,187	1640,8	73%
Story 3 A	HEA 550	0,65	1,147	0,187	1640,8	74%
Story 3 B	HEA 550	0,63	1,147	0,187	1640,8	73%

Πίνακας 5.7: Έλεγχος μεσσαίων δοκών εσωτερικού πλαισίου σε πλευρικό λυγισμό για τμήμα Β για πλαστικοποίηση καθενός από τα άκρα τους. Α το αριστερό άκρο και Β το δεξιό.

Όροφος	Διατομή	$\psi$	C1	$\lambda_{LT}$	M <sub>b,y,Rd</sub>	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub>
Π.Α σε άκρο					kNm	
Story 11 A	IPE 500	0,58	1,147	0,299	751,2	73%
Story 11 B	IPE 500	0,58	1,147	0,299	751,2	73%
Story 10 A	IPE 500	0,57	1,147	0,299	751,2	73%
Story 10 B	IPE 500	0,57	1,147	0,299	751,2	73%
Story 9 A	IPE 500	0,57	1,147	0,299	751,2	73%
Story 9 B	IPE 500	0,57	1,147	0,299	751,2	73%
Story 8 A	IPE 550	0,60	1,147	0,288	958,2	74%
Story 8 B	IPE 550	0,60	1,147	0,288	958,2	74%
Story 7 A	IPE 550	0,60	1,147	0,288	958,2	74%
Story 7 B	IPE 550	0,60	1,147	0,288	958,2	74%
Story 6 A	IPE 600	0,63	1,147	0,275	1213,3	75%
Story 6 B	IPE 600	0,63	1,147	0,275	1213,3	75%
Story 5 A	IPE 600	0,63	1,147	0,275	1213,3	75%
Story 5 B	IPE 600	0,63	1,147	0,275	1213,3	75%
Story 4 A	HEA 550	0,65	1,147	0,187	1640,8	74%
Story 4 B	HEA 550	0,65	1,147	0,187	1640,8	74%
Story 3 A	HEA 550	0,65	1,147	0,187	1640,8	74%
Story 3 B	HEA 550	0,65	1,147	0,187	1640,8	74%

Στο τμήμα Β έχουμε τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με  $\psi = M_{brace2}/M_{brace1} = -755.1/-1217 = 0.62$ . Η ροπή με την οποία ελέγχουμε είναι η μέγιστη στο τμήμα  $M_{brace2} = -1217 \text{ kNm}$ . Το μήκος ελεύθερο σε λυγισμό είναι  $L = 200 - 80 = 120 \text{ cm}$  και επιλέγοντας υπέρ ασφαλείας σε όλες τις δοκούς συντελεστή  $C_1 = 1.141$  παρατηρούμε στους παραπάνω πίνακες ότι ο σχεδιασμός επαρκεί.

### 5.2.5 Ικανοτικός έλεγχος δοκών έναντι τέμνουσας [§6.6.2(2), EN1998]

Στις θέσεις των δοκών όπου αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διασφαλίσουμε ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας, δηλαδή να ισχύουν οι παρακάτω ανισότητες:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.50, \text{ όπου}$$

- $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$  και
- $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$
- $V_{Ed,G}$ : η τέμνουσα σχεδιασμού από το συνδυασμό G+0.3L

- $M_{pl,Rd,A}$ ,  $M_{pl,Rd,B}$ : η πλαστική ροπή στα άκρα A και B
- L: το άνοιγμα της δοκού (θεωρητικό μήκος) ίσο με 8m για όλες τις δοκούς

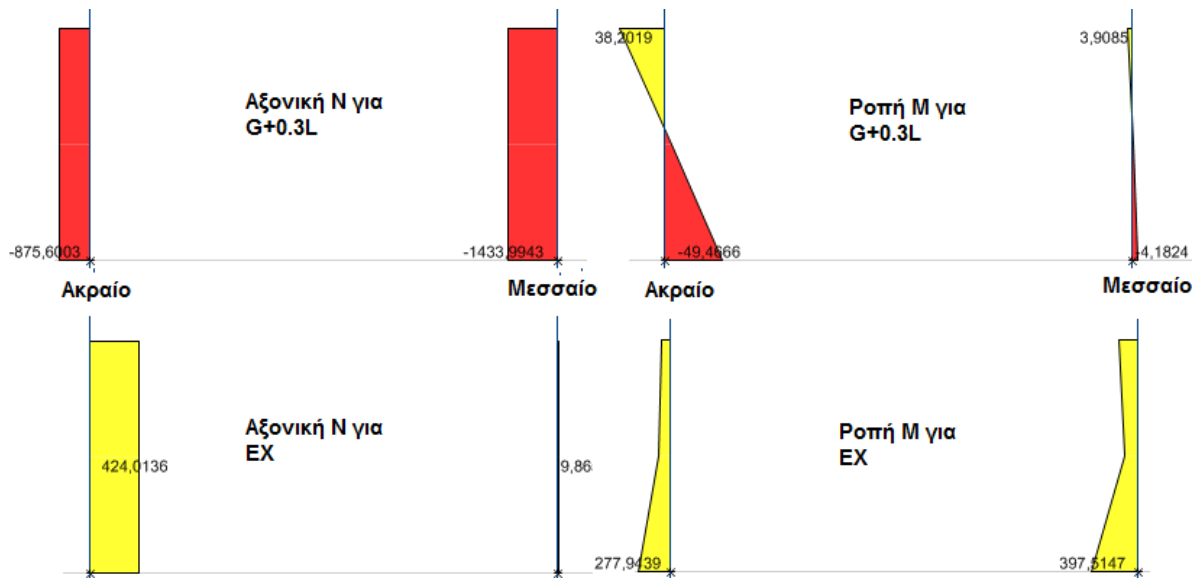
Η πρώτη εξίσωση ικανοποιείται, αφού λόγω του διαφράγματος σε όλες τις δοκούς είναι  $N_{Ed}=0$ , οπότε απομένει να ελέγξουμε τη δεύτερη. Η τέμνουσα  $V_{Ed,G}$  είναι σε όλες τις δοκούς των εξωτερικών πλαισίων περίπου ίδιες με τη μέγιστη τιμή να είναι 64kN, ενώ το ίδιο συμβαίνει και στα εσωτερικά πλαίσια με μέγιστη τιμή 95kN. Υπολογίζοντας την  $V_{pl,Rd}$  από τη σχέση (2.10) παρατηρούμε ότι η ανίσωση ικανοποιείται σε όλες τις δοκούς.

Πίνακας 5.8: Ικανοτικός έλεγχος δοκών έναντι τέμνουσας [§6.6.2(2),EN1998]για εσωτερικό και εξωτερικό πλαίσιο.

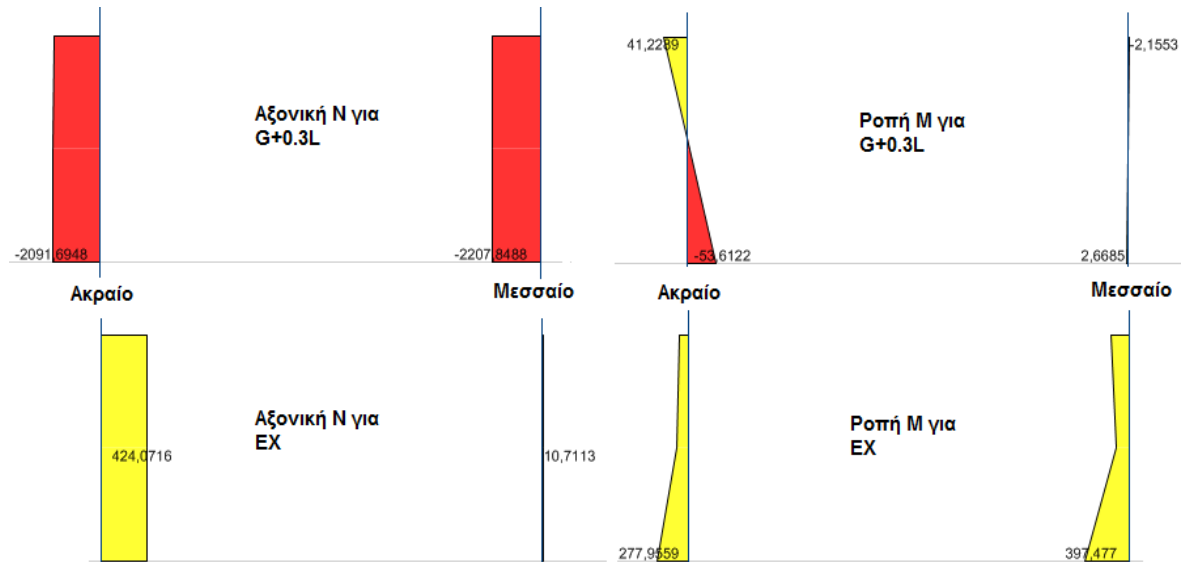
Πλαίσιο	Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$	$V_{Ed,M}$	$V_{Ed}$	$V_{pl,z,Rd}$	$V_{Ed} / V_{pl,z,Rd}$
			kN	kN	kN	kN	
Εσωτερικό	Story 11-10-9	IPE 500	95,0	194,7	289,7	1227,7	0,24
	Story 8-7	IPE 550	95,0	247,3	342,3	1481,9	0,23
	Story 6-5	IPE 600	95,0	311,7	406,7	1717,6	0,24
	Story 4-3	HEA 550	95,0	410,2	505,2	1715,9	0,29
Εξωτερικό	Story 11-10-9	IPE 500	64,0	194,7	258,7	1227,7	0,21
	Story 8-7	IPE 550	64,0	247,3	311,3	1481,9	0,21
	Story 6-5	IPE 600	64,0	311,7	375,7	1717,6	0,22
	Story 4-3	HEA 550	64,0	410,2	474,2	1715,9	0,28

### 5.2.6 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους [§6.6.3(2),EN1998]

Σύμφωνα με την διάταξη [§6.6.3(2),EN1998]στα υποστυλώματα στα οποία σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις, όπως αυτά του ισογείου, ο έλεγχος θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη ότι στις διατομές αυτές η ροπή ισούται με  $M_{pl,Rd}$ . Όπως και στον έλεγχο [§6.6.2(1),EN1998] στις δοκούς, το διάγραμμα των ροπών κάμψης λόγω σεισμικής φόρτισης θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με ένα συντελεστή  $\alpha$ , έτσι ώστε η ροπή στη βάση να φτάσει την  $M_{pl,Rd}$ . Όπως βλέπουμε παρακάτω σε αντίθεση με τις δοκούς, στα ακραία υποστυλώματα ασκείται και αξονική δύναμη, η οποία πρέπει επίσης να πολλαπλασιαστεί με τον συντελεστή  $\alpha$ .



Σχήμα 5.10: Διαγράμματα ροπών και αξονικών δυνάμεων για ακραία και μεσσαία υποστυλώματα ισογείου εξωτερικού πλαισίου.



Σχήμα 5.11: Διαγράμματα ροπών και αξονικών δυνάμεων για ακραία και μεσσαία υποστυλώματα ισογείου εσωτερικού πλαισίου.

### 5.2.6.1 Έλεγχος μεσαίων υποστυλωμάτων ισογείου

Τα μεσαία υποστυλώματα του ισογείου διατομής HEM 500 δέχονται αξονική δύναμη μόνο λόγω μη σεισμικών δράσεων και ροπή μόνο λόγω σεισμικών, η οποία είναι ίδια σε όλα τα υποστυλώματα του ισογείου, οπότε ελέγχουμε αυτό του εσωτερικού πλαισίου που έχει μεγαλύτερη αξονική. Πρώτα πρέπει να ελέγξουμε αν η αξονική δύναμη απομειώνει την  $M_{pl,Rd}$ , το οποίο δεν ισχύει αφού:

$$N_{Ed} = 2207.8 \leq 0.25 * N_{pl,Rd} = 0.25 * 12222.7 = 3055.7 \text{ kN} \text{ αλλά}$$

$$N_{Ed} = 2207.8 \geq 0.5 * h_w * t_w * f_y / \gamma_{M0} = 0.5 * 39 * 2.1 * 35.5 / 1.0 = 1453.7 \text{ kN}$$

Άρα η πλαστική ροπή αντοχής γίνεται με βάση τη σχέση (2.11):



$$M_{N,y,Rd} = \min \{ M_{pl,y,Rd} * (1 - n) / (1 - 0.5 * a); M_{pl,y,Rd} \} =$$

$$= \min \{ 2518.4 * (1 - 0.181) / (1 - 0.5 * 0.289); 2518 \} = 2412 \text{ kNm}$$

Άρα ο συντελεστής  $\alpha$  είναι  $\alpha = M_{pl,Rd} / M_{Ed} = 2412 / 397.5 = 5.39$ . Το διάγραμμα ροπών κάμψης είναι τριγωνικό με  $\psi = -165.6 / 397.5 = -0.42$ . Με γραμμική παρεμβολή ανάμεσα σε  $\psi = -0.25$  και  $\psi = -0.5$  έχουμε  $C_1 = 2.568$  για απλές στρεπτικές στηρίξεις ( $k = k_w = 1.0$ ). Το μήκος χωρίς πλευρική εξασφάλιση είναι ολόκληρο το καθαρό μήκος του υποστυλώματος  $L = H - h_b = 450 - 52.4 = 397.6 \text{ cm}$  και έχουμε:

$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	καμπύλη λυγισμού	$\chi_{LT}$	$M_{b,y,Rd}$
kNm				kNm
21329,0	0,344	a	0,97	2435,4

Σε ότι αφορά τον καμπτικό λυγισμό το μέλος συμμετέχει σε μεταθετό πλαίσιο για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα με μήκος λυγισμού  $L_{cr,y} = k_y * L = 1.747 * 397.6 = 694.6 \text{ cm}$ , όπου ο συντελεστής  $k_y$  υπολογίστηκε από το πρόγραμμα. Για κάμψη περί τον ασθενή τα συστήματα CBF, μέσω του διαφράγματος προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στην κεφαλή και τη βάση του υποστυλώματος, άρα  $k_z = 1.0$  και  $L_{cr,z} = 1.0 * 397.6 = 397.6 \text{ cm}$ . Συνοπτικά έχουμε:

$L_{cr,y}$	$\lambda_y$	$\chi_y$	$N_{b,Rd,y}$	$L_{cr,z}$	$\lambda_z$	$\chi_z$	$N_{b,Rd,z}$
cm			kN	cm			kN
692	0,418	0,92	11233,3	396	0,695	0,73	8896,0

Το υποστύλωμα θα ελεγχθεί σε επίπεδο μέλους υπό τις ανισώσεις (2.18) και (2.19), των οποίων οι συντελεστές  $k$  θα υπολογιστούν και με τη Μέθοδο 2, αλλά και με τη Μέθοδο 1. Σε κάθε περίπτωση για θλίψη με μονοαξονική κάμψη περί τον ισχυρό έχουμε  $M_{z,Ed} = 0$  και  $k_{zy} = 0$ , δηλαδή:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Η δεύτερη ανίσωση είναι ο έλεγχος για καμπτικό λυγισμό περί τον ασθενή άξονα και ικανοποιείται, αφού  $N_{Ed} = 2207.8 \text{ kN} < N_{b,Rd,z} = 8896 \text{ kN}$ .

### Μέθοδος 2

Για να υπολογίσουμε τον  $k_{yy}$  απαιτείται ο υπολογισμός του συντελεστή  $C_{my}$ , ο οποίος αντιστοιχεί σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα με σημεία εξασφάλισης κατά  $z-z$ , που είναι είναι η βάση κι η κεφαλή του υποστυλώματος. Επειδή έχουμε μέλος που συμμετέχει σε μεταθετό πλαίσιο για λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα  $y-y$ , είναι  $C_{my} = 0.9$ . Για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις από [EN1993/ Πίνακα B.2] έχουμε:

$$k_{yy} = C_{my} * \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0.9 * \left( 1 + (0.418 - 0.2) * \frac{2207.8}{0.92 * 12222.7 / 1.0} \right)$$

$$= 0.9 * 1.043 = 0.939$$

Αρά η ανίσωση (2.18) δίνει:

$$\frac{2207.8}{0.92 * 12222.7} + 0.939 * \frac{2412}{0.97 * 2518.4} = 0.196 + 0.927 = 1.123 > 1,$$

που σημαίνει ότι με βάση τη μέθοδο 2 το μέλος δεν επαρκεί. Ωστόσο, θα εφαρμόσουμε και τη μέθοδο 1:

#### Μέθοδος 1

Αρχικά υπολογίζεται η ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλαδή  $\psi_y = 1.0$ . Στην περίπτωση αυτή είναι  $C_1 = 1.0$  και η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι  $M_{cr} = 8305.7 \text{ kNm}$ , άρα  $\bar{\lambda}_0 = \sqrt{W_y * f_y / M_{cr,0}} = 0.551$ . Στη συνέχεια υπολογίζεται ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για τριγωνικό διάγραμμα ροπών

$$C_{my,0} = 0.79 + 0.21 * \psi_y + 0.36 * (\psi_y - 0.33) * N_{Ed} / N_{cr,y} =$$

$$= 0.79 - 0.21 * 0.42 + 0.36 * (-0.42 - 0.33) * 2207.8 / 70112 = 0.693$$

Στη συνέχεια για  $\bar{\lambda}_0 > 0$  υπολογίζονται όλες οι παράμετροι του [Πίνακα A.1/EN1993], που απαιτούνται για τον υπολογισμό του  $k_{yy}$ .

$\varepsilon_y$	$C_{my,0}$	$C_{mz,0}$	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$
6,09	0,6933	0,7796	0,9109	0,7796	0,8792

$a_{LT}$	$b_{LT}$	$c_{LT}$	$d_{LT}$	$e_{LT}$
0,9905	0,0000	0,6239	0,0000	3,0253

$\mu_y$	$\mu_z$	$w_y$	$w_z$	$\eta_{pl}$
0,9974	0,9746	1,1479	1,5000	0,1806

$C_{yy}$	$C_{yz}$	$C_{zy}$	$C_{zz}$	$k_{yy}$
1,0170	0,8198	0,9782	0,6480	0,811

Αρα  $\frac{2207.8}{0.92 * 12222.7} + 0.811 * \frac{2412}{0.97 * 2518.4} = 0.196 + 0.801 = 0.997 \approx 1$ , οπότε με τη Μέθοδο 1, που θεωρούμε ότι είναι πιο ακριβής, το μέλος επαρκεί.

### 5.2.6.2 Έλεγχος ακραίων υποστυλωμάτων ισογείου

Σε αντίθεση με τα εσωτερικά, τα ακραία υποστυλώματα διατομής HEM 450 δέχονται σημαντική αξονική δύναμη λόγω σεισμού, η οποία μπορεί να μειώσει σημαντικά την πλαστική ροπή αντοχής της διατομής με βάση τη σχέση 2.11. Επομένως, ο συντελεστής  $\alpha$ , με τον οποίο πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού, θα υπολογιστεί με επαναληπτική διαδικασία, που θα λαμβάνει υπόψη την απομείωση της  $M_{pl,Rd}$  λόγω αξονικής. Συγκεκριμένα, ξεκινώντας από  $\alpha=1$  και αυξάνοντας κατά 0.05, υπολογίζουμε σε κάθε βήμα τα εντατικά μεγέθη:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \alpha * M_{Ed,E}, \quad N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha * N_{Ed,E}, \quad V_{Ed} = V_{Ed,G} + \alpha * V_{Ed,E}$$

Ο συντελεστής  $\alpha$ , που αναζητούμε είναι αυτός τον οποίο ισχύει  $M_{pl,N,Rd}=M_{Ed}$ . Επιπλέον, σε κάθε βήμα ελέγχουμε ότι ισχύει  $V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 0.5$ , ώστε να μην υπάρχει επιρροή της τέμνουσας στην πλαστική ροπή. Ελέγχουμε το ακραίο υποστυλώμα του εσωτερικού πλαισίου, διότι έχει μεγαλύτερη αξονική λόγω μη σεισμικών δράσεων σε σχέση με αυτό του εξωτερικού.

