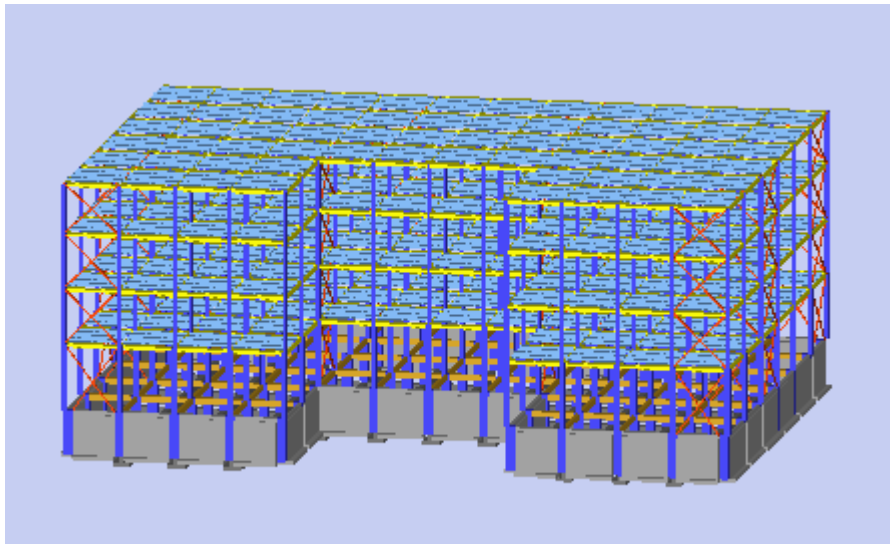




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 4 - ΟΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ**  
**ΑΠΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΚΕΛΕΤΟ**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΜΑΡΙΑ Κ. ΠΑΠΠΑ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ**

**ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2016**

**ΕΜΚ ΔΕ 2016/ 8**

Παππά Μ. Κ. (2016).  
Σχεδιασμός 4-όροφου κτιρίου γραφείων από μεταλλικό σκελετό  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/08  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Pappa M. K. (2016).  
Design of a four-storied office building with metal frame  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/08  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κύριο **Ιωάννη Ραυτογιάννη** , για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών και με αυτόν τον τρόπο να αποκτήσω περισσότερες γνώσεις πάνω στον τομέα του σχεδιασμού δομικών έργων από χάλυβα, καθώς και για τη διαρκή ενθάρρυνση, επίβλεψη και επιστημονική καθοδήγηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Επιπλέον ευχαριστίες σε φίλους και συμφοιτητές για τη συμπαράσταση και τη βοήθεια που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών και εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, ιδιαίτερες ευχαριστίες στην οικογένειά μου, για την συμπαράσταση και την υποστήριξη με κάθε τρόπο στο πρόσωπό μου, σε όλη τη διάρκεια της φοίτησής μου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Αθήνα , Μάρτιος 2016

Μαρία Παππά

**στον πατέρα μου Κώστα και  
στη μητέρα μου Κατερίνα...**



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες .....	3
Περίληψη.....	7
1. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ .....	9
1.1 Αντικείμενο διπλωματικής .....	9
1.2 Μέσα ανάλυσης της κατασκευής .....	9
1.3 Γεωμετρία του φορέα .....	9
1.4 Ποιότητα υλικών κατασκευής .....	13
1.4.1 Δομικός Χάλυβας.....	13
1.4.2 Σκυρόδεμα.....	13
2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ .....	14
2.1 Κατηγορίες δράσεων .....	14
2.1.1 Μόνιμες δράσεις (G).....	14
2.1.2 Μεταβλητές δράσεις (Q).....	14
2.1.3 Σεισμικές δράσεις (E).....	26
2.2 Συντελεστές ασφαλείας .....	31
2.2.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων.....	31
2.2.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων .....	32
2.3 Συνδυασμοί δράσεων .....	32
2.3.1 Συντελεστές συνδυασμού.....	32
2.3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας .....	33
2.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	33
2.4 Συνδυασμοί των φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν .....	34
3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ .....	35
3.1 Κατάταξη διατομών.....	35
3.2 Βασικοί έλεγχοι διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	37
3.2.1 Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονικό εφελκυσμό .....	37
3.2.2 Έλεγχος διατομής μέλους σε θλίψη .....	38
3.2.3 Έλεγχος διατομής μέλους σε ροπή κάμψης .....	38
3.2.4 Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση.....	39
3.2.5 Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση.....	39