Πίνακας 5.9: Επαναληπτική διαδικασία για προσδιορισμό προσαυξητικού συντελεστή  $\alpha$  για ακραίο υποστυλώμα εσωτερικού πλαισίου.

$M_{Ed}/M_{N,Rd}$	$\alpha$	$N_{G+f*N,E}$ kN	$n$	$M_{G+f*M,E}$ kNm	$V_{G+f*V,E}$ kN	$V_{z,Ed}/V_{pl,z,Rd}$	$M_{N,pl,Rd}$ kNm
0,16	1,00	2515,8	0,21	332,0	112,4	0,05	2046,6
0,23	1,50	2706,6	0,23	457,1	153,1	0,06	2005,0
0,30	2,00	2918,7	0,25	596,1	198,2	0,08	1958,8
0,39	2,50	3152,0	0,26	749,0	247,9	0,10	1908,0
0,48	3,00	3364,0	0,28	888,0	293,0	0,12	1861,7
0,57	3,50	3576,1	0,30	1027,0	338,2	0,14	1815,5
0,66	4,00	3788,1	0,32	1166,0	383,3	0,16	1769,3
0,76	4,50	4000,2	0,34	1305,0	428,5	0,17	1723,1
0,86	5,00	4212,2	0,35	1444,0	473,6	0,19	1676,9
0,97	5,50	4424,2	0,37	1583,0	518,8	0,21	1630,7
0,99	5,60	4466,7	0,38	1610,8	527,8	0,21	1621,4
1,09	6,00	4636,3	0,39	1722,0	563,9	0,23	1584,5

Βρίσκουμε ότι για να γίνει πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος πρέπει να πολλαπλασιάσουμε τα σεισμικά μεγέθη με  $\alpha=5.6$  και τα εντατικά μεγέθη με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος μέλους είναι:  $N_{Ed}=4466.7\text{kN}$  και  $M_{Ed}= M_{pl,N,Rd} =1621.4\text{kNm}$ . Το μήκος χωρίς πλευρική εξασφάλιση είναι και εδώ το καθαρό μήκος του υποστυλώματος  $L=397.6\text{cm}$  και τα μήκη λυγισμού είναι:  $L_{cr,y}=k_y*L=2.097*397.6=833.8\text{cm}$  και  $L_{cr,z}=L=397.6\text{cm}$ , όπου ο συντελεστής  $k_y$  υπολογίστηκε από το πρόγραμμα. Οι παράμετροι καμπτικού λυγισμού είναι:

$L_{cr,y}$	$\lambda_y$	$\chi_y$	$N_{b,Rd,y}$	$L_{cr,z}$	$\lambda_z$	$\chi_z$	$N_{b,Rd,z}$
cm			kN	cm			kN
830	0,549	0,86	10262,5	396	0,683	0,74	8757,3

Οι παράμετροι πλευρικού λυγισμού για  $\psi = -80.4/278.0 = 0.29$  είναι:

$C_1$	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	καμπύλη λυγισμού	$\chi_{LT}$	$M_{b,y,Rd}$
	kNm				kNm
2,3	18092,1	0,352	a	0,96	2168,6

Μέθοδος 2

$$k_{yy} = C_{my} * \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0.9 * \left( 1 + (0.549 - 0.2) * \frac{4466.7}{0.86 * 11906.7 / 1.0} \right)$$

$$= 0.9 * 1.152 = 1.037$$

$$\frac{4466.7}{0.86 * 11906.7} + 1.037 * \frac{1621.4}{0.96 * 2247.5} = 0.436 + 0.779 = 1.215 > 1$$

Άρα το μέλος δεν επαρκεί με βάση τη Μέθοδο 2.

Μέθοδος 1

Οι παράμετροι του [Πίνακα A.1/EN1993], που απαιτούνται για τον υπολογισμό του  $k_{yy}$  είναι:

$\varepsilon_y$	$C_{my,0}$	$C_{mz,0}$	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$
2,20	0,7039	0,7692	0,8799	0,7692	0,8790

$a_{LT}$	$b_{LT}$	$c_{LT}$	$d_{LT}$	$e_{LT}$
0,9884	0,0000	0,4532	0,0000	2,3820

$\mu_y$	$\mu_z$	$w_y$	$w_z$	$\eta_{pl}$
0,9827	0,9470	1,1509	1,5000	0,3751

$C_{yy}$	$C_{yz}$	$C_{zy}$	$C_{zz}$	$k_{yy}$
1,0432	1,0532	0,9717	0,6498	0,821

και με βάση την ανίσωση (2.18) θεωρούμε ότι με τη Μέθοδο 1 το μέλος επαρκεί οριακά.

$$\frac{4466.7}{0.86 * 11906.7} + 0.821 * \frac{1621.4}{0.96 * 2247.5} = 0.436 + 0.617 = 1.053 \approx 1$$

Επειδή ο συγκεκριμένος έλεγχος είναι ιδιαίτερα συντηρητικός, είναι δύσκολο να ικανοποιηθεί, χωρίς την εφαρμογή πλευρικών εξασφαλίσεων στα υποστυλώματα του ισογείου. Παρόλο που κάτι τέτοιο είναι συνήθως απαγορευτικό για κατασκευαστικούς και αρχιτεκτονικούς λόγους, στην παρούσα μελέτη θα θεωρήσουμε ότι ικανοποιούνται όλες οι απαραίτητες προϋποθέσεις, ώστε να επαρκεί το μέλος για πλαστικοποίηση της βάσης του.

### 5.3 Διαστασιολόγηση έναντι ανέμου

Τα πλαίσια ροπής είναι αυτά που παραλαμβάνουν τη φόρτιση ανέμου κατά X και θα διαστασιολογηθούν έναντι ανεμοφόρτισης υπό τους συνδυασμούς ULS.a.3, 5, 7 και 9 του Πίνακας 2.4. Αρχικά, θα διερευνήσουμε την πιθανή επιρροή των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης σε ανεμοφόρτιση με βάση τη μεθοδολογία που ακολουθήσαμε στην ενότητα 4.3.

Πίνακας 5.10: Συντελεστές ευαισθησίας  $\theta$  για επιρροή φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης για κάθε συνδυασμό ανέμου

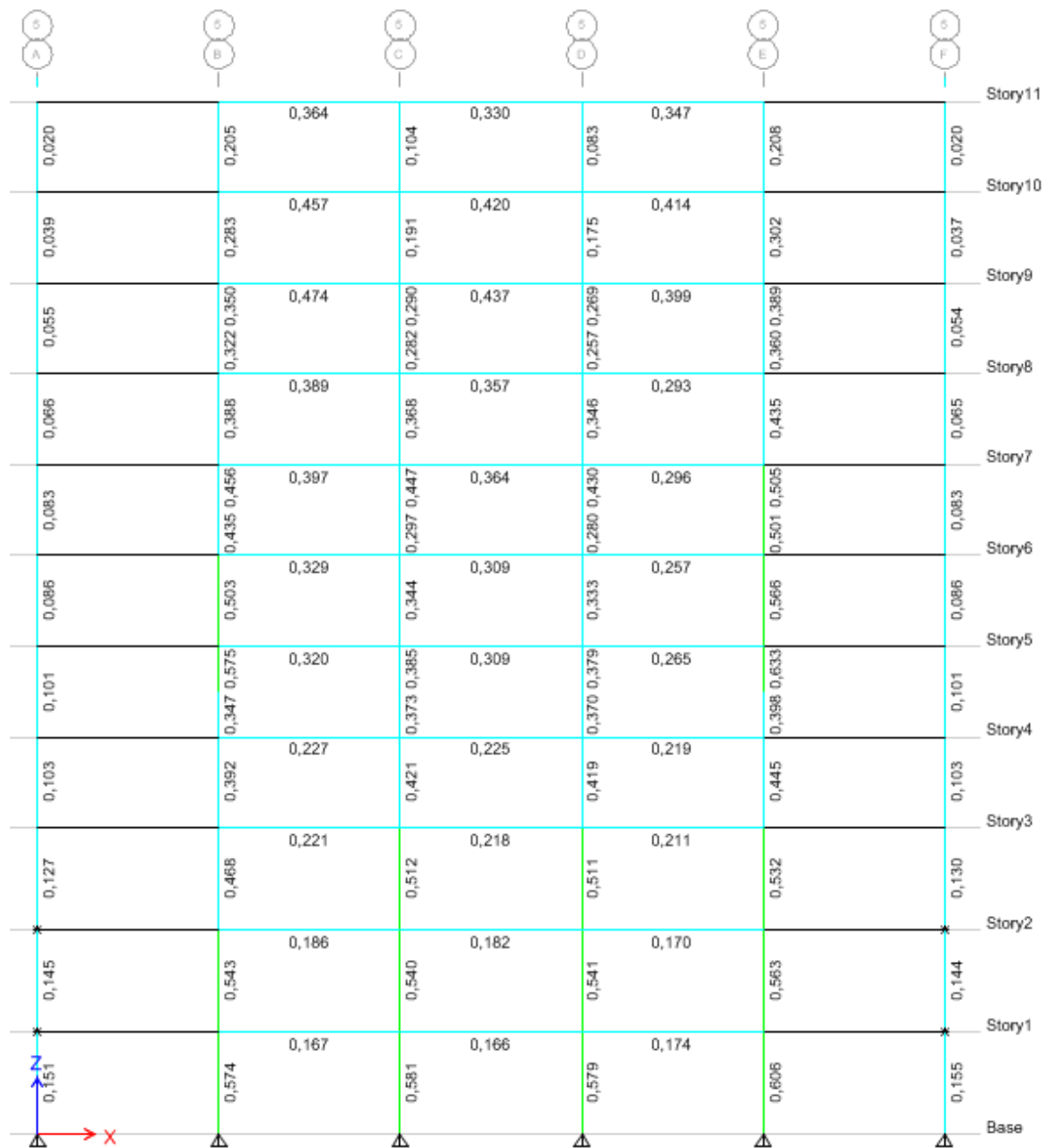
Story	$\theta$			
	ULS.a.3	ULS.a.5	ULS.a.7	ULS.a.9
Story11	0,032	0,029	0,022	0,016
Story10	0,046	0,040	0,027	0,020
Story9	0,060	0,052	0,034	0,025
Story8	0,070	0,061	0,038	0,028
Story7	0,075	0,064	0,040	0,030
Story6	0,076	0,066	0,041	0,030
Story5	0,076	0,066	0,041	0,030
Story4	0,074	0,064	0,039	0,029
Story3	0,059	0,051	0,031	0,023

Παρατηρούμε ότι είναι παντού  $\theta < 0.1$ , όποτε και τα φαινόμενα P- $\delta$  μπορούν να αγνοηθούν. Στο παρακάτω σχήμα παρατηρούμε ότι όλα τα στοιχεία του εσωτερικού πλαισίου υπερεπαρκούν έναντι της ανεμοφόρτισης.

Σε ότι αφορά τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, αυτές ελέγχονται υπό το συνδυασμό SLS.a.4 και είναι παντού  $\text{drift} < 0.01$ , που πρέπει να ισχύει με βάση την ενότητα 2.4.2

Πίνακας 5.11: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων για το συνδυασμό SLS.a.4

Story	Drift
Story11	0,0003
Story10	0,0005
Story9	0,0008
Story8	0,0009
Story7	0,0009
Story6	0,0009
Story5	0,0009
Story4	0,0008
Story3	0,0006



Σχήμα 5.12: Λόγοι εκμετάλλευσης  $E_d/R_d$  των φερόντων στοιχείων του εσωτερικού πλαισίου για το συνδυασμός ανεμοφόρτισης κατά X (ULS.a.3, 5, 7 και 9)

## 6 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτιρίου έναντι σεισμού

### 6.1 Γενικά

Στην ενότητα αυτή θα αποτιμήσουμε τη φέρουσα ικανότητα έναντι σεισμού του κτιρίου, όπως αυτό προέκυψε από τη διαδικασία διαστασιολόγησης. Στόχος είναι να ελέγξουμε μέσω μη-γραμμικής ανάλυσης, αν το κτίριο ικανοποιεί την απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή αν σε μία σεισμική φόρτιση υφίσταται έναν ανεκτό βαθμό βλάβης. Η μέθοδος ανάλυσης, που θα χρησιμοποιηθεί είναι η Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover), η οποία εκτελείται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού και μονοτονικά αυξανόμενα οριζόντια φορτία. Η διαδικασία αποτίμησης θα γίνει με βάση το Μέρος 3 του EN1998 (Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων).

Σύμφωνα με την [§4.4.4(3)P,EN1998-3], για κτίρια που συμμορφώνονται με τα κριτήρια κανονικότητας της [§4.2.3.2,EN1998-1], η ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί χρησιμοποιώντας δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε οριζόντια διεύθυνση του κτιρίου. Επειδή το υπό μελέτη κτίριο είναι κανονικό θα εκμεταλλευθούμε τη διάταξη αυτή προκειμένου να εξοικονομήσουμε υπολογιστικό χρόνο, οπότε για φόρτιση κατά Y θα εξετάσουμε ένα διδιάστατο προσομοίωμα μόνο με τα συστήματα CBF και για φόρτιση κατά X, ένα που θα περιλαμβάνει μόνο τα συστήματα MRF. Με βάση την [§4.4.4.1(1),EN1998-3] θα εφαρμοστούν σε κάθε διεύθυνση φόρτισης δύο καθύψος κατανομές οριζόντιων φορτίων:

- «Ιδιομορφική» κατανομή, ανάλογη με πλευρικές δυνάμεις συμβατές με την κατανομή οριζόντιων δυνάμεων που προκύπτει από την ελαστική ανάλυση. Εδώ θα εφαρμόσουμε κατανομή δυνάμεων με βάση την δεσπόζουσα ιδιομορφή, καθώς λόγω κανονικότητας η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι μικρή.
- «Ομοιόμορφη» κατανομή, βασισμένη σε πλευρικές δυνάμεις ανάλογες με τη μάζα ανεξάρτητα από τη στάθμη, δηλαδή εφαρμόζεται ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης.

Αρχικά εφαρμόζονται μη-γραμμικά τα βαρυντικά φορτία υπό το συνδυασμό  $G+0.3L$ , ώστε να δούμε αν έχουμε πλαστικοποιήσεις και για αυτή τη φόρτιση. Με αρχική συνθήκη το τελευταίο βήμα της προηγούμενης φόρτισης ξεκινά η εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων με τη μέθοδο ελεγχόμενης μετακίνησης. Συγκεκριμένα, η οριζόντια κατανομή φορτίων επιβάλλεται με ένα ορισμένο βήμα μετακινήσεων, μέχρι η μετακίνηση ενός επιλεγμένου κόμβου να φτάσει μία αυθαίρετη τιμή ή μέχρι να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης. Ο κόμβος αυτός επιλέγεται σε όλες τις αναλύσεις να είναι στον τελευταίο όροφο. Σε κάθε βήμα της ανάλυσης καταγράφεται η μετακίνηση του κόμβου αναφοράς και η τέμνουσα βάση διαμορφώνοντας μια καμπύλη, που ονομάζεται Καμπύλη Ικανότητας και χαρακτηρίζει την ανελαστική συμπεριφορά του φορέα. Από την καμπύλη αυτή, υπολογίζουμε στη συνέχεια τη στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής, δηλαδή τη μετακίνηση του φορέα για την ανελαστική συμπεριφορά, που υπολογίστηκε, και το σεισμό σχεδιασμού. Τέλος, από την καμπύλη ικανότητας θα υπολογίσουμε το συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  της κατασκευής και θα τον συγκρίνουμε με αυτόν που χρησιμοποιήσαμε στην ελαστική ανάλυση.

## 6.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση Y των συστημάτων CBF

### 6.2.1 Διαμόρφωση επίπεδου προσομοιώματος

Δεδομένου η οριζόντια φόρτιση κατά Y παραλαμβάνεται εξολοκλήρου από τα τέσσερα συστήματα κεντρικών συνδέσεων CBF, το επίπεδο προσομοίωμα που θα διαμορφώσουμε μπορεί να περιλαμβάνει μόνο ένα από αυτά. Κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση τα βαρυντικά φορτία, που εφαρμόζονται στο σύστημα CBF είναι αυτά, που παραλαμβάνει υπό το σεισμικό συνδυασμό G+0.3L. Εκτός από τα ίδια βάρη του συστήματος CBF, τα βαρυντικά φορτία που φέρουν τα υποστυλώματα του συστήματος είναι το ίδιο βάρος του δαπέδου και διαδοκίδων, το πρόσθετο μόνιμο φορτίο λόγω επικαλύψεων και περιμετρικών τοίχων και το κινητό φορτίο. Τα φορτία αυτά μεταφέρονται ως συγκεντρωμένο φορτίο ( $P_{\text{κόμβου}}^{\text{LP}}$ ) στους κόμβους των υποστυλωμάτων, από τις αντιδράσεις στήριξης των δύο περιμετρικών διαδοκίδων ( $R_{\text{διαδ.}}$ ) και της βαρυντικής δοκού ( $R_{\text{βαρυντ.}}$ ) που συνδέονται στον κόμβο, δηλαδή σε κάθε ένα από τους δύο κόμβους εφαρμόζουμε τρία φορτία ένα για κάθε τύπο φόρτισης (Load Pattern):

$$P_{\text{κόμβου}}^{\text{LP}} = 2 * R_{\text{διαδ.}}^{\text{LP}} + R_{\text{βαρυντ.}}^{\text{LP}}, \text{ όπου LP= Dead (δαπέδου) ή prostheta ή Live}$$

Με αυτό τον τρόπο έχουμε καθορίσει στο επίπεδο προσομοίωμα για κάθε Load Pattern το συνολικό φορτίο που ασκείται σε κάθε όροφο, το οποίο για δύο κόμβους είναι.

$$P_{2\text{D}}^{\text{LP}} = 2 * P_{\text{κόμβου}}^{\text{LP}}$$

Αυτό που απομένει είναι να ορίσουμε τη μάζα του προσομοιώματος, η οποία θα χρησιμοποιηθεί στον υπολογισμό της ιδιομορφής του φορέα και στη συνέχεια στον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Στο χωρικό προσομοίωμα η μάζα, υπολογίζεται ως:

$$M_{3\text{D}} = (P_{3\text{D}}^{\text{Dead}} + P_{3\text{D}}^{\text{prostheta}} + 0.3 * P_{3\text{D}}^{\text{Live}}) / g$$

Επειδή έχουμε τέσσερα συστήματα CBF που παραλαμβάνουν τη φόρτιση κατά Y, κάθε ένα από αυτά θα παραλαμβάνει το 1/4 της μάζας κάθε ορόφου της κατασκευής. Επομένως, η μάζα του δισδιάστατου προσομοιώματος θα είναι:

$$M_{2\text{D}} = M_{3\text{D}} / 4 = (P_{3\text{D}}^{\text{Dead}} / 4 + P_{3\text{D}}^{\text{prostheta}} / 4 + 0.3 * P_{3\text{D}}^{\text{Live}} / 4) / g$$

Επομένως, πρέπει να εισάγουμε με κάποιο τρόπο στο επίπεδο προσομοίωμα το υπόλοιπο των φορτίων  $P_{3\text{D}}/4$ . Μία μέθοδος είναι να εισάγουμε στο προσομοίωμα μας ένα βαρυντικό υποστύλωμα (Leaning Column), που θα εκτείνεται σε όλο το ύψος του κτιρίου, στους κόμβους του οποίου θα εισαχθεί ως συγκεντρωμένο το φορτίο:

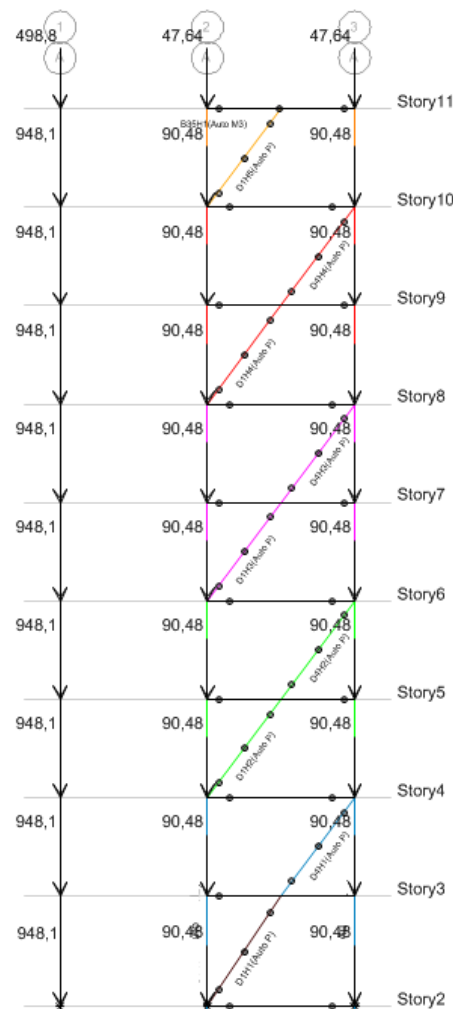
$$P_{\text{lean.}}^{\text{LP}} = P_{3\text{D}}^{\text{LP}} / 4 - P_{2\text{D}}^{\text{LP}}$$

Το βαρυντικό υποστύλωμα δεν συμμετέχει στην αντίσταση του φορέα σε οριζόντια φόρτιση και ο λόγος ύπαρξης του είναι μόνο ο καθορισμός της μάζας και των φορτίων



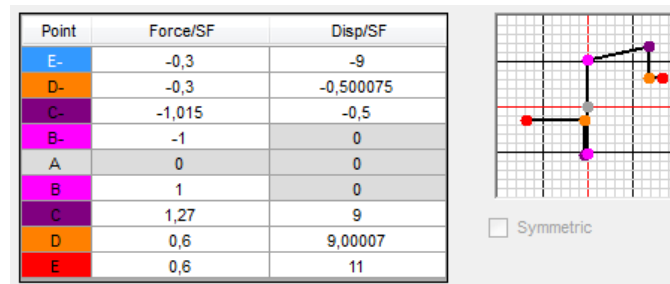
βαρύτητας, που θα ληφθούν υπόψη στον υπολογισμό των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Οι κόμβοι του θα συνδέονται με τους κόμβους των υποστυλωμάτων και των διαγωνίων του CBF μέσω περιορισμού διαφράγματος (Diaphragm Constraint).

Σε αντίθεση με την ελαστική ανάλυση, στην μη-γραμμική στατική, θα μπορούσαμε με βάση την [§6.7.2(3),EN1998-1] να προσομοιώσουμε το σύστημα CBF, όπως ακριβώς είναι, δηλαδή να συμπεριλάβουμε και τις θλιβόμενες διαγωνίους, αν μπορούμε να προσομοιώσουμε τη μεταλυγισμική συμπεριφορά τους. Παρά το γεγονός ότι στο ETABS, τα διαγράμματα ικανότητας των κρίσιμων διατομών λαμβάνουν υπόψη τη μεταλυγισμική συμπεριφορά των θλιβόμενων ράβδων, η απότομη απώλεια αντοχής μετά το λυγισμό οδηγεί την ανάλυση σε αριθμητική αστάθεια. Επομένως, είμαστε αναγκασμένοι να μην τις συμπεριλάβουμε στο προσομοίωμα και λάβουμε υπόψη μόνο τις εφελκυσμένες με την πραγματική τους προφανώς διατομή. Αυτό ισχύει και για τους συνδέσμους σχήματος Λ του τελευταίου ορόφου, οι οποίοι στην περίπτωση αυτή συμπεριφέρονται εντελώς διαφορετικά. Συγκεκριμένα, αν δεν λειτουργεί ο θλιβόμενος σύνδεσμος, την παρεμπόδιση προς τα κάτω του εφελκυσμένου την αναλαμβάνει η κεφαλοδοκός, η οποία πλέον λειτουργεί σαν αμφιέριστη δοκός με συγκεντρωμένο φορτίο στο μέσο της.



Σχήμα 6.1: Επίπεδο προσομοίωμα μη-γραμμικής ανάλυσης κατά Υ. Εμφανίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις στο μέσο κάθε διαγωνίου συνδέσμου και στο μέσο της κεφαλοδοκού του τελευταίου ορόφου. Επιπλέον παρατίθενται ενδεικτικά τα επικόμβια φορτία για κινητό φορτίο.

Η μη-γραμμική ανάλυση απαιτεί να οριστούν τα διαγράμματα ικανότητας των πλαστικών μελών, τα οποία στο ETABS παρέχονται από τους πίνακες του αμερικανικού κανονισμού ASCE 41-13. Στις εφελεκόμενες διαγωνίους εισάγεται διάγραμμα ικανότητας αξονικής δύναμης-επιμήκυνσης N-δl [Πίνακας 9-7,ASCE 41-13]. Λόγω της αναπτυσσόμενης ροπής εισάγονται πλαστικές αρθρώσεις και στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου, οι οποίες είναι τύπου ροπής-στροφής  $M_y-\theta$  με αλληλεπίδραση με την αξονική P[Πίνακας 9-6,ASCE 41-13].



Εικόνα 6.1: Νόμος συμπεριφοράς διαγωνίων συνδέσμων από τον Πίνακα 9-7 του ASCE 41-13

Στο ETABS ο ελαστικός κλάδος δεν προσομοιώνεται στο νόμο συμπεριφοράς, ενώ το θλιβόμενο τμήμα δεν χρησιμοποιείται στην παρούσα ανάλυση. Οι τιμές του πίνακα αντιστοιχούν στα σημεία του διαγράμματος με το ίδιο χρώμα, με τις δυνάμεις (Force) να είναι ανάλογες της αξονικής παραμόρφωσης κατά τη διαρροή  $N_{yield}=A*f_{ym}$  και τις επιμηκύνσεις να είναι ανάλογες της επιμήκυνση κατά τη διαρροή. Τα μεγέθη αυτά προσδιορίζονται με βάση τη μέση τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα, που είναι  $f_{ym}=1.10f_{yk}=1.10*355=390.5\text{MPa}$ .

## 6.2.2 Ιδιομορφική κατανομή κατά Y

Η μετακίνηση ελέγχου επιλέγεται μετά από δοκιμές ίση με 1400mm, καθώς η ανάλυση τερματίζεται για μία ελάχιστα μικρότερη τιμή, τη στιγμή που η διαγώνιος του 6<sup>ου</sup> ορόφου (Story 9) χάνει απότομα την αντοχή της, ενώ όλες οι υπόλοιπες έχουν ήδη περάσει στον πλαστικό κλάδο. Στο σημείο αυτό ο φορέας χάνει απότομα ένα τμήμα της οριζόντιας δυσκαμψίας του οδηγώντας την ανάλυση σε αριθμητική αστάθεια, όπως φαίνεται στην καμπύλη ικανότητας παρακάτω. Παρόλα αυτά για να αποφανθούμε ότι το σημείο αυτό αποτελεί το σημείο οριακής φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, θα πρέπει να ελέγξουμε ότι κανένα μέλος της δεν έχει ήδη αστοχήσει σε λυγισμό. Συγκεκριμένα, θα ελέγξουμε το θλιβόμενο υποστύλωμα του ισογείου, που είναι το πλέον καταπονούμενο και στο τέλος της ανάλυσης δέχεται αξονική  $N=10826\text{kN}$  και ροπή κατά τον ισχυρό άξονα  $M_y=3916\text{kNm}$ . Το υποστύλωμα αυτό έχει ελεγθεί αναλυτικά στον ικανοτικό έλεγχο υποστυλωμάτων (βλ. 4.2.4) και η ικανοτική αξονική  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1*\gamma_{ov}*\Omega*N_{Ed,E} = 10950.3\text{kN}$ , για την οποία διαστασιολογήθηκε είναι πολύ κοντά σε αυτή της ανάλυσης. Το ίδιο, όμως, δεν ισχύει για τη ροπή  $M_y$ , καθώς στη διαστασιολόγηση δεν λάβαμε υπόψη την ικανοτική της προσαυξημένη τιμή.

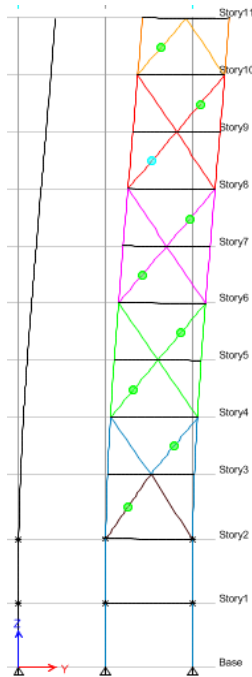
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} =$$

$$= \frac{10826}{0.986 * 26128} + 0.607 * \frac{3916}{1.0 * 5540.8} = 0.425 + 0.429 = 0.854 < 1$$

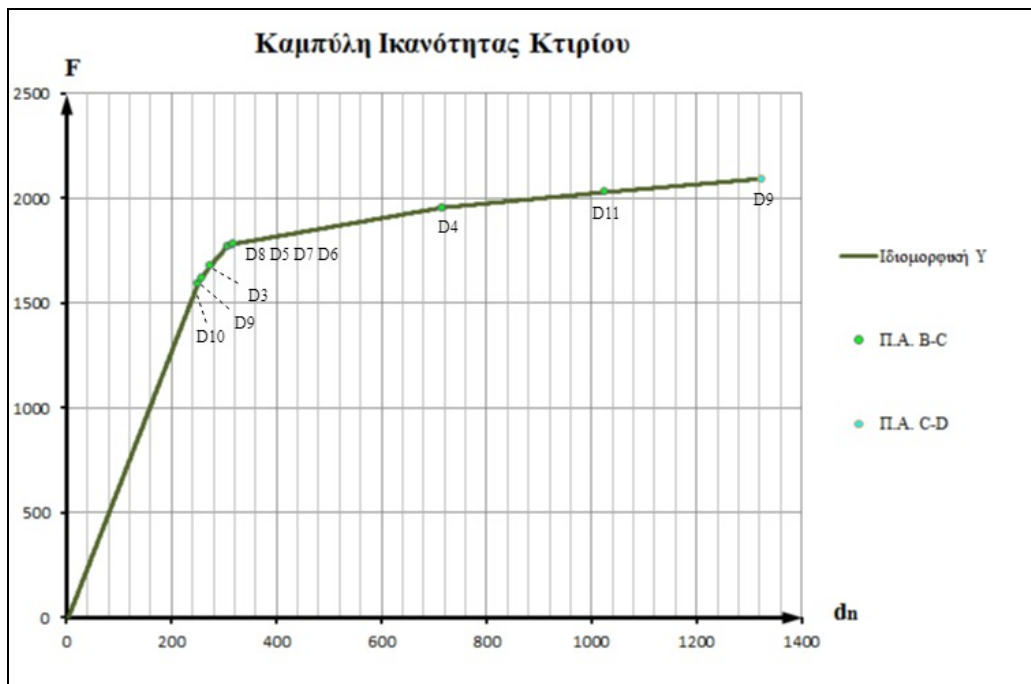
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} =$$

$$= \frac{10826}{0.589 * 26128} + 0.364 * \frac{3916}{1.0 * 5540.8} = 0.702 + 0.257 = 0.959 < 1$$

Το υποστύλωμα ελέγχεται σε επίπεδο μέλους και επαρκεί.



Εικόνα 6.2: Πλαστικές αρθρώσεις στο τέλος της μη-γραμμικής ανάλυσης.



Σχήμα 6.2: Καμπύλη ικανότητας για Ιδιομορφική κατανομή κατά Y. Εμφανίζονται τα σημεία στα οποία μία κρίσιμη διατομή εισέρχεται στον πλαστικό κλάδο B-C ή τον φθιτό C-D. Με  $D_i$  η διαγώνιος του  $i$  ορόφου.

Η πρώτη πλαστική άρθρωση σχηματίζεται στον διαγώνιο σύνδεσμο του Story 10 για μετακίνηση κόμβου ελέγχου  $d_n=250.3\text{mm}$  και τέμνουσα βάσης  $F_b=1593.4\text{kN}$ . Στον Πίνακα 4.11, κατά τη διαστασιολόγηση, προβλέψαμε ότι ο πρώτος σύνδεσμος που θα διαρρεύσει είναι αυτός του Story 9, καθώς είχε τον ελάχιστο λόγο υπεραντοχής  $\Omega$ . Ουσιαστικά επαληθεύεται το ότι στην περίπτωση που λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι, η αξονική στους ανώτερους συνδέσμους ενός X είναι υπερδιπλάσια από την αντίστοιχη τιμή στην περίπτωση λειτουργίας όλων των διαγωνίων με τη «μισή» διατομή (βλ. Πίνακας 4.1, ενότητα 4.2.1).

Προχωράμε στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, η οποία θα υπολογιστεί από τη μετακίνηση ενός ισοδύναμου Συστήματος Μίας Ελευθερίας Κίνησης (ΣΜΕΚ) που εξαρτάται από την οριζόντια κατανομή φορτίων [Παράρτημα Β, EN1998-1]. Η συγκεκριμένη μέθοδος δεν υποστηρίζεται από το ETABS, οπότε θα γίνει με ξεχωριστό υπολογισμό. Τα οριζόντια φορτία σε κάθε όροφο της κατασκευής είναι:

$$F_i = F_b \frac{m_i \phi_i}{\sum_j m_j \phi_j}$$

Εν προκειμένω τα  $\phi_i$  είναι η δεσπόζουσα ιδιομορφή. Αρχικά, υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη του ΣΜΕΚ:

$$\text{Μάζα ΣΜΕΚ: } m^* = \sum m_i \phi_i \quad (6.1)$$

$$\text{Συντελεστής συμμετοχής οριζόντιας κατανομής: } \Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (6.2)$$

Η καμπύλη ικανότητας του Συστήματος Πολλών Βαθμών Ελευθερίας (ΣΠΕΚ), μετατρέπεται σε καμπύλη ικανότητας του ΣΜΕΚ ως εξής:

$$\text{Τέμνουσα βάσης ΣΜΕΚ: } F^* = F_b / \Gamma \quad (6.3)$$

$$\text{Μετακίνηση ΣΜΕΚ: } F^* = F_b / \Gamma \quad (6.4)$$

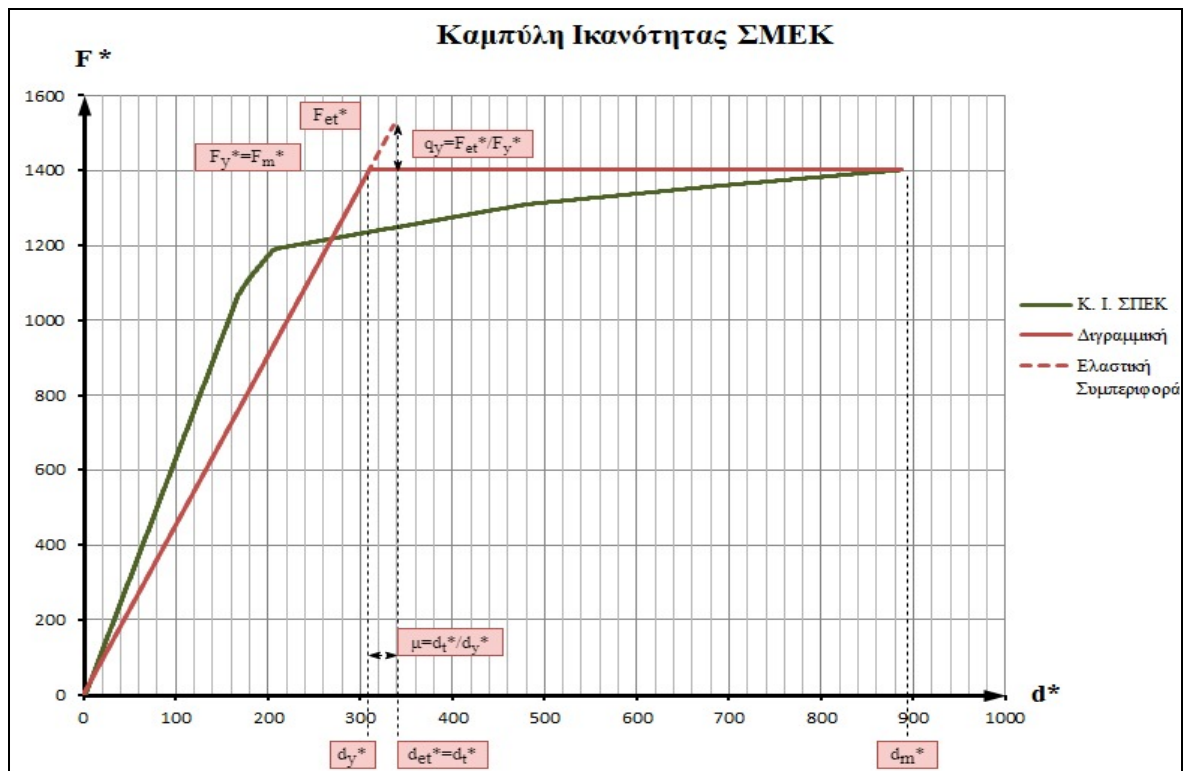
Πίνακας 6.1: Υπολογισμός μάζας και συντελεστή συμμετοχής ΣΜΕΚ για Ιδιομορφική κατά Y

Όροφος	Modal Displ.	$\phi_i$	$m_i$	$m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$
	mm		kg	kg	kg
Story 11	0,044	1,000	161331,7	161331,7	161331,7
Story 10	0,037	0,841	170689,2	143534,1	120699,1
Story 9	0,032	0,727	170750,1	124181,9	90314,1
Story 8	0,026	0,591	171917,5	101587,6	60029,0
Story 7	0,021	0,477	172937,1	82538,2	39393,2
Story 6	0,017	0,386	174805,2	67538,4	26094,4
Story 5	0,012	0,273	175619,4	47896,2	13062,6
Story 4	0,008	0,182	178388,5	32434,3	5897,1
Story 3	0,003	0,068	179822,2	12260,6	836,0
$\Gamma$	maxModDisp	$\phi_n$	$m_{tot}=\sum m_i$	$m^*=\sum m_i \phi_i$	$\sum m_i \phi_i^2$
1,494	0,044	1,0	1556260,9	773302,9	517657,2