3.2.6	Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονική κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη	39
3.2.7	Αντοχή διατομών σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη	40
3.2.8	Καμπύλες λυγισμού	40
3.2.9	Αντοχή διατομών σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη	43
3.2.10	Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό	43
3.2.11	Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	44
3.2.12	Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη	46
	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	48
3.3	Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας	49
4.	ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	54
4.1	Συνοπτική περιγραφή της ακολουθουμένης μεθόδου	54
4.2	Δυναμική ανάλυση	55
4.2.1	Ιδιομορφική ανάλυση	55
4.2.2	Χωρική επαλληλία	57
4.3	Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις	58
4.4	Έλεγχος περιορισμού βλαβών	59
4.5	Έλεγχος φαινομένων 2ας τάξεως	59
4.6	Ικανοτικός σχεδιασμός	60
4.6.1	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	60
4.6.2	Δοκοί και υποστηλώματα	62
4.6.3	Δοκοί	63
4.6.4	Υποστυλώματα	64
5.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ	65
5.1	Παρουσίαση κτιρίων	65
5.2	Κριτήρια τοποθέτησης συνδέσμων	69
5.3	Σύγκριση κτιρίων	69
5.3.1	Σύγκριση εντατικών μεγεθών	69
5.3.2	Σύγκριση ιδιομορφών	72
5.3.3	Σύγκριση τεμνουσών βάσης	74
5.3.4	Σύγκριση σεισμικών μετακινήσεων ορόφων	75
5.3.5	Τελική επιλογή κτιρίου	75
6.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	78
	Βιβλιογραφία	79

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης ενός μεγάλου έργου σε τρία μοντέλα (με συνδέσμους δυσκαμψίας σε εναλλακτικές θέσεις ) με χαλύβδινο φέροντα οργανισμό και με σύμμικτες πλάκες από χαλυβδόφυλλο και οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο που επιλέχθηκε προς μελέτη είναι ένα τετραώροφο κτίριο μεγάλων ανοιγμάτων για στέγαση γραφείων με υπόγειο χώρο στάθμευσης. Το κτίριο είναι σε σχήμα Π με κύριες διαστάσεις 60 m x 45 m.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης **Fespa**.

Στο **πρώτο κεφάλαιο** παρουσιάζεται το κτίριο, η γεωμετρία του φορέα, τα μέσα ανάλυσης της κατασκευής, καθώς και τα υλικά της κατασκευής.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, καθώς και οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο **τρίτο κεφάλαιο** διατυπώνεται η απαιτούμενη ανάλυση και ο έλεγχος των χαλύβδινων μελών και διατομών.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** παρουσιάζεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου, αναλύεται ο τρόπος επίλυσης και παρουσιάζονται και τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** γίνεται η παρουσίαση και των τριών κτιρίων καθώς και η σύγκρισή τους με τις εναλλακτικές θέσεις των χιαστί συνδέσμων.

Στο **έκτο κεφάλαιο** αναλύονται τα συμπεράσματα της σύγκρισης των κτιρίων.





# 1. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

## 1.1 Αντικείμενο διπλωματικής

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη ενός 4-όροφου μεταλλικού κτιρίου και η επίλυση για δυο εναλλακτικές θέσεις των αντιανέμιων συνδέσμων με σκοπό τη συγκριτική αξιολόγηση της επίδρασης των θέσεων αυτών στη συνολική συμπεριφορά του κτιρίου.