Υπολογίζεται η διγραμμική καμπύλη του ΣΜΕΚ, η οποία αποτελείται από ένα ελαστικό κλάδο μέχρι τη θεωρητική διαρροή  $F_y^*$ ,  $d_y^*$  και ένα πλήρως πλαστικό (οριζόντιο) κλάδο μέχρι το σημείο πλαστικού μηχανισμού  $F_m^*$ ,  $d_m^*$ . Προφανώς είναι  $F_m^* = F_y^*$  και:

$$d_y^* = 2 * \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \text{ όπου } E_m^* \text{ το εμβαδό της καμπύλης του ΣΠΕΚ} \quad (6.5)$$

$$\text{Ιδιοπερίοδος ΣΜΕΚ: } T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (6.6)$$



Σχήμα 6.3: Καμπύλη ικανότητας και προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης για το ΣΠΕΚ

Στη συνέχεια υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα του ΕΚ-8, η μετακίνηση και η τέμνουσα βάσης που θα είχε για το σεισμό σχεδιασμού το ΣΠΕΚ, αν η συμπεριφορά του ήταν απεριόριστα ελαστική

$$d_{et}^* = S_e(T^*) * (T^*/2\pi)^2 \quad (6.7)$$

$$F_{et}^* = S_e(T^*) * m^* \quad (6.8)$$

Αν  $F_y^* > F_{et}^*$  τότε η απόκριση της κατασκευής είναι ελαστική και η στοχευόμενη μετακίνηση του ΣΠΕΚ είναι  $d_t^* = d_{et}^*$ , αλλιώς έχουμε ανελαστική συμπεριφορά με  $q_y = F_{et}^*/F_y^*$  και  $\mu = d_t^*/d_y^*$ . Αν  $K^*$  η ελαστική δυσκαμψία του ΣΠΕΚ τότε ισχύει  $F_{et}^* = K^* * d_{et}^*$  και  $F_y^* = K^* * d_y^*$ . Αν διαιρέσουμε κατά μέλη τις δύο σχέσεις έχουμε:

$$\frac{F_{et}^*}{F_y^*} = \frac{d_{et}^*}{d_y^*} \Leftrightarrow q_y = \frac{d_{et}^*}{\frac{d_t^*}{\mu}} \Leftrightarrow q_y = \mu \frac{d_{et}^*}{d_t^*} \Leftrightarrow d_t^* = \frac{\mu}{q_y} d_{et}^* \quad (6.9)$$

a) Αν  $T^* < T_C$  τότε:

$$q_y = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \Leftrightarrow \mu = 1 + (q_y - 1) \frac{T_C}{T}$$

b) Αν  $T^* \geq T_C$  τότε:

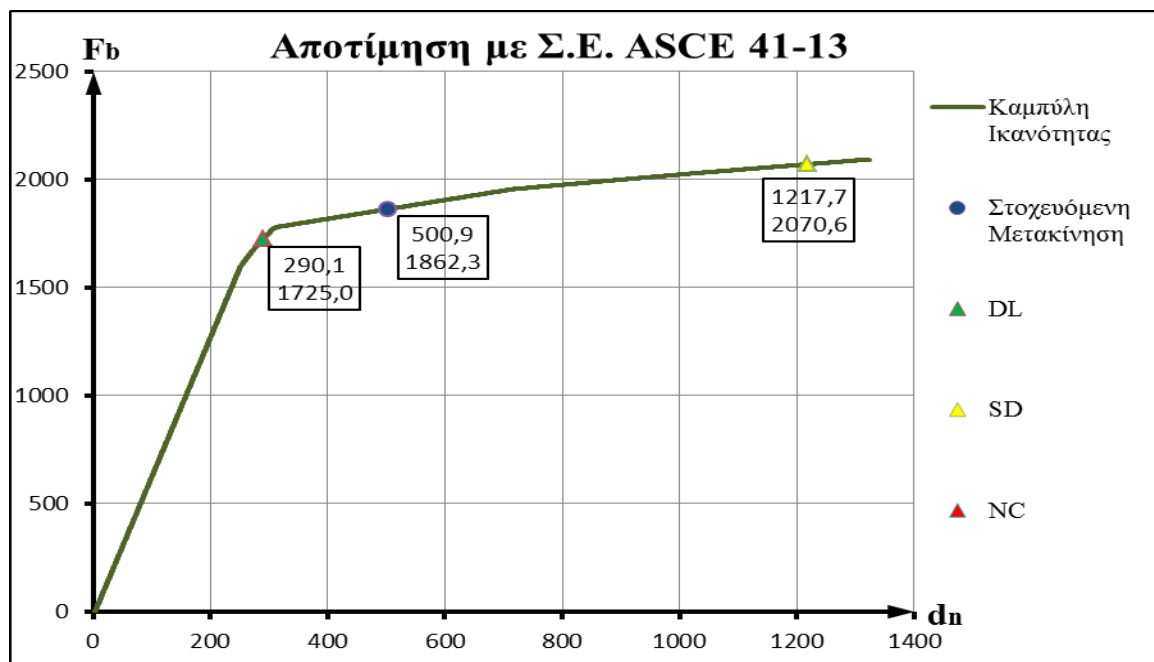
$$q_y = \mu, \text{ δηλαδή } d_t^* = d_{et}^*$$

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής είναι:  $d_t = \Gamma d_t^*$

Πίνακας 6.2: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης για Ιδιομορφική κατανομή κατά Y

$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{et}^*$	$T_0=T_C$	$F_{et}^*$	$q_y$	$\mu$	$d_t^*$	$d_t$
sec	g	mm	sec	kN			mm	mm
2,596	0,2004	335,3	0,800	1519,6	1,08	1,08	335,3	501,0

Η στάθμες επιτελεστικότητας κάθε κρίσιμης διατομής υπολογίζονται επίσης από τους πίνακες του ASCE 41-13 και αφού δεν έχουμε δευτερεύοντα μέλη θεωρούμε ότι ο φορέας περνάει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας τη στιγμή που κάποια διατομή υπερβεί την αντίστοιχη στάθμη. Το μέρος 3 του EN1998, στην ίδια λογική με τον ASCE 41-13 ορίζει τρεις στάθμες επιτελεστικότητας: «Περιορισμού Βλαβών» (DL), «Σημαντικών Βλαβών» (SD) και «Οιονεί Κατάρρευσης» (NC). Ο σχεδιασμός που γίνει στις νέες κατασκευές στοχεύει στη μη υπέρβαση της στάθμης Σημαντικών Βλαβών», επόμενος ο φορέας δεν πρέπει να υπερβεί τη στάθμη αυτή. Πράγματι, στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής που ακολουθεί παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση δεν υπερβαίνει τη μετακίνηση που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη στάθμη.



Σχήμα 6.4: Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτιρίου για Ιδιομορφική κατανομή κατά Y

### 6.2.3 Ομοιόμορφη ανάλυση κατά Y

Η ανάλυση τερματίζεται για μετακίνηση του κόμβου αναφοράς  $d_n=1188\text{mm}$ , τη στιγμή που η εφελκόμενη διαγώνιος του ισογείου εισέρχεται στον πτωτικό απότομο κλάδο απώλειας αντοχής. Μέχρι τότε έχουν διαρρεύσει όλες οι διαγώνιοι εκτός από αυτή του τελευταίου ορόφου, το εφελκόμενο υποστυλώματα του ισογείου, ενώ το θλιβόμενο έχει την παραμένουσα αντοχή. Επειδή, όμως, στους ικανοτικούς ελέγχους στη φάση της διαστασιολόγησης δεν προβλέπεται η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στη βάση του θλιβόμενου υποστυλώματος, πρέπει να ελέγξουμε αν επαρκεί το μέλος στο βήμα που αυτό φτάνει τη μέγιστη φέρουσα ικανότητα του:

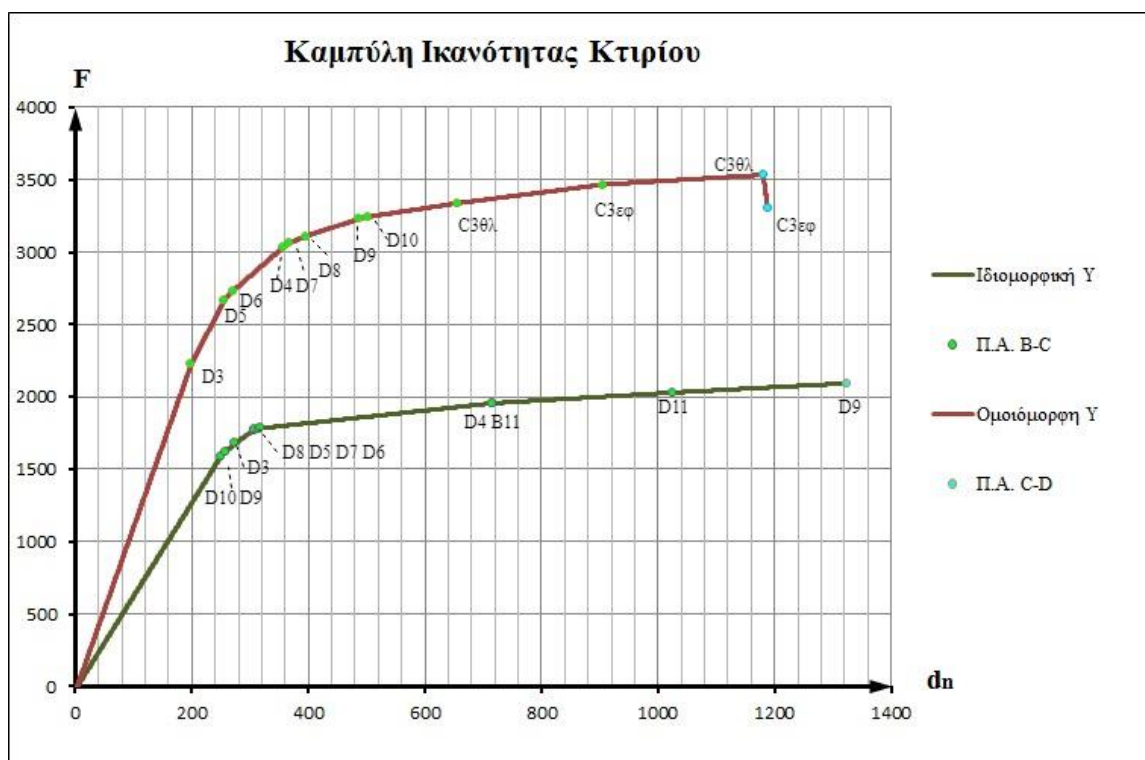
$$k_{yy} = C_{my} * \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0.6 * \left( 1 + (0.227 - 0.2) * \frac{9881.8}{0.986 * 26128 / 1.0} \right)$$

$$= 0.606$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} =$$

$$= \frac{10818.7}{0.986 * 26128} + 0.606 * \frac{4865.7}{1.0 * 5540.8} = 0.425 + 0.532 = 0.957 < 1$$

Το μέλος επαρκεί οπότε η καμπύλη ικανότητας είναι σωστή και η μέγιστη φέρουσα ικανότητα είναι  $d_n=1180.9\text{mm}$  και  $F=3530\text{kN}$  για το δισδιάστατο μοντέλο, δηλαδή  $F=4*3530\text{kN}=14120\text{kN}$  για την πραγματική κατασκευή.



Σχήμα 6.5: Καμπύλη ικανότητας για Ομοιόμορφη και Ιδιομορφική κατανομή κατά Y.

Εμφανίζονται τα σημεία στα οποία μία κρίσιμη διατομή εισέρχεται στον πλαστικό κλάδο B-C ή τον φθιτό C-D. Με  $D_i$  η διαγώνιος του  $i$  ορόφου, B11 η κεφαλοδοκός του Story 11, C3θλ., C3εφ το θλιβόμενο και το εφελκόμενο υποστυλώμα του ισογείου.

Παρατηρούμε ότι η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής στην ομοιόμορφη κατανομή είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την ιδιομορφική. Αυτό συμβαίνει διότι για την ίδια μετακίνηση ελέγχου στην ομοιόμορφη φόρτιση καταπονούνται περισσότερο οι ισχυρότεροι διαγώνιοι των χαμηλότερων ορόφων, με αποτέλεσμα η τέμνουσα των ορόφων και κατ' επέκταση η δυσκαμψία να είναι μεγαλύτερη.

Η ομοιόμορφη κατανομή συνίσταται σε οριζόντια φορτία σε κάθε όροφο της μορφής:

$$F_i = F_b \frac{m_i}{\sum_j m_j}, \text{ δηλαδή } \varphi_i=1 \text{ για κάθε όροφο } i. \text{ Άρα ο συντελεστής συμμετοχής είναι:}$$

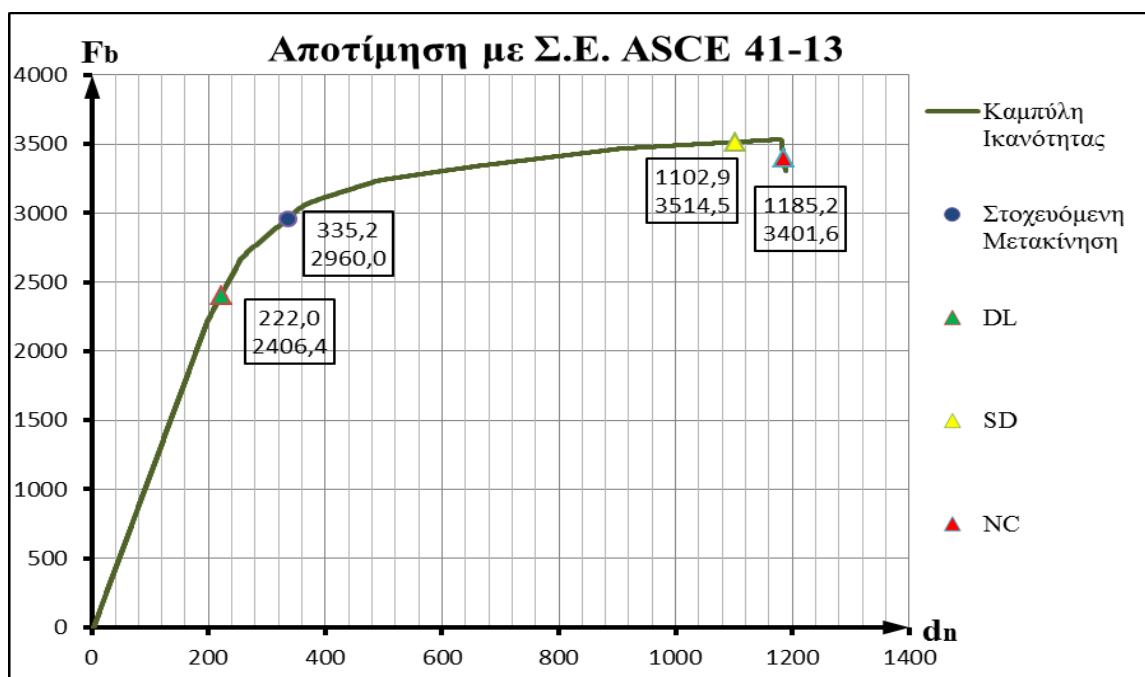
$$\Gamma = \frac{\sum m_i}{\sum m_i} = 1.0$$

Αυτό σημαίνει ότι τα μεγέθη του ΣΜΕΚ είναι τα ίδια με αυτά της κατασκευής. Η συμπεριφορά της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού είναι ελαστική και προκύπτει:

Πίνακας 6.3: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης για ομοιόμορφη κατανομή κατά Y

T*	S <sub>e</sub> (T*)	d <sub>et</sub> *	T <sub>o</sub> =T <sub>c</sub>	F <sub>et</sub> *	q <sub>y</sub>	μ	d <sub>t</sub> *	d <sub>t</sub>
sec	g	mm	sec	kN			mm	mm
2,722	0,1822	335,3	0,800	2780,0	1,00	1,00	335,3	335,3

Για την ομοιόμορφη φόρτιση η διαφορά της στοχευόμενης μετακίνησης από την στάθμη «SD» είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την ιδιομορφική, καθιστώντας την ευμενέστερη.

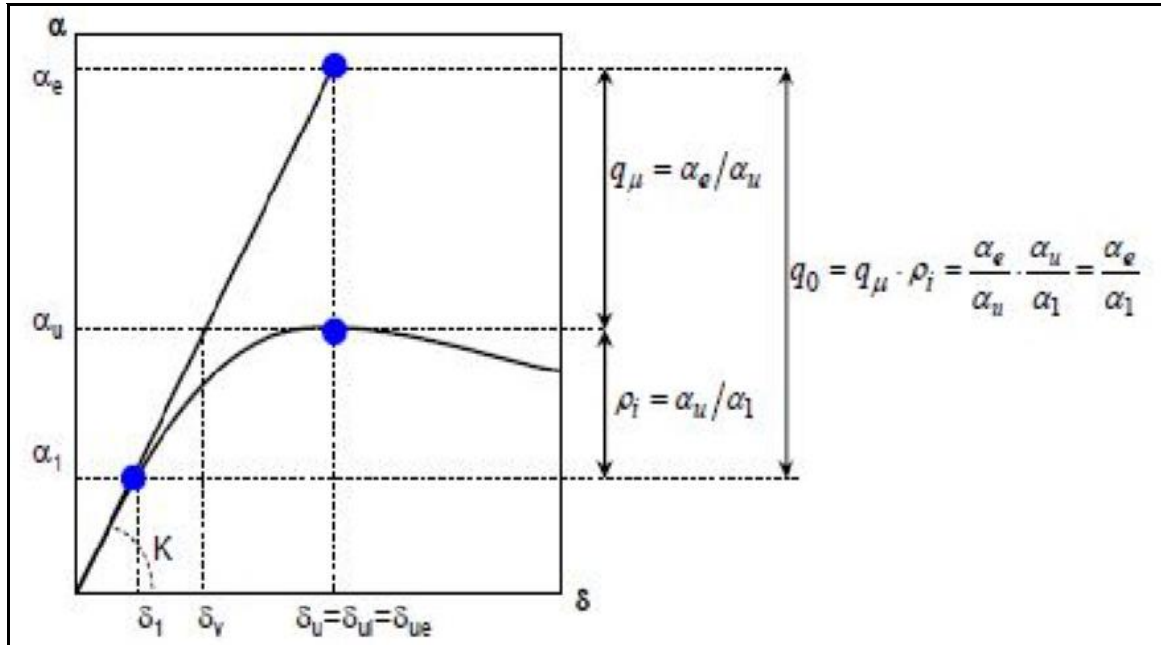


Σχήμα 6.6: Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτιρίου για Ομοιόμορφη κατανομή κατά Y



## 6.2.4 Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κατά Y

Ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής για φόρτιση κατά μία συγκεκριμένη διεύθυνση υπολογίζεται από την Καμπύλη Ικανότητας της κατασκευής κατά τον EN1998 σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:



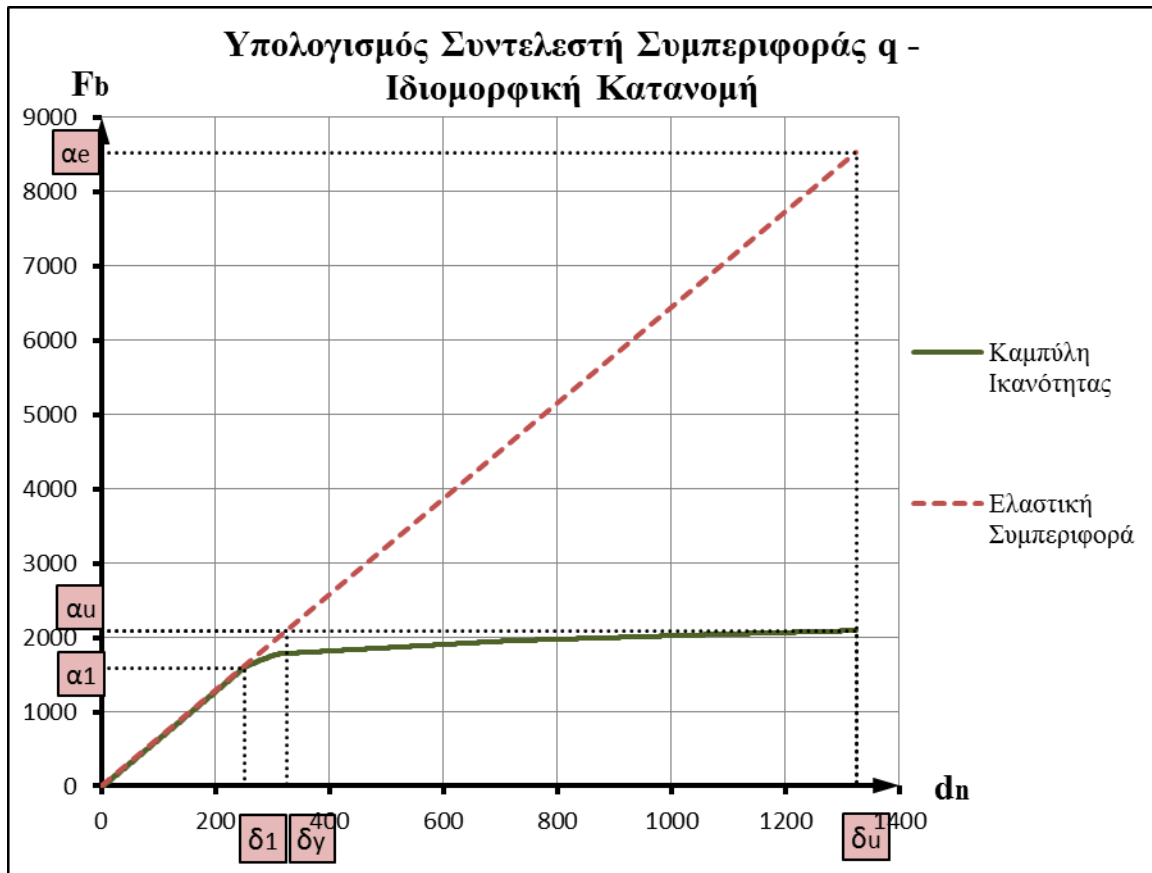
Σχήμα 6.7: Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς κατά τον EN1998

- $\alpha_1, \delta_1$ : η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση αναφοράς τη στιγμή ένα οποιοδήποτε μέλος του φορέα φτάνει πρώτα την πλαστική του αντοχή.
- $\alpha_u, \delta_u$ : η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση αναφοράς τη στιγμή που έχουν σχηματιστεί αρκετές πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, ώστε να προκληθεί συνολική αστάθεια.
- $K$ : η αρχική δυσκαμψία του φορέα, δηλαδή πριν συμβεί η πρώτη πλαστικοποίηση.
- $\alpha_e$ : η τέμνουσα βάσης τη που αντιστοιχεί σε ελαστική απόκριση του φορέα με την αρχική δυσκαμψία  $K$  για τη μετακίνηση  $\delta_u$ .
- $\delta_y$ : η μετακίνηση της κατασκευής που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά με δυσκαμψία  $K$  για τέμνουσα βάσης  $\alpha_u$ .

Ο λόγος  $\rho_i = \alpha_u / \alpha_1$  ονομάζεται υπεραντοχή και χαρακτηρίζει την ικανότητα του φορέα να παραλαμβάνει μεγαλύτερα σεισμικά φορτία για μετακινήσεις αναφοράς μεγαλύτερες της  $\delta_1$ , δηλαδή αφού έχει γίνει η πρώτη πλαστικοποίηση. Ο λόγος  $q_\mu = \alpha_e / \alpha_u$ , είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς διαρροής και χαρακτηρίζει την ικανότητα της κατασκευής να παραμορφωθεί μετά τη θεωρητική διαρροή  $\delta_y$ . Ο λόγος  $q_0 = q_\mu \cdot \rho_i = \alpha_e / \alpha_1$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που αναζητείται. Η παραπάνω θεώρηση έχει γίνει με παραδοχή ίσων μετακινήσεων, όπου η μέγιστη μετακίνηση  $\delta_u$  είναι ίση με τη μετακίνηση  $\delta_e$  που αντιστοιχεί σε ελαστική απόκριση. Για να υπολογιστεί η μετακίνηση  $\delta_y$  γίνεται διγραμμικοποίηση με ελαστικό κλάδο με δυσκαμψία  $K$  και  $\alpha_y = \alpha_u$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς θα υπολογιστεί και για τις δύο κατανομές οριζόντιων φορτίων.

Αρχικά γίνεται ο υπολογισμός για την ιδιομορφική κατανομή, η οποία είναι πολύ κοντά στην κατανομή που χρησιμοποιήσαμε κατά το σχεδιασμό, δεδομένου ότι το

ποσοστό της δράσας ιδιομορφικής μάζας της πρώτης ιδιομορφής είναι 75%. Από την καμπύλη ικανότητας έχουμε με βάση το Σχήμα 6.7:



Σχήμα 6.8:Γραφικός υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς Ιδιομορφικής κατανομής κατά Y

Πίνακας 6.4:Παράμετροι συντελεστή συμπεριφοράς Ιδιομορφικής κατανομής κατά Y

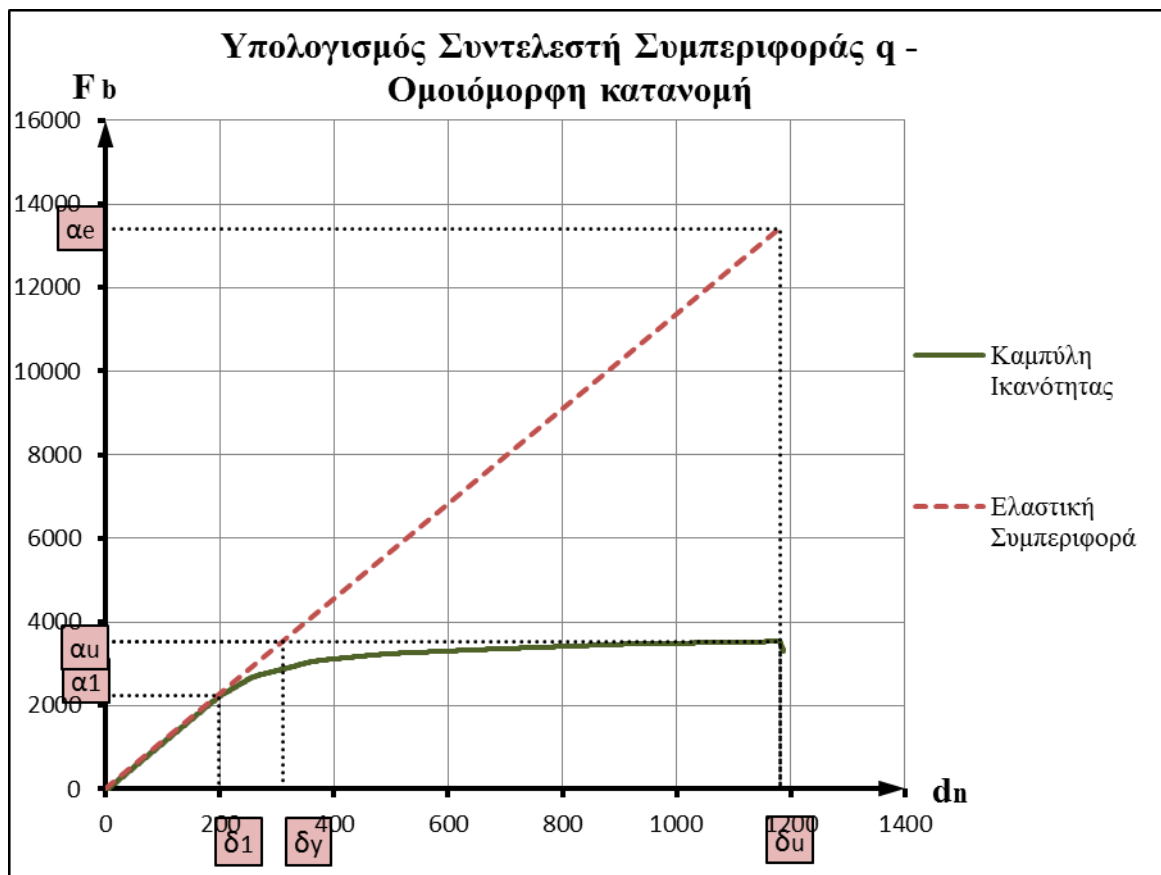
$\alpha_1$	$\delta_1$	$\alpha_u=F_u$	$\delta_u=d_u$	$\delta_y$
kN		kN	mm	mm
1593,4	250,3	2093,5	1324,5	325,0
$K_i$	$\alpha_e$	$\alpha_u/\alpha_1$	$q_\mu$	$q_0$
kN/mm	kN			
6,4	8531,9	1,31	4,075	5,35

Δεδομένου ότι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δεν έχουν αξονική λόγω μη σεισμικών δράσεων, είναι  $\Omega_i=N_{pl,Rd}/N_{Ed,E}$ , το οποίο σημαίνει ότι η τιμή  $\alpha_1$  αντιστοιχεί στη διαρροή του εφελκόμενου διαγωνίου με το  $\min\Omega_i=\Omega$ . Στο σχεδιασμό ο σύνδεσμος αυτός ήταν αυτός του Story 9, ενώ στην ανελαστική ανάλυση η πρώτη διαρροή έγινε σε αυτόν του Story 10. Αν δεχτούμε ότι στην ελαστική ανάλυση αυτός έχουν ίσους λόγους  $\Omega_i$  (βλ. ενότητα 6.2.2 και Πίνακας 4.11) και λάβουμε υπόψη ότι στην ανελαστική ανάλυση η πλαστική αντοχή είναι  $1.1 * N_{pl,Rd}$ , τότε η  $\alpha_1$  θα μπορούσε να βρεθεί κι από την ελαστική ανάλυση ως εξής:

$$\alpha_1 = 1.1 * \Omega * F_{b,RSY,2D} = 1.11.64 * 865 = 1560.4\text{kN} \approx 1593.4\text{kN},$$

όπου  $F_{b,RSY,2D}=F_{b,RSY,3D}/4=3460/4=865\text{kN}$ , η τέμνουσα βάσης της κατασκευής για το δισδιάστατο μοντέλο, δηλαδή υποτετραπλάσια της τέμνουσας βάσης κατά το σχεδιασμό  $F_{b,RSY,3D}$ . Τέλος παρατηρούμε ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς που προέκυψε από την μη-γραμμική ανάλυση  $q_0=5.35$  είναι μεγαλύτερος από αυτόν που χρησιμοποιήθηκε κατά το σχεδιασμό  $q=4$ .

Για την ομοιόμορφη κατανομή και ο λόγος υπεραντοχής  $\alpha_u/\alpha_1$  και ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q_0$  προκύπτουν μεγαλύτεροι από την ιδιομορφική, με τα μεγέθη όμως αυτά να μην είναι συγκρίσιμα με αυτά του σχεδιασμού.



Σχήμα 6.9:Γραφικός υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς Ομοιόμορφης κατανομής κατά Y

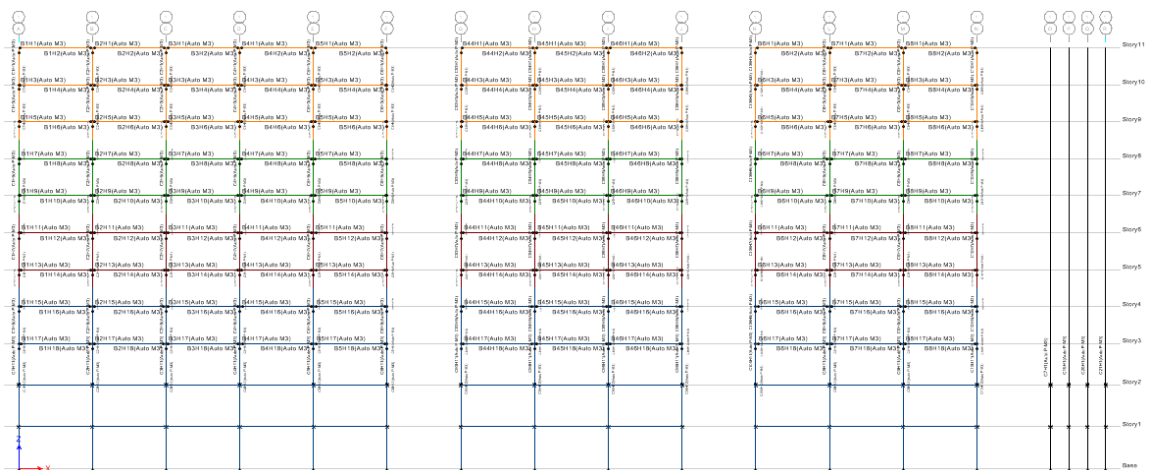
Πίνακας 6.5:Παράμετροι συντελεστή συμπεριφοράς Ομοιόμορφης κατανομής κατά Y

$\alpha_1$	$\delta_1$	$\alpha_u=F_u$	$\delta_u=d_u$	$\delta_y$
kN		kN	mm	mm
2223,7	198,7	3533,5	1180,9	310,9
$K_i$	$\alpha_e$	$\alpha_u/\alpha_1$	$q_\mu$	$q$
kN/mm	kN			
11,4	13419,6	1,59	3,80	6,03

## 6.3 Μη γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση X των συστημάτων MRF

### 6.3.1 Διαμόρφωση επίπεδου προσομοιώματος

Η κατά X σεισμική φόρτιση παραλαμβάνεται από δύο εξωτερικά πλαίσια 5 ανοιγμάτων, από τέσσερα εσωτερικά πλαίσια 3 ανοιγμάτων, ενώ στο ισόγειο ένα υπολογίσιμο τμήμα της τέμνουσας παραλαμβάνεται από τα τέσσερα υποστυλώματα των συστημάτων CBF. Σε αντίθεση με την κατά Y διεύθυνση, όπου είχαμε τα τέσσερα όμοια συστήματα CBF, εδώ δεν μπορούμε να αναλύσουμε μόνο έναν από τα παραπάνω συστήματα, διότι δεν γνωρίζουμε ποιο ποσοστό της φόρτισης παραλαμβάνει το καθένα. Τα ποσοστά αυτά μπορούμε να τα υπολογίσουμε μόνο για το ελαστικό τμήμα της ανάλυσης, καθώς μετά την πρώτη πλαστική άρθρωση η κατανομή θα αλλάξει. Επομένως, είμαστε υποχρεωμένοι να λάβουμε υπόψη στο προσομοίωμα το μισό φορέα, δηλαδή ένα εξωτερικό πλαίσιο, δύο εσωτερικά πλαίσια και τέσσερα υποστυλώματα των συστημάτων CBF. Με το προσομοίωμα αυτό είμαστε σίγουροι ότι αναλαμβάνεται η μισή σεισμική φόρτιση σε σχέση με την πραγματική κατασκευή, επομένως η μάζα που θα λάβουμε υπόψη θα είναι το μισό της μάζας κάθε ορόφου. Επιπλέον, επειδή το δισδιάστατο προσομοίωμα περιλαμβάνει το μισό φορέα, έχουμε λάβει υπόψη όλη την απαιτούμενη μάζα, οπότε δεν χρειαζόμαστε βαρυντικό υποστυλόμε (leaning column). Τέλος, οι κόμβοι κάθε στάθμης συνδέονται με περιορισμό διαφράγματος.



Σχήμα 6.10: Δισδιάστατο προσομοίωμα κατά X

Στις άκρες των δοκών ορίζεται διάγραμμα ικανότητας ροπής-στροφής  $M_y-\theta$  [Πίνακας 9-6, ASCE 41-13], ενώ στα άκρα των υποστυλωμάτων διάγραμμα ικανότητας ροπής-στροφής, το οποίο λαμβάνει υπόψη και την αλληλεπίδραση με την αξονική (P-M3) [Πίνακας 9-6, ASCE 41-13].

### 6.3.2 Ιδιομορφική κατανομή κατά X

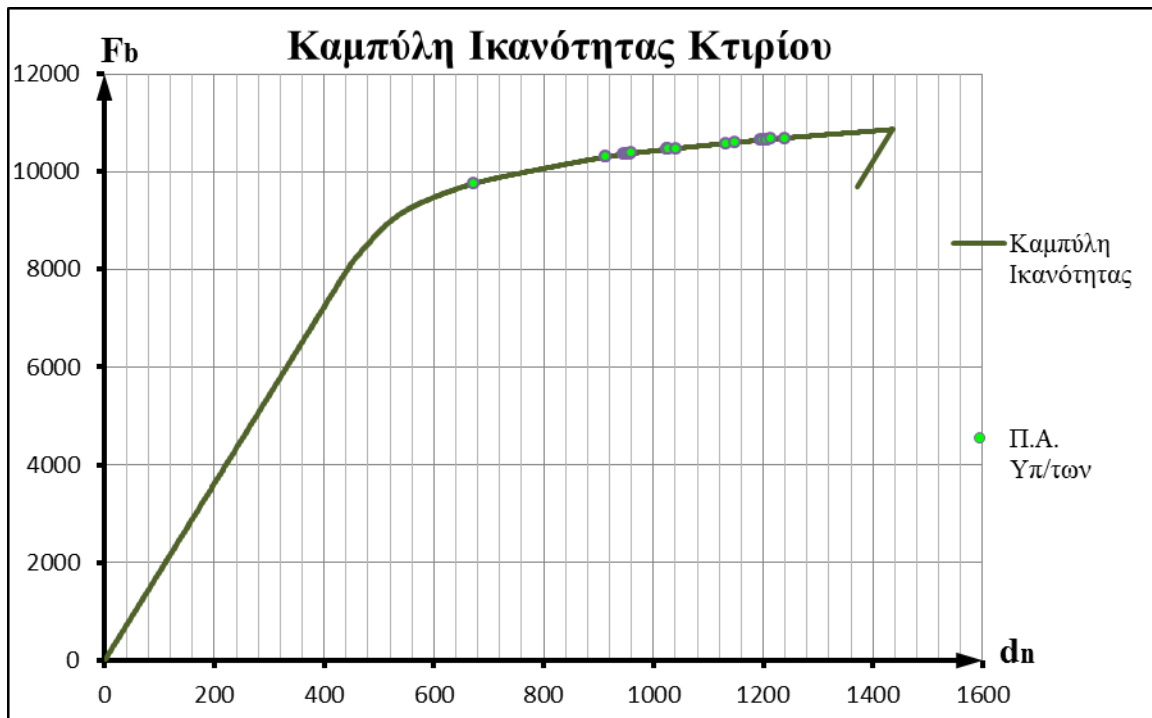
Ως ιδιομορφική κατανομή επιλέγεται η δεσπόζουσα κατά X ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_2=1.911\text{sec}$ , ενώ ως κόμβος αναφοράς επιλέγεται οποιοσδήποτε κόμβος του δώματος. Η ανάλυση τερματίζεται για μετακίνηση  $d_n=1436.4\text{mm}$ , όταν το ακραίο θλιβόμενο υποστυλόμε των εσωτερικών πλαισίων εισέρχεται στον πτωτικό κλάδο προκαλώντας

αριθμητική αστάθεια. Μέχρι το σημείο αυτό, έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις στα παρακάτω υποστυλώματα:

Πίνακας 6.6: Πλαστικές αρθρώσεις σε υποστυλώματα πλαισίων για Ιδιομορφική κατανομή κατά Χ. Όροφοι: (0) για ισόγειο, (1) για πρώτο όροφο κ.ο.κ. Πλαίσιο (int) για εσωτερικό, (ext) εξωτερικό. Υποστυλώματα: Θλ/νο-εφ/νο το θλιβόμενο-εφελκόμενο λόγω σεισμού υποστύλωμα σε κάθε πλαίσιο, m1,..m4 τα μεσσαία υποστυλώματα από αριστερά προς δεξιά.