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο, η μεν θεμελίωση και το υπόγειο εξ ολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα, η δε ανωδομή από χάλυβα και σύμμικτες πλάκες από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα.

## 1.2 Μέσα ανάλυσης της κατασκευής

Το **FESPA** ήταν το βασικό πρόγραμμα ανάλυσης, σχεδιασμού και διαστασιολόγησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας η οποία περιλαμβάνει την μελέτη και εναλλακτική διαστασιολόγηση μιας 4-όροφης μεταλλικής κατασκευής με σκοπό τη στέγαση γραφείων.

Το **FESPA** είναι το πρότυπο ευκολίας χειρισμού και σαφήνειας. Διαθέτει την πιο εξελιγμένη και εύκολη εισαγωγή δεδομένων. Με πλήρη χρήση του mouse και παράθυρα με συμπυκνωμένες εντολές, δίνει την δυνατότητα για προσομοίωση οποιασδήποτε κατασκευής στο χώρο με σαφήνεια και πληρότητα. Αυτοματοποιημένες λειτουργίες προσφέρουν έλεγχο ορθότητας της συνδεσμολογίας και της ονοματολογίας π.χ. αυτόματος υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους των δοκών βάσει του κανονισμού. Υπάρχει ταυτόχρονη εποπτεία διαφορετικών ορόφων και ολόκληρου του φορέα σε τρεις διαστάσεις. Τα επεξηγηματικά εικονίδια (υποδείγματα) στα παράθυρα των παραμέτρων δίνουν τις απαραίτητες πληροφορίες (μορφολογία, διαστάσεις, σύμβολα) για το δομικό ή στατικό στοιχείο, η εισαγωγή δοκών από άκρο σε άκρο (με αυτόματη αναγνώριση ενδιάμεσων στηρίξεων, ανοιγμάτων και ονοματολογίας) και η επιλογή διατομών στύλων Γ, Τ, Π, +, V, από βιβλιοθήκη, εξασφαλίζουν τη γρήγορη και ακριβή περιγραφή οποιουδήποτε ξυλοτύπου.

Δίνει, επίσης, τη δυνατότητα υπολογισμού μικτών πολυώροφων φορέων από μέταλλο και σκυρόδεμα (Δυναμική Ανάλυση και Αντισεισμικός Σχεδιασμός Συνδέσεων). Στο εύχρηστο περιβάλλον εργασίας, υπάρχουν οι απαραίτητες εντολές και παράμετροι για την εύκολη περιγραφή, πλήρη αντισεισμικό υπολογισμό και λεπτομερή διαστασιολόγηση των μεταλλικών τμημάτων του φορέα.

Ο έλεγχος επάρκειας των σύμμικτων πλακών έγινε με τη χρήση του προγράμματος **SymDeck Designer** της ΕΛΑΣΤΡΟΝ