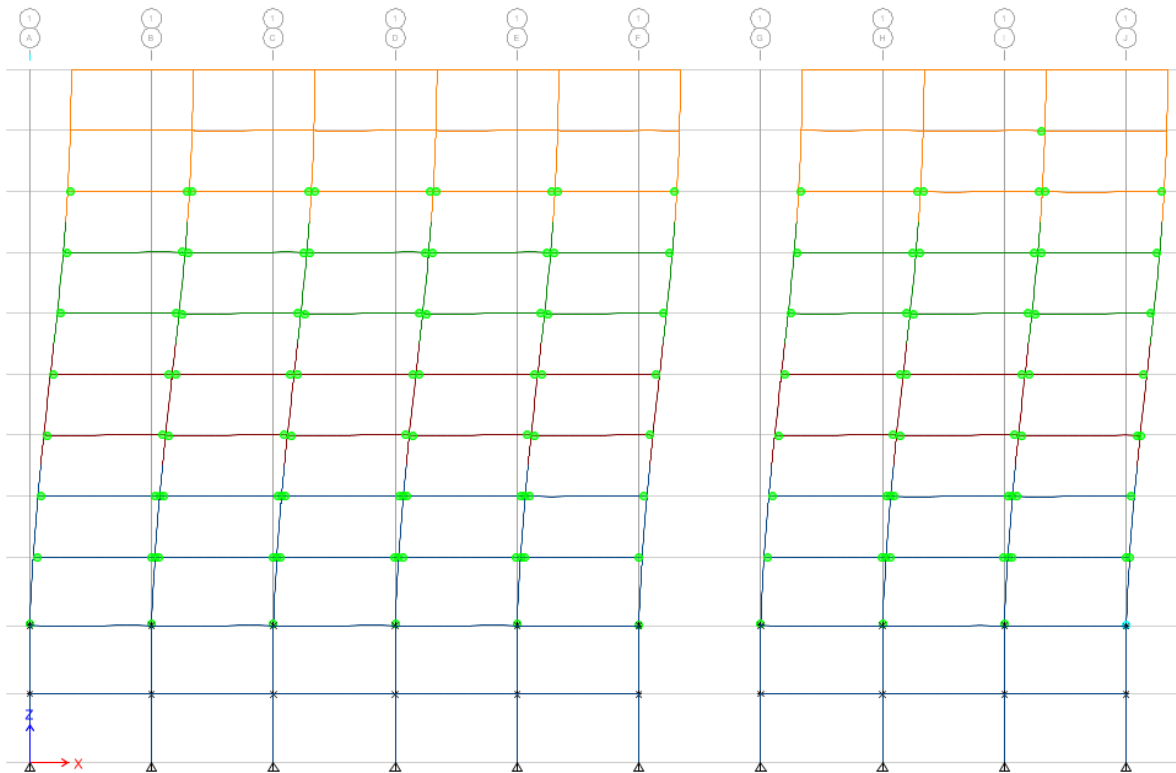
ΟΡΟΦΟΣ	ΠΛΑΙΣΙΟ	ΥΠ/ΜΑ	Step	$d_n$	$F_b$
0	int	θλ/νο	898	673,5	9757,0
0	int	m1	1216	912,0	10296,7
0	int	m2	1218	913,5	10299,5
0	ext	θλ/νο	1261	945,8	10353,1
1	int	m2	1266	949,5	10359,1
0	ext	m2,m3	1268	951,0	10361,4
0	ext	m4	1271	953,3	10364,7
0	ext	m1	1275	956,3	10368,8
1	int	m1	1281	960,8	10374,8
1	ext	m4	1366	1024,5	10454,3
1	ext	m2,m3	1367	1025,3	10455,2
1	ext	m1	1371	1028,3	10458,6
3	int	θλ/νο	1389	1041,8	10474,0
2	int	m2	1510	1132,5	10575,7
2	int	m1	1533	1149,8	10594,6
0	ext	εφ/νο	1593	1194,8	10643,3
1	int	θλ/νο	1601	1200,8	10649,5
2	ext	m2,m3	1609	1206,8	10655,6
2	ext	m4	1610	1207,5	10656,3
2	ext	m1	1619	1214,3	10663,0
0	int	εφ/νο	1652	1239,0	10687,4

Δεδομένου ότι μόνο τα υποστυλώματα του ισογείου έχουν σχεδιαστεί για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους, πρέπει να ελέγξουμε τα υπόλοιπα υποστυλώματα σε επίπεδο μέλους. Ωστόσο, κάνουμε την παραδοχή ότι πληρούνται οι προϋποθέσεις, ώστε όλα τα υποστυλώματα να μπορούν να αναπτύξουν πλαστική άρθρωση, χωρίς προφανώς αυτό να είναι επιθυμητό.



Σχήμα 6.11: Καμπύλη ικανότητας για Ιδιομορφική κατανομή κατά Χ. Σημειώνονται τα βήματα στα οποία σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα.

Η πρώτη πλαστική άρθρωση ανοίγει στο δεξιό και πλέον καταπονούμενο άκρο της μεσσαίας δοκού των εσωτερικών πλαισίων στον 3<sup>ο</sup> όροφο για μετακίνηση ελέγχου  $d_n=426.8\text{mm}$  και αμέσως μετά ανοίγουν σταδιακά από τον 2<sup>ο</sup> προς τον 5<sup>ο</sup> όροφο. Στη συνέχεια, ανοίγουν κυρίως στις δοκούς του 1<sup>ου</sup> ορόφου και μετά στις δοκούς του 6<sup>ου</sup>. Αμέσως μετά που ανοίξει η πρώτη Π.Α. σε δοκό του ισόγειου, ανοίγει η Π.Α. σε υποστύλωμα, θλιβόμενο ισόγειο στο εσωτερικό πλαίσιο. Τη στιγμή που ανοίγει η πρώτη «μη επιτρεπόμενη» Π.Α. σε υποστύλωμα (δεξιό μεσσαίο εσωτερικού πλαισίου, ισόγειο), έχουν πλαστικοποιηθεί τα άκρα όλων των δοκών από το ισόγειο μέχρι τον 6<sup>ο</sup> όροφο και οι βάσεις των υποστυλωμάτων του Πίνακα 6.6. Από το σημείο αυτό και μετά ανοίγουν Π.Α. μόνο σε υποστυλώματα και στα αριστερά άκρα των υπόλοιπων δοκών του 6<sup>ου</sup> ορόφου. Με εξαίρεση το δεξιό άκρο της μεσσαίας δοκού του 7<sup>ου</sup> ορόφου, δεν ανοίγει καμία Π.Α. στον 7<sup>ο</sup> και 8<sup>ο</sup> όροφο μέχρι το τέλος της ανάλυσης.



Σχήμα 6.12: Πλαστικές αρθρώσεις στο τέλος της Ιδιομορφικής ανάλυσης κατά X.

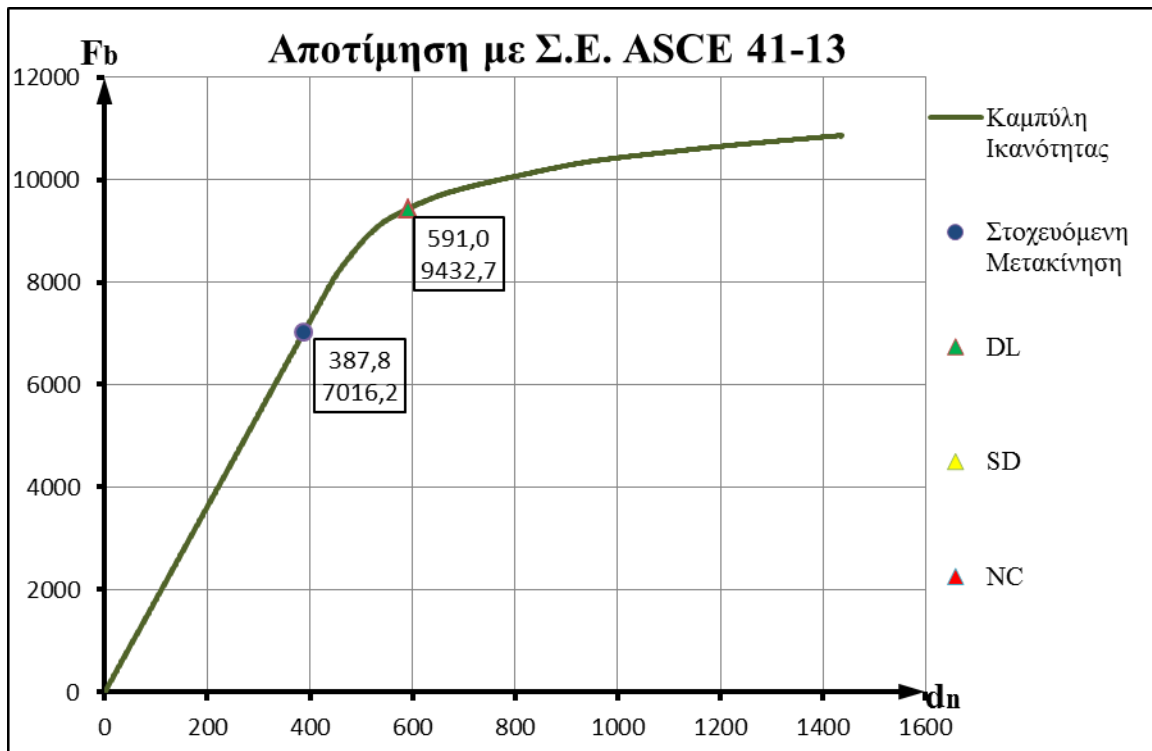
Στη συνέχεια υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση, όπως και στην 6.2.2:

Πίνακας 6.7: Υπολογισμός μάζας και συντελεστή συμμετοχής ΣΜΕΚ για Ιδιομορφική κατά X

Όροφος	Modal Displ.	$\varphi_i$	$m_i$	$m_i\varphi_i$	$m_i\varphi_i^2$
	mm		kg	kg	kg
Story 11	0,028	1,000	314784,1	314784,1	314784,1
Story 10	0,026	0,929	336819,8	312761,3	290421,2
Story 9	0,024	0,857	336922,6	288790,8	247535,0
Story 8	0,020	0,714	338890,4	242064,5	172903,2
Story 7	0,016	0,571	339629,7	194074,1	110899,5
Story 6	0,013	0,464	344054,2	159739,4	74164,7
Story 5	0,009	0,321	345318,7	110995,3	35677,1
Story 4	0,006	0,214	351242,3	75266,2	16128,5
Story 3	0,003	0,107	353591,9	37884,8	4059,1
Γ	maxModDisp	$\varphi_n$	$m_{tot}=\Sigma m_i$	$m^*=\Sigma m_i\varphi_i$	$\Sigma m_i\varphi_i^2$
1,371	0,028	1,0	3061253,5	1736360,6	1266572,4

Πίνακας 6.8: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης για Ιδιομορφική κατανομή κατά X

$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{et}^*$	$T_o=T_c$	$F_{et}^*$	$q_y$	$\mu$	$d_t^*$	$d_t$
sec	g	mm	sec	kN			mm	mm
2,088	0,2586	280,1	0,800	4402,8	1,00	1,00	280,1	384,1



Σχήμα 6.13: Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτίριο για Ιδιομορφική κατανομή κατά X

Παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται στον ελαστικό κλάδο, δηλαδή η συμπεριφορά της κατασκευής είναι ελαστική με  $q_y=1$ . Η στοχευόμενη μετακίνηση δεν υπερβαίνει τη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες» κρίνοντας το σχεδιασμό επαρκή για τη συγκεκριμένη φόρτιση.

### 6.3.3 Ομοιόμορφη κατανομή κατά X

Η ανάλυση τερματίζεται για μετακίνηση  $d_n=933.1\text{mm}$ , όταν το ακραίο θλιβόμενο υποστύλωμα των εσωτερικών πλαισίων εισέρχεται στον πτωτικό κλάδο προκαλώντας αριθμητική αστάθεια. Μέχρι το σημείο αυτό, έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις στη βάση όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου και σε κανένα άλλο υποστύλωμα, επομένως η καμπύλη ικανότητας είναι αυτή που προκύπτει από την ανάλυση. Όπως συνέβει και στην ιδιομορφική και οι πλαστική απόκριση της κατασκευής οφείλεται στους ενδιάμεσους και χαμηλότερους ορόφους, καθώς στους τρεις τελευταίους ορόφους δεν σχηματίζεται καμία πλαστική άρθρωση.

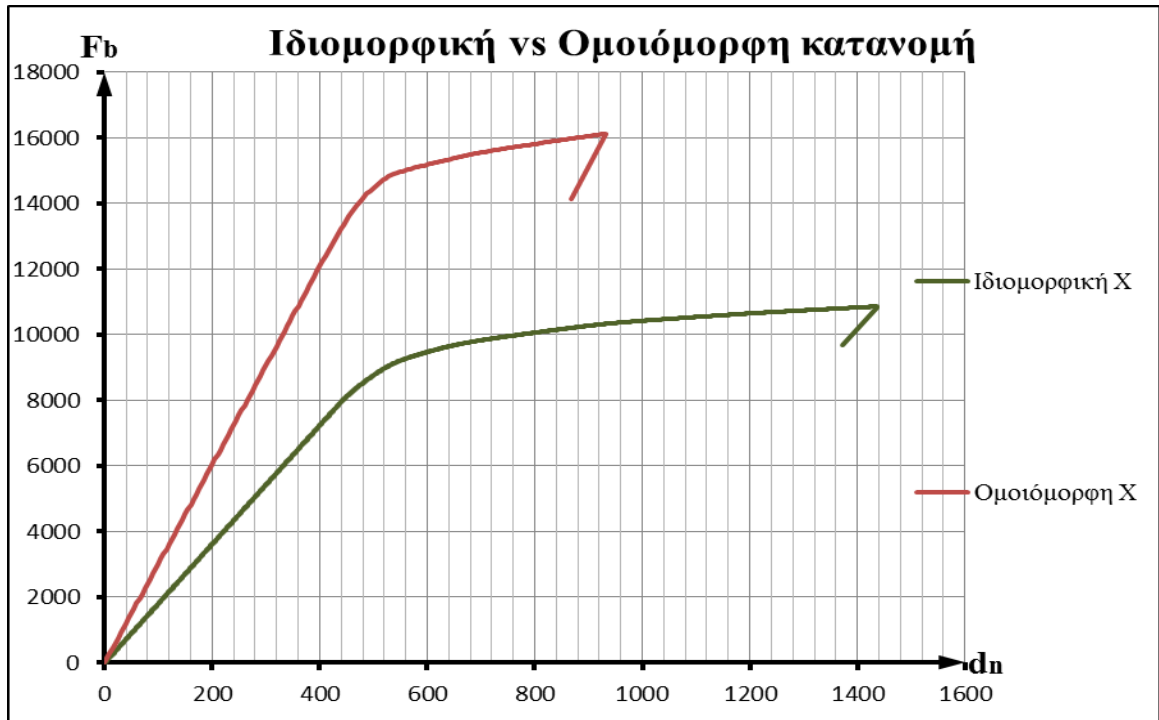
Υπενθυμίζουμε ότι για ομοιόμορφη φόρτιση έχουμε συντελεστή συμμετοχής  $\Gamma=1.0$ , οπότε ουσιαστικά εργαζόμαστε με τα μεγέθη του κτιρίου και όχι του ΣΠΕΚ:

Πίνακας 6.9: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης για Ομοιόμορφη κατανομή κατά X

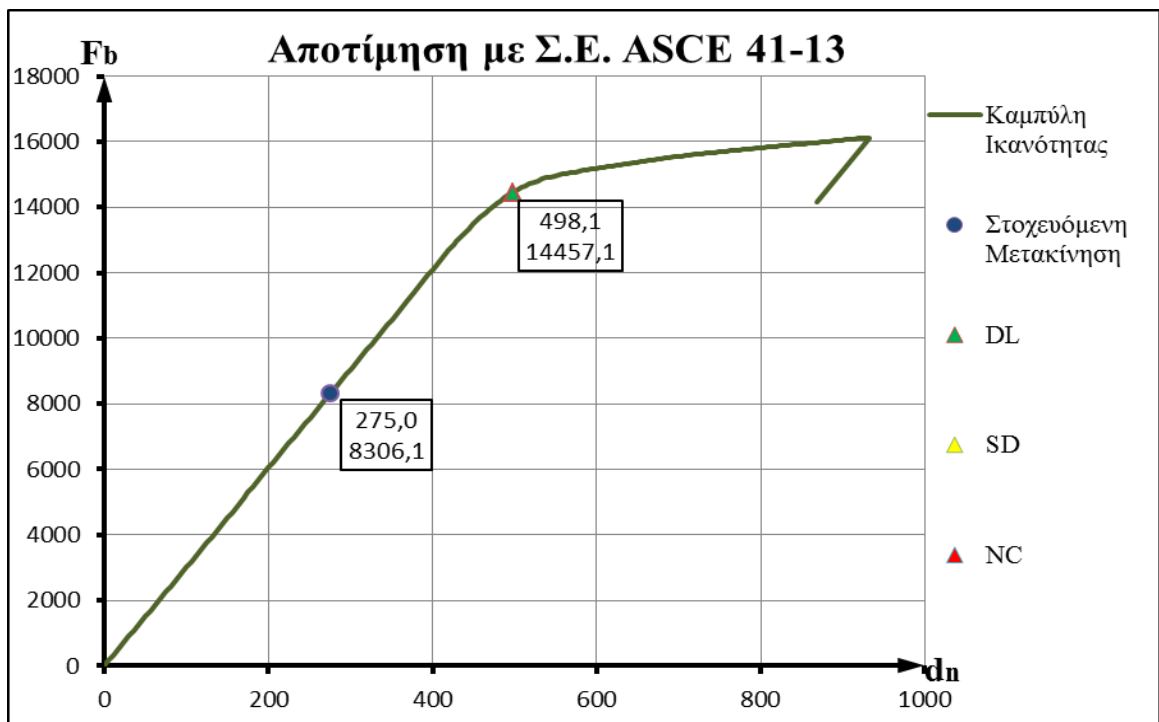
$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{et}^*$	$T_o=T_c$	$F_{et}^*$	$q_y$	$\mu$	$d_t^*$	$d_t$
sec	g	mm	sec	kN			mm	mm
2,060	0,2622	276,3	0,800	7870,5	1,00	1,00	276,3	276,3

Όπως και στην Ιδιομορφική φόρτιση, η συμπεριφορά της κατασκευής είναι ελαστική, με τη στοχευόμενη μετακίνηση να μην υπερβαίνει τη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες» κρίνοντας τη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου έναντι σεισμού κατά X επαρκή.





Σχήμα 6.14: Καμπύλη ικανότητας για Ομοιόμορφη και Ιδιομορφική κατανομή κατά X.

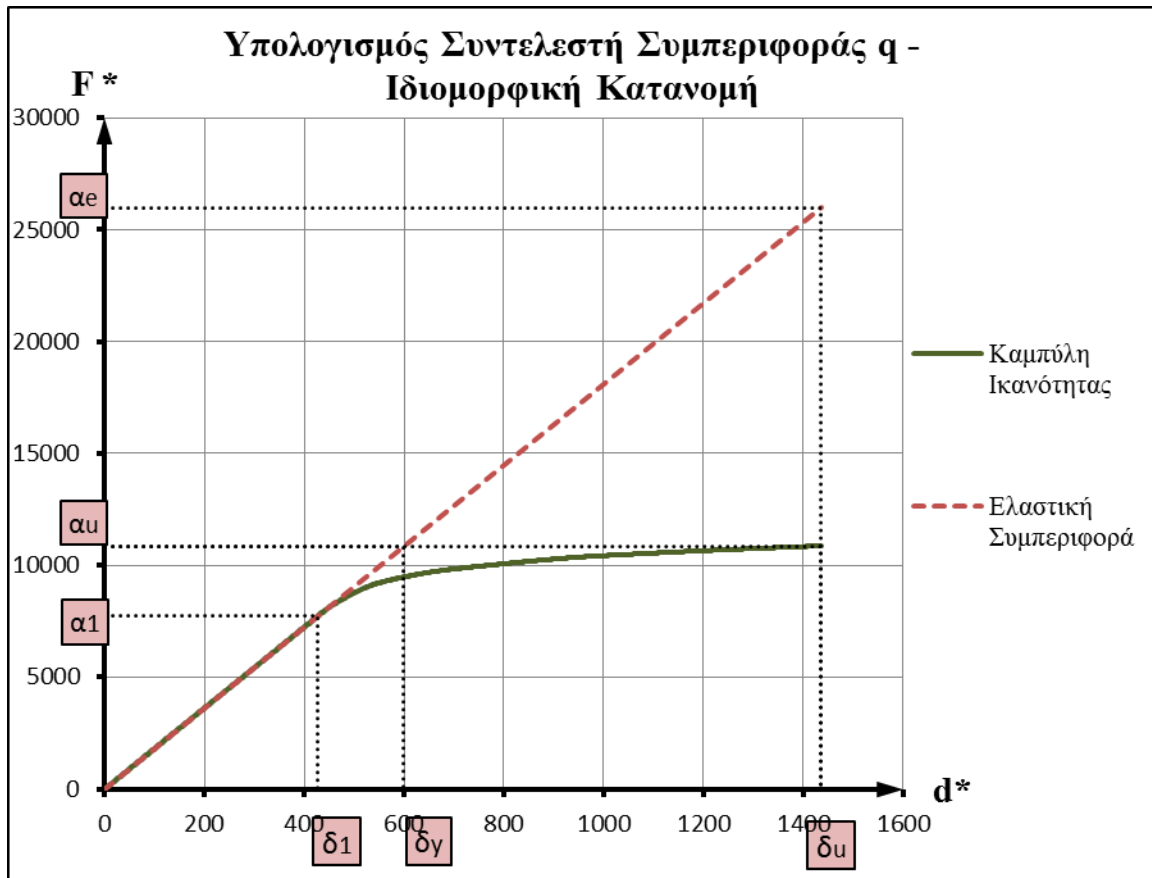


Σχήμα 6.15: Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτιρίου για Ομοιόμορφη κατανομή κατά X

### 6.3.4 Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κατά X

Για την ιδιομορφική φόρτιση παρατηρούμε ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς προκύπτει  $q=3.36$ , λίγο μικρότερος από τον  $q=4$  που χρησιμοποιήσαμε στην ελαστική ανάλυση της διαστασιολόγησης. Η διαφορά αυτή οφείλεται στην πλαστιμότητα  $q_u=2.4$

που αναπτύσσει η κατασκευή, καθώς η υπεραντοχή  $a_u/a_1=1.4$  της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την τιμή  $a_u/a_1=1.3$ , που προτείνεται στο [Σχήμα 6.1,EN1998].



Σχήμα 6.16:Γραφικός υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς Ιδιομορφικής κατανομής κατά X

Πίνακας 6.10:Παράμετροι συντελεστή συμπεριφοράς Ιδιομορφικής κατανομής κατά X

$\alpha_1$	$\delta_1$	$\alpha_u=F_u$	$\delta_u=d_u$	$\delta_y$
kN		kN	mm	mm
7721,9	426,75	10848,5	1435,5	599,5
$K_i$	$\alpha_e$	$a_u/a_1$	$q_\mu$	$q_0$
kN/mm	kN			
18,1	25974,9	1,40	2,394	3,36

Σε αντίθεση με τα συστήματα CBF (βλ.6.2.4), στα πλαίσια ο λόγος  $\Omega$ , δεν παρέχει κάποια πληροφορία σχετικά με την  $\alpha_1$ , καθώς στον υπολογισμό του υπεισέρχονται και οι ροπές λόγω μη σεισμικών δράσεων, δηλαδή  $\Omega = M_{pl,Rd} / (M_{Ed,G} + M_{Ed,E})$ . Επιπλέον, στον σχεδιασμό ο λόγος  $\Omega$  βρέθηκε στις ακραίες δοκούς του εσωτερικού πλαισίου στον 6<sup>ο</sup> όροφο (Story 9), στις οποίες κατά την ανελαστική ανάλυση ανοίγει πλαστική άρθρωση για μετακίνηση ελέγχου  $d_n=643.5\text{mm}$ . Ωστόσο, η πρώτη Π.Α. σχηματίζεται πολύ νωρίτερα στο δεξιό και πλέον καταπονούμενο άκρο της μεσαίας δοκού των εσωτερικών πλαισίων στον 3<sup>ο</sup> όροφο (Story 6) για μετακίνηση ελέγχου  $d_n=426.8\text{mm}$ . Στην περίπτωση των πλαισίων η πρώτη διαρροή θα μπορούσε να βρεθεί αν σε κάθε άκρο των δοκών πολλαπλασιάσαμε τις σεισμικές ροπές μέχρι την πλαστική ροπή, όπως και στην 5.2.4,

δηλαδή υπολογίζοντας το συντελεστή  $\alpha$ , όπου  $M_{pl,Rd} = M_{Ed,G} + \alpha * M_{Ed,E}$ . Παρακάτω υπολογίζονται οι συντελεστές  $\alpha$  για τις πλέον καταπονούμενες δοκούς των εσωτερικών πλαισίων για σεισμό κατά +X.

Πίνακας 6.11: Υπολογισμός συντελεστών προσαύξησης  $\alpha$  σεισμικών ροπών στις δοκούς των εσωτερικών πλαισίων, στο αριστερό άκρο Α ή στο δεξιό άκρο Β. Σεισμός κατά +X.

Όροφος / Άκρο	ΑΡΙΣΤΕΡΕΣ ΑΚΡΑΙΕΣ ΔΟΚΟΙ				ΕΝΔΙΑΜΕΣΕΣ ΔΟΚΟΙ			
	$M_G$	$M_{EX}$	$M_{pl,Rd}$	$\alpha_{P-\delta}$	$M_G$	$M_{EX}$	$M_{pl,Rd}$	$\alpha_{P-\delta}$
	kNm	kNm	kNm		kNm	kNm	kNm	
Story 11 A	-81,4	56,1	778,9	14,57	-125,8	56,8	778,9	15,12
Story 11 B	-140,0	-49,8	778,9	12,18	-125,8	-56,8	778,9	10,91
Story 10 A	-106,8	103,6	778,9	7,80	-129,2	105,2	778,9	7,88
Story 10 B	-141,9	-97,4	778,9	5,97	-129,2	-105,2	778,9	5,63
Story 9 A	-103,3	138,2	778,9	5,63	-129,9	136,4	778,9	5,87
Story 9 B	-142,5	-129,9	778,9	4,32	-129,9	-136,4	778,9	4,19
Story 8 A	-101,3	195,1	989,4	4,81	-128,4	188,7	989,4	5,10
Story 8 B	-142,2	-181,3	989,4	4,02	-128,4	-188,7	989,4	3,93
Story 7 A	-100,2	198,8	989,4	4,67	-128,5	193,2	989,4	4,92
Story 7 B	-142,6	-185,8	989,4	3,88	-128,5	-193,2	989,4	3,79
Story 6 A	-98,8	248,2	1246,8	4,59	-127,8	256,5	1246,8	4,54
Story 6 B	-142,4	-240,7	1246,8	3,88	-127,8	-256,5	1246,8	3,69
Story 5 A	-103,2	247,2	1246,8	4,59	-127,4	254,1	1246,8	4,55
Story 5 B	-137,2	-240,7	1246,8	3,88	-127,4	-254,1	1246,8	3,71
Story 4 A	-113,4	299,9	1640,8	4,90	-126,6	285,6	1640,8	5,19
Story 4 B	-131,0	-281,5	1640,8	4,50	-126,6	-285,6	1640,8	4,45
Story 3 A	-112,2	283,1	1640,8	5,33	-126,8	263,9	1640,8	5,76
Story 3 B	-131,6	-263,9	1640,8	4,92	-126,8	-263,9	1640,8	4,94

Παρατηρούμε ότι λαμβάνοντας υπόψη τις ροπές λόγω φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης, ο ελάχιστος συντελεστής  $\min \alpha_{P-\delta} = 3.69$  εμφανίζεται στο δεξιό άκρο της μεσοαίας δοκού των εσωτερικών πλαισίων στον 3<sup>ο</sup> όροφο (Story 6), όπως ακριβώς προέκυψε και στην Pushover.

## 7 Σχεδιασμός σύνδεσης διαγωνίου στο σύστημα CBF

Στην ενότητα αυτή θα διαστασιολογηθεί μία τυπική σύνδεση ενός διαγωνίου συνδέσμου στον κόμβο διαγωνίου-υποστυλώματος-κεφαλοδοκού και συγκεκριμένα αυτή του δευτέρου ορόφου, όπου η διατομή του διαγωνίου συνδέσμου είναι TUBO160X112X16. Η σύνδεση θα διαμορφωθεί μέσω ενός ελάσματος συγκολλούμενου μέσω σχισμής στον διαγώνιο σύνδεσμο, το οποίο θα συνδεθεί σε δύο κομβοελάσματα μέσω κοχλίωσης. Η σύνδεση θα σχεδιαστεί ώστε να παραλαμβάνει την ικανοτική δύναμη σχεδιασμού του διαγωνίου συνδέσμου [§6.5.5(3),EN1998]:

$$N_{t,Ed} = 1.1 * \gamma_{ov} * N_{pI,Rd} = 1.1 * 1.25 * 2726.4 = 3748.8 \text{ kN}$$

Με βάση την [§6.5.5(4),EN1998] σε διάτμηση πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες τύπου B ή C, ενώ οι επιφάνειες τριβής να είναι κατηγορίας A ή B. Επιλέγονται κοχλίες τύπου C, διατομής M27, ποιότητας 10.9, με επιφάνειες τριβής A ( $\mu=0.5$ ). Η δύναμη προέντασης και η αντοχή ενός κοχλία σε ολίσθηση για  $n=2$  επιφάνειες τριβής είναι αντίστοιχα:

$$F_{p,C} = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 \text{ N/mm}^2 * 459.2 \text{ mm}^2 = 321.4 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = k_s * n * \mu * F_{p,C} / \gamma_{M3} = 1.0 * 2 * 0.5 * 321.4 \text{ kN} / 1.25 = 257.2 \text{ kN}$$

απαιτώντας αριθμό κοχλιών  $N_{t,Ed} / F_{s,Rd} = 3748.8 / 257.2 = 14.6$ . Επιλέγουμε 3 σειρές των 5 κοχλιών, συνολικά  $m = m_2 * m_1 = 3 * 5 = 15$  κοχλίες. Το έλασμα που θα συγκολληθεί στη διατομή έχει πάχος  $t_{ελ,χ} = 24 \text{ mm}$ , ενώ τα κομβοελάσματα  $t_{ελ,κ} = 12 \text{ mm}$ . Οι μέγιστες και οι ελάχιστες κεντροβαρικές αποστάσεις των κοχλιών μεταξύ τους ( $p_1, p_2$  κατά μήκος και εγκάρσιως του φορτίου) και από τα άκρα του ελάσματος είναι ( $e_1, e_2$  κατά μήκος και εγκάρσιως του φορτίου) είναι:

$$\min e_1 = \min e_2 = 1.2 * d_0 = 1.2 * 30 = 36 \text{ mm}$$

$$\max e_1 = \max e_2 = 4 * t + 40 = 4 * 24 + 40 = 136 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2.2 * d_0 = 2.2 * 30 = 66 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2.4 * d_0 = 2.4 * 30 = 72 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \max p_2 = \min\{14 * t; 200\} = \min\{336; 200\} = 200 \text{ mm},$$

όπου  $t = \min\{t_{ελ,χ}; 2 * t_{ελ,κ}\} = \min\{24; 2 * 12\} = \min\{24; 24\} = 24 \text{ mm}$ . Για λόγους που εξηγούνται παρακάτω, επιλέγουμε  $e_1 = \min e_1 = 36 \text{ mm}$  και  $p_1 = \min p_1 = 66 \text{ mm}$  και  $e_2 = 120 \text{ mm}$ ,  $p_2 = 150 \text{ mm}$ . Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας ενός κοχλία είναι:

$$F_{b,Rd} = k_1 * a_b * f_u * d * t / \gamma_{M2} = 2.5 * 0.4 * 510 \text{ N/mm}^2 * 27 \text{ mm} * 24 \text{ mm} / 1.25 = 264.4 \text{ kN}$$

,όπου:

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 * \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 * \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{9.5; 5.3; 2.5\} = 2.5$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 * d_0}; \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0 \right\} = \min \{0.4; 0.48; 1.96; 1\} = 0.4$$

Παρατηρούμε ότι η  $F_{b,Rd}$  καθορίζεται κυρίως από τις  $e_1$  και  $p_1$ , οι οποίες επιλέχθηκαν με βάση τον παρακάτω έλεγχο και τη μείωση του μήκους της κοιλίωσης. Η άντυγα επαρκεί:

$$F_{b,Rd} = 264.4 \text{ kN} > N_{t,Ed} / m = 3748.8 / 15 = 249.9 \text{ kN}$$

Με βάση την [§6.5.5(5), EN1998] η διατμητική αντοχή ενός κοιλία  $F_{v,Rd}$  πρέπει να είναι 1.2 φορές μεγαλύτερη από την αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας, ώστε να μην έχουμε ψαθυρή μορφή αστοχίας. Για επίπεδα διάτμησης διερχόμενα από το σπείρωμα έχουμε:

$$F_{v,Rd} = n * \frac{a_v * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 2 * \frac{0.5 * 1000 \text{ MPa} * 459.2 \text{ mm}^2}{1.25} = 367.4 \text{ kN} > 1.2 * 249.9 = 299.9$$

Στη συνέχεια πρέπει να ελεγχθεί, το συγκολλούμενο έλασμα σε εφελκυσμό, σε διαρροή με την καθαρή διατομή για σύνδεση κατηγορίας C. Το πλάτος εγκάρσια στο φορτίο, η καθαρή διατομή και η εφελκυστική αντοχή του είναι:

$$b_{ελ,χ} = 2 * e_2 + (m_2 - 1) * p_2 = 2 * 120 + (3 - 1) * 150 = 540 \text{ mm}$$

$$A_{net} = b_{ελ,χ} * t_{ελ,χ} - m_2 * t_{ελ,χ} * d_0 = 540 * 24 - 3 * 24 * 30 = 10800 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = A_{net} * f_y / \gamma_{M0} = 10800 \text{ mm}^2 * 355 \text{ N/mm}^2 / 1.0 = 3834 \text{ kN} > N_{t,Ed} = 3748.8 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος αυτός καθόρισε το πάχος  $t_{ελ,χ}$  και τις αποστάσεις  $e_2$ ,  $p_2$  μέσω του  $b_{ελ,χ}$ .

Η συγκόλληση του ελάσματος στον διαγώνιο σύνδεσμο γίνεται μέσω τεσσάρων εξωραφών πάχους  $\alpha = 11 \text{ mm} < \max \alpha = 0.7 * \min\{t_w; t_{ελ,χ}\} = 0.7 * \min\{16; 24\} = 11.2 \text{ mm}$ .

Η διατμητική αντοχή και το μήκος της συγκόλλησης προκύπτουν:

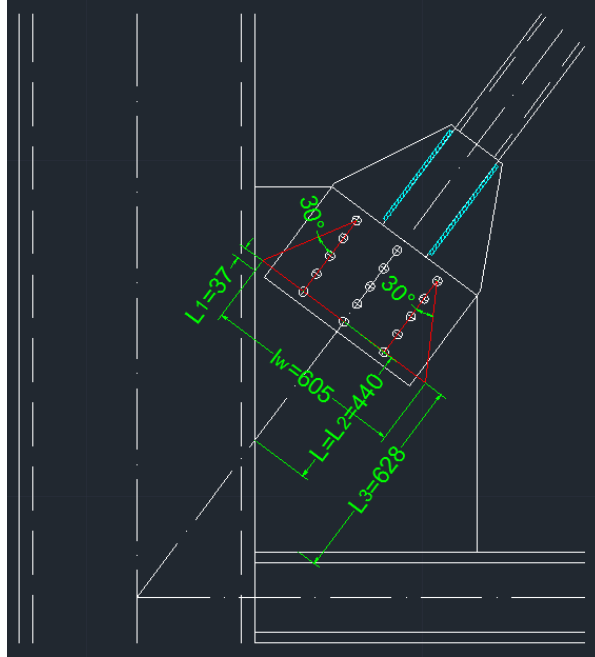
$$f_{vw,d} = (f_u / \sqrt{3}) / (\beta_w * \gamma_{M2}) = (510 / \sqrt{3}) / (0.9 * 1.25) = 261.7 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{t,Ed} = 4 * l_{weld} * \alpha * f_{vw,d} \Leftrightarrow l_{weld} = N_{t,Ed} / (4 * \alpha * f_{vw,d}) = 3748.8 / (4 * 11 * 261.7) = 326 \text{ mm}$$

Τοποθετείται  $l_{weld} = 330 \text{ mm}$ .