## 1.3 Γεωμετρία του φορέα

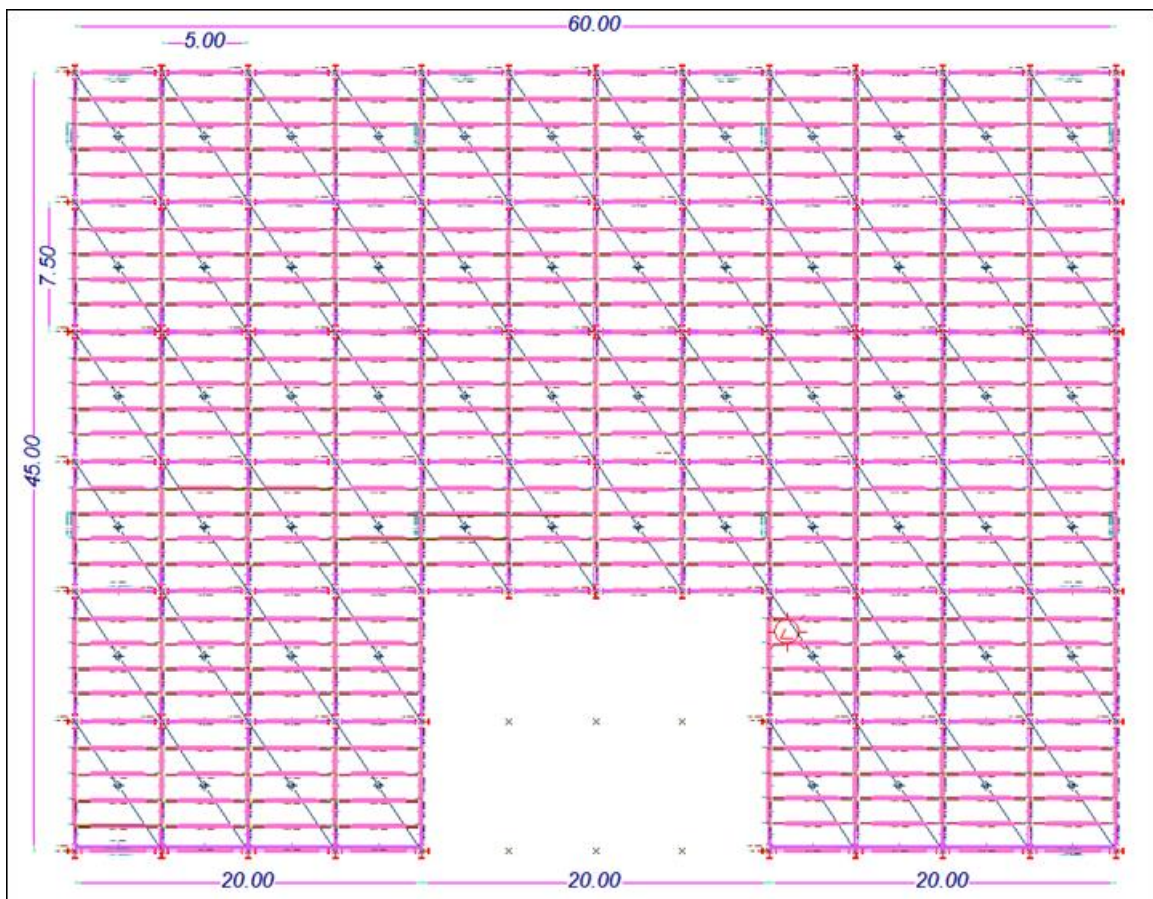
Πρόκειται για κτίριο με κάτοψη σε σχήμα “Π” διαστάσεων 60 m επί 45 m, υπόγειο 4,0 m και 3 ορόφους συνολικού ύψους 20,5 m ( το ισόγειο 6 m, ο πρώτος και ο δεύτερος 5,0 m και ο

τρίτος 4,5 m ). Το υπόγειο είναι από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, ενώ το ισόγειο και οι υπόλοιποι όροφοι αποτελούνται από μεταλλικά στοιχεία και σύμμικτη πλάκα. Η κατασκευή αποτελείται από επτά πλαίσια κατά τη διαμήκη διεύθυνση, διατεταγμένα σε απόσταση 7,5 m, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση αποτελείται από δεκατρία πλαίσια, διατεταγμένα ανά 5,0 m.