Σε ότι αφορά στον έλεγχο των κομβοελασμάτων αυτός θα γίνει υπολογίζοντας μια θεωρητική διατομή σε κάθε ένα από αυτά, η οποία παραλαμβάνει τόσο το εφελκυστικό όσο και το θλιπτικό φορτίο των συνδέσμων. Η διατομή αυτή υπολογίζεται μέσω του πλάτους Whitmore, μέσω στο οποίο αναπτύσσονται οι τάσεις του κομβοελάσματος λόγω της φόρτισης του διαγωνίου. Το πλάτος υπολογίζεται από το παρακάτω σχήμα και είναι:

$$l_w = (m_2 - 1) * p_2 + 2 \tan 30^\circ * (m_1 - 1) * p_1 = (3 - 1) * 150 + 2 \tan 30^\circ * (5 - 1) * 66 = 605 \text{ mm}$$



Σχήμα 7.1: Υπολογισμός πλάτους Whitmore και μήκους λυγισμού ελάσματος

Ο έλεγχος των κομβοελασμάτων, όπως και στο συγκολλούμενο, γίνεται με την καθαρή τους διατομή:

$$A_{\text{net}} = l_w * t_{\text{ελ},\kappa} - m_2 * t_{\text{ελ},\kappa} * d_0 = 605 * 12 - 3 * 12 * 30 = 6178 \text{mm}^2$$

$$N_{\text{net,Rd}} = A_{\text{net}} * f_y / \gamma_{M0} = 6178 \text{mm}^2 * 355 \text{N/mm}^2 / 1.0 = 2193.2 \text{kN}$$

$$> N_{\text{t,Ed}} = 3748.8 / 2 \text{kN} = 1874.4 \text{kN}$$

Η θλιπτική αντοχή που καλούνται να παραλάβουν τα κομβοελάσματα είναι η ικανοτική τιμή της αντοχής του διαγωνίου συνδέσμου σε λυγισμό περί τον ασθενή του άξονα:

$$N_{\text{b,Ed}} = 1.1 * \gamma_{\text{ov}} * N_{\text{b,Rd}} = 1.1 * 1.25 * 935.6 = 1286.4 \text{kN}$$

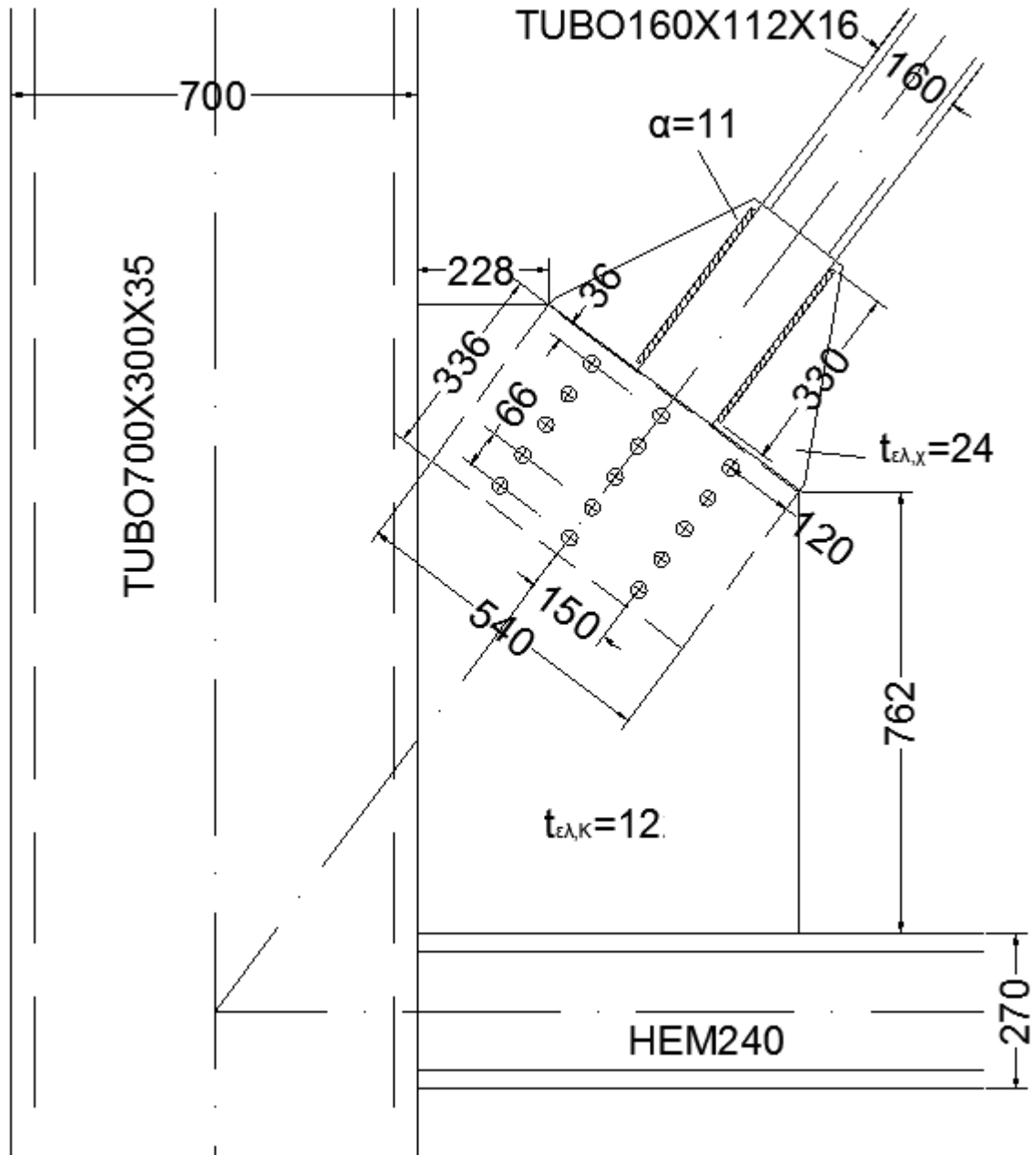
Το κομβοέλασμα τοποθετείται με τρόπο ώστε το μήκος  $L_2$  να είναι όσο το δυνατό μικρότερο, χωρίς το πλάτος  $l_w$  να εκτείνεται εκτός του ελάσματος. Το μήκος των κομβοελασμάτων, που είναι ελεύθερο να λυγίσει, με βάση τον AISC, είναι είτε  $L=L_2=440\text{mm}$  είτε  $L=(L_1+L_2+L_3)/3=(37+440+628)/3=368.3\text{mm}$  (βλ. **Error! Reference source not found.**). Επιλέγουμε  $L=L_2=440\text{mm}$ , ως δυσμενέστερο με συντελεστή μήκους λυγισμού  $k=0.65$  σύμφωνα με τον [Thorton,1984] Επομένως, η θλιπτική αντοχή των κομβοελασμάτων υπολογίζεται από ένα θεωρητικό μέλος μήκους  $L_{\text{cr,ελ}}=0.65*440=286\text{mm}$  και διατομή  $l_w*t_{\text{ελ},\kappa}$ .

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{l_w * t_{\text{ελ},\kappa}^3 / 12}{l_w * t_{\text{ελ},\kappa}}} = 4.04 \text{mm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{\text{cr,ελ}}}{i} * \frac{1}{93.9\epsilon} = 1.08$$

$$N_{b,Rd,ελ} = \frac{\chi * f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.495 * 355 * 8468}{1.0} = 1274.5 > \frac{N_{b,Ed}}{2} = \frac{1286.4}{2} = 643.2 \text{ kN}$$

Συνεπώς, ο σχεδιασμός των ελασμάτων είναι επαρκής.



Σχήμα 7.2: Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος-διαγωνίου-κεφαλοδοκού 2<sup>ου</sup> ορόφου.

## 8 Συμπεράσματα

### 8.1 Σχετικά με τα συστήματα CBF

Κατά τη διαστασιολόγηση των συστημάτων CBF, η χρήση συνδέσμων τύπου Split-X σε συνδυασμό με την εφαρμογή Ιδιομορφικής Φασματικής Ανάλυσης, μας έφερε εξ αρχής αντιμέτωπους με ένα βασικό προβλήμα. Αυτό ήταν η διαφορετική στατική συμπεριφορά ενός τέτοιου συστήματος με λειτουργία όλων των διαγωνίων συνδέσμων σε σχέση με ένα ίδιο σύστημα, στο οποίο λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενοι, όπως επιβάλλει ο EN1998. Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover, συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος ανάλυσης και διαστασιολόγησης που αναπτύχθηκε στην ενότητα 4.2.1, προσομοίωσε με ικανοποιητικό τρόπο την κατανομή των δυνάμεων ανάμεσα στα μέλη του συστήματος προβλέποντας και τη διαγώνιο στην οποία θα γίνει η πρώτη διαρροή.

Ωστόσο, η διαστασιολόγηση των συνδέσμων με το διπλάσιο της αξονικής της ανάλυσης, γέννησε μια ασάφεια σχετικά με τον έλεγχο εξασφάλισης ομοιογενούς πλαστιμότητας (βλ. 4.2.3). Συγκεκριμένα, ακολουθώντας επακριβώς τον κανονισμό καταλήγαμε σε δύο λόγους  $\Omega_i$  για κάθε X-αστί, ενώ στην πραγματικότητα με εξαίρεση το ισόγειο ο λόγος  $\Omega_i$  είναι ένας και ίσος με αυτόν της διαγωνίου του κατώτερου ορόφου. Μία ακόμα προβληματική ήταν η ύπαρξη των συνδέσμων μορφής  $\Lambda$  στον τελευταίο όροφο, οι οποίοι με βάση τον κανονισμό σχεδιάστηκαν για παραλαβή θλίψης απαιτώντας μεγαλύτερη διατομή σε σχέση με τον αν ήταν μορφής X. Επομένως, τη στιγμή που συνυπάρχουν με συνδέσμους μορφής X στο ίδιο σύστημα CBF, θα έπρεπε να εξαιρούνται από τον έλεγχο εξασφάλισης ομοιογενούς πλαστιμότητας.

Η ύπαρξη των υπογείων μας έδωσε την επιλογή να συνεχίσουμε τα υποστυλώματα των CBFs του ισόγειου μέχρι και τη θεμελίωση δημιουργώντας, όμως, συνθήκες πάκτωσης στη βάση τους. Το στοιχείο αυτό αποτέλεσε καθοριστικό για το σχεδιασμό καθώς όχι μόνο μετέβαλε την κατανομή των αξονικών δυνάμεων στο ισόγειο με την παραλαβή σεισμικής δύναμης μέσω ροπής στη βάση του υποστυλώματος, αλλά οδήγησε και στη σύζευξη με τα συστήματα MRF στο ισόγειο. Επιπλέον, οδήγησε και στην επιλογή διατομών 700X300 στα υποστυλώματα, ώστε να ισχυροποιηθεί η ροπή αντοχής στη βάση του ισόγειου και να έχουμε μικρότερες ροπές κατά τη διεύθυνση των πλαισίων. Ωστόσο, ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων ορίζει προσαύξηση με  $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$  για τις αξονικές δυνάμεις, αγνοώντας την αύξηση που θα έχει η ροπή στη βάση του υποστυλώματος για μία μεγαλύτερη σεισμική δράση. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα στη μη-γραμμική ανάλυση τα υποστυλώματα του ισόγειου να επαρκούν οριακά εξαιτίας της μεγάλης προσαύξησης της ροπής. Επομένως, είτε έπρεπε να διαμορφώσουμε συνθήκες άρθρωσης στη βάση των υποστυλωμάτων του ισόγειου είτε να διαστασιολογήσουμε και με την ικανοτική ροπή.

Σε ότι αφορά στην αποτίμηση του σχεδιασμού, ο μηχανισμός κατάρρευσης που αναπτύχθηκε ήταν ο επιθυμητός, δηλαδή διέρρευσαν όλοι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι χωρίς να υπάρχει αστοχία υποστυλώματος. Στο σεισμό σχεδιασμού η κατασκευή κρίθηκε επαρκής αναπτύσσοντας, όμως, χαμηλή πλαστιμότητα  $\mu=1.1$  λόγω του ότι διαστασιολογήθηκε με βάση τον περιορισμό των παραμορφώσεων. Η πλαστιμότητα αυτή δεν πρέπει να συγχέεται με την γενική της κατασκευής πλαστιμότητα  $\mu=4.1$ , η οποία προέκυψε υψηλή, όπως και ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q=q_0=5.35 > 4$ .



## 8.2 Σχετικά με τα συστήματα MRF

Το μεγάλο ύψος του κτιρίου και η μεγάλη κάτοψη και κατ' επέκταση η μεγάλη μάζα των ορόφων, καθιστούσαν το φορέα εξαρχής εύκαμπτο και επιρρεπή σε παραμορφώσεις και φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης για οριζόντια φόρτιση και στις δύο διευθύνσεις. Όπως και στην περίπτωση των CBFs, το στοιχείο αυτό καθόρισε το σχεδιασμό των πλαισίων ροπής, καθώς επέβαλλε τις διατομές των δοκών, οι οποίες επηρεάζουν τη δυσκαμψία του πλαισίου σε πολύ μεγαλύτερο βαθμό από τα υποστυλώματα. Προκειμένου, όμως, να ικανοποιηθεί η συνθήκη γενικής και τοπικής πλαστιμότητας §4.4.2.3, έπρεπε να αυξηθούν κι οι διατομές των υποστυλωμάτων, δυσανάλογα σε σχέση με την απαίτηση των σεισμικών μεγεθών. Η αύξηση των υποστυλωμάτων έγινε ακόμα μεγαλύτερη, όταν διαστασιολογήθηκαν με τα ικανοτικά μεγέθη (βλ. 5.2.3) για ελάχιστη υπεραντοχή δοκού  $\Omega=2.618$ . Το γεγονός ότι σχεδόν η συντριπτική πλειοψηφία των μελών της κατασκευής διαστασιολογήθηκε είτε άμεσα είτε έμμεσα με βάση τον περιορισμό των παραμορφώσεων σε συνδυασμό με τους ικανοτικούς ελέγχους, είχε ως αποτέλεσμα η κατασκευή να υπερδιαστασιολογηθεί έναντι σεισμού. Αυτό φαίνεται και από το ότι συμπεριφέρθηκε ελαστικά για σεισμό κατά X στην ανάλυση Pushover. Αυτό αναμενόταν ήδη από το στάδιο της διαστασιολόγησης, όπου όλες οι διατομές υπερεπαρκούν έναντι του σεισμικού συνδυασμού. Ακόμα κι αν είχαμε διαστασιολογήσει εξαρχής τα πλαίσια με  $q=1$  πάλι αυτά θα επαρκούσαν οριακά. Σημειώνεται ότι για ελαστική απόκριση η μετακινήσεις είναι ίδιες με αυτές τους σχεδιασμού ενώ οι συντελεστές φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης πολύ μικρότεροι με  $\theta_e=\theta_d/q$ .

0.119	0.326	0.480	0.388	0.501	0.388	0.480	0.326	0.119	Story11
0.110	0.432	0.756	0.510	0.783	0.510	0.756	0.432	0.110	Story10
0.078	0.582 0.538	0.943	0.700 0.579	0.964	0.700 0.579	0.943	0.582 0.538	0.078	Story9
0.084	0.656	0.985	0.747	0.987	0.747	0.985	0.656	0.084	Story8
0.091	0.761 0.630	1,000	0.624 0.628	1,007	0.624 0.628	1,000	0.761 0.630	0.091	Story7
0.082	0.768	0.972	0.617	1,015	0.617	0.972	0.768	0.082	Story6
0.084	0.623 0.772	0.967	0.677 0.509	1,006	0.677 0.509	0.967	0.623 0.772	0.084	Story5
0.074	0.655	0.800	0.690	0.773	0.690	0.800	0.655	0.074	Story4
0.262	0.870	0.759	0.623	0.721	0.623	0.759	0.870	0.262	Story3
									Story2

Σχήμα 8.1: Λόγοι εκμετάλλευσης  $E_d/R_d$  των φερόντων στοιχείων του εσωτερικού πλαισίου για το συνδυασμό  $G+0.3L+EX+0.3EY$  για ελαστική απόκριση ( $q=1$ ).

Ο ικανοτικός σχεδιασμός των μελών που αναμένεται να αναπτύξουν πλαστιμότητα επιβάλλει ότι για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης σε κάποιο από τα άκρα τους, το μέλος πρέπει να επαρκεί ένα καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Στα δοκάρια, όπου έχουμε μόνο ροπή κάμψης, η επάρκεια έναντι πλευρικού λυγισμού στα άκρα καθιστά υποχρεωτική την τοποθέτηση πλευρικής εξασφάλισης, ώστε να περιοριστεί η λυγυρότητα σε  $\lambda_{LT} < 0.2$ , δηλαδή να έχουμε  $M_{b,Rd} = M_{pl,Rd}$ . Στα υποστυλώματα, παρά το ότι στην [§6.6.3(2), EN1998] αναγράφεται ότι η ροπή που πρέπει να αναπτύξουν στη βάση τους είναι η  $M_{pl,Rd}$ , η αξονική τους δύναμη μπορεί να απομειώσει σημαντικά την ροπή πλαστικοποίησης. Επομένως, η ροπή που αναμένουμε να αναπτύξουν στη βάση τους είναι η  $M_{N,y,Rd}$  από τον έλεγχο διατομής σε κάμψη παρουσία αξονικής (2.11), δηλαδή ο έλεγχος μέλους για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 γίνεται:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \Rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{N,y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$k_{yy} = 0.9 * \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right), \text{ σύμφωνα με τη Μέθοδο 2}$$

Δεδομένου ότι η τοποθέτηση πλευρικής εξασφάλισης στα υποστυλώματα δεν είναι συνήθως εφικτή σε κτίρια, ο περιορισμός της λυγυρότητας πλευρικού λυγισμού σε  $\lambda_{LT} < 0.2$  ( $\chi_{LT} = 1$ ) μόνο από τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι ανέφικτος και το καλύτερο που μπορούμε να έχουμε είναι  $0.2 < \lambda_{LT} < 0.4$  με  $0.95 < \chi_{LT} < 1.0$ . Στην περίπτωση των εσωτερικών υποστυλωμάτων του ισογείου, η αξονική λόγω σεισμού δεν είναι σημαντική και η  $M_{pl,Rd}$  μειώνεται μόνο από τα βαρυντικά φορτία. Αν θεωρήσουμε ότι η απομείωση αυτή για ένα εσωτερικό υποστυλώμα είναι της τάξης  $M_{N,Rd} \approx 0.95 M_{pl,Rd}$  και ότι με κάποιο τρόπο πετυχαίνουμε  $\lambda_y < 0.2$  με  $\chi_y = 1.0$  και  $\lambda_{LT} < 0.2$  με  $\chi_{LT} = 1.0$  τότε για να ικανοποιείται ο παραπάνω έλεγχος με την αξονική  $N_G = 2207.8 \text{ kN}$  (βλ.0) πρέπει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{N,y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{pl,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{N_{Ed}}{A * f_y} + 0.9 * \frac{0.95 * M_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{N_{Ed}}{A * f_y} \leq 1 - 0.9 * 0.95 \Rightarrow A \geq \frac{2207.8}{0.145 * 35.5} = 428.9 \text{ cm}^2$$

Αν αναλογιστούμε ότι αυτό αντιστοιχεί σε διατομή HEM1000 ( $A = 444 \text{ cm}^2$ ), τότε συμπεραίνουμε ότι ο έλεγχος είναι πολύ συντηρητικός και η ικανοποίηση, υπολογίζοντας το  $k_{yy}$  με τη μέθοδο 2, ιδιαίτερα δύσκολη.

## 9 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. (2010) «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. ΕΛΑΣΤΡΟΝ (2016) «Πίνακες Σχεδιασμού σύμμικτων πλακών με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73» ΕΛΑΣΤΡΟΝ, Αθήνα
6. Ερμόπουλος Ι. (2005), «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Σταυρίδης Θ. Λεωνίδας (2006). “Στατική των δομικών φορέων, Μέρος Α”. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
8. AISC (2010). “Steel Construction Manual 14th Edition”. American Institute for Steel Structure.
9. CEN (2002), “Eurocode: Basis of structural design” European Committee for Standardisation, Brussels.
10. CEN (2002). “Eurocode 1: Actions on structures.” European Committee for Standardization, Brussels.
11. CEN (2005). “Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings.” European Committee for Standardization, Brussels.
12. CEN (2004). “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.” European Committee for Standardization, Brussels.
13. CEN (2005). “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
14. Thornton, W.A. 1984. Bracing Connections for Heavy Construction. Engineering Journal, AISC, Vol. 21, No. 3, pp. 139-148.