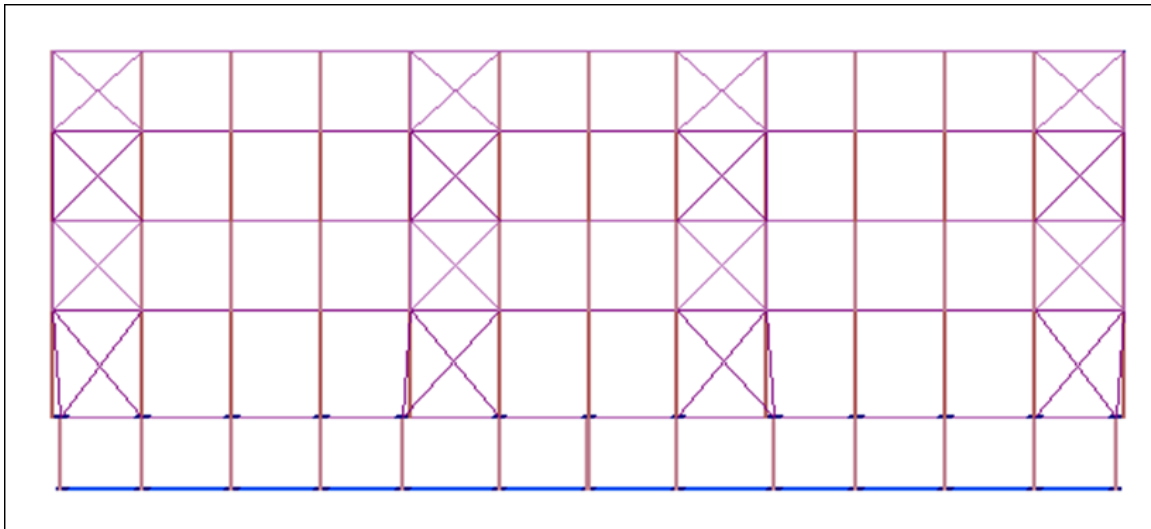
Οι δοκοί διαχωρίζονται σε κύριες και δευτερεύουσες. Οι κύριες δοκοί είναι αυτές με διεύθυνση παράλληλη στη μικρή πλευρά, και αναλαμβάνουν το κατακόρυφο φορτίο που τους διαβιβάζουν οι διαδοκίδες, οι οποίες στηρίζονται αρθρωτά και απέχουν μεταξύ τους 1,5 m. Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν διεύθυνση παράλληλη στη μεγάλη διεύθυνση.

Τέλος, σε κάθε όροφο υπάρχει σύμμικτη πλάκα με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο, η οποία στηρίζεται στις διαδοκίδες και μεταβιβάζει σε αυτές τα κατακόρυφα φορτία, καθώς και τα οριζόντια σεισμικά, προσφέροντας ταυτόχρονα διαφραγματική λειτουργία, που είναι απαραίτητη για τη σωστή συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμό.

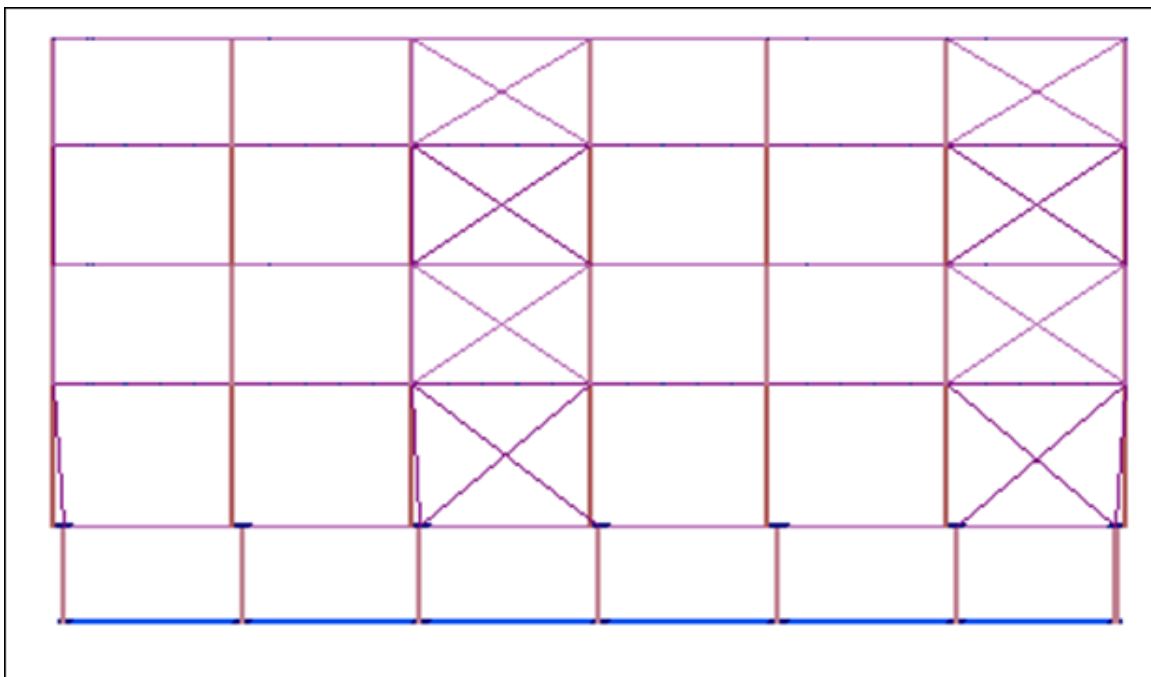
Τα υποστυλώματα του υπογείου είναι 80x80 cm, και τα δοκάρια 25/50 cm. Η θεμελίωση γίνεται με πεδילוδοκούς 50/110 cm στη βάση του υπογείου.



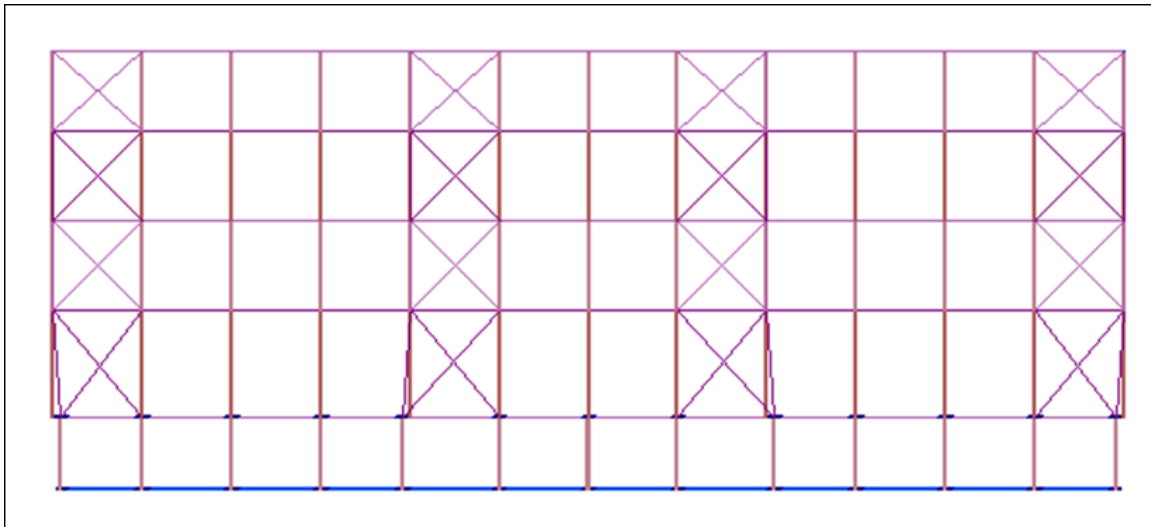
Σχήμα 1.1: κάτοψη κτιρίου



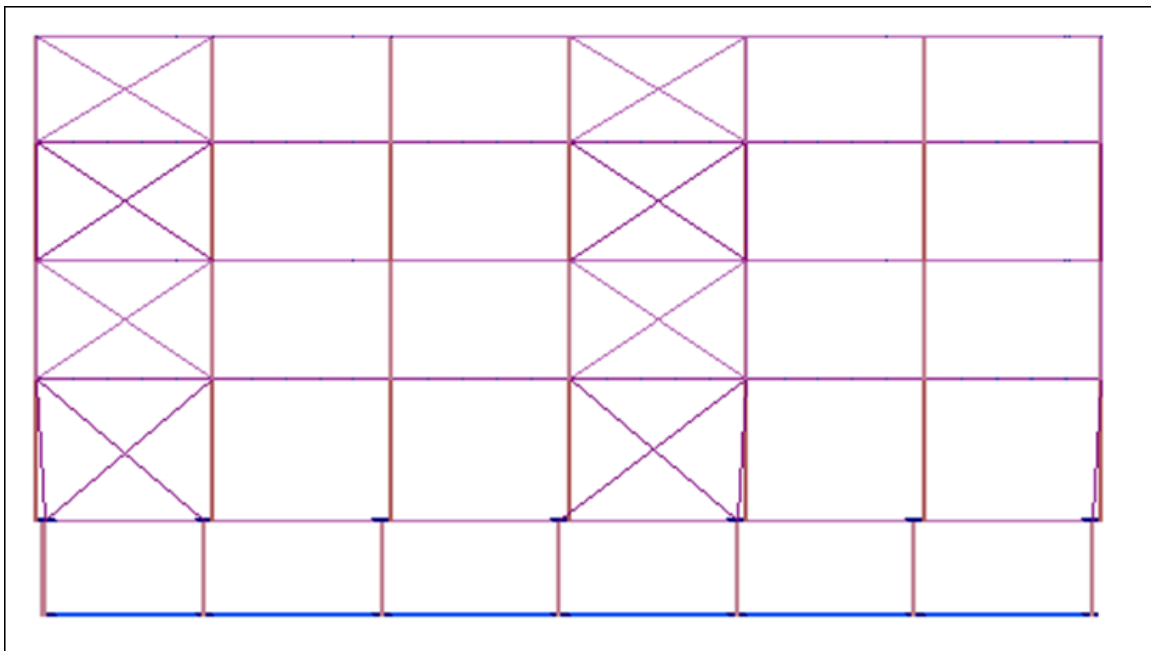
Σχήμα 1.2: πρόσοψη κτιρίου



Σχήμα 1.3: δεξιά όψη κτιρίου



Σχήμα 1.4: πίσω όψη κτιρίου



Σχήμα 1.5: αριστερή όψη κτιρίου

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή :

Τύπος μελών	Διατομή μελών
Υποστυλώματα	2 HEB 800 ( σταυρός )
Δοκοί ( κύριες και δευτερεύουσες )	IPE 360
Διαδοκίδες	IPE 240
Κατακόρυφοι διαγώνιοι	SHS 140 X 12.5

## 1.4 Ποιότητα υλικών κατασκευής

### 1.4.1 Δομικός Χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κτιριακών και λοιπών τεχνικών έργων.

Στις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κατηγορίας S335 με ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y = 335 \text{ MPa}$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u = 510 \text{ MPa}$ . Ο οπλισμός των πλακών έγινε με χάλυβα S500 με  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ .

Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα όπως αναφέρονται στο κανονισμό (EC3 μέρος 1.1 ) και όπως λήφθηκαν στη συγκεκριμένη ανάλυση είναι οι ακόλουθες:

- ❖ Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- ❖ Μέτρο διάτμησης:  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$
- ❖ Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή:  $\nu = 0,3$
- ❖ Πυκνότητα:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- ❖ Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής:  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$ .

### 1.4.2 Σκυρόδεμα

Για τις πλάκες του κτιρίου έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- ❖ Μέτρο ελαστικότητας:  $E_{cm} = 29 \text{ GPa}$
- ❖ Οριακή αντοχή:  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

## 2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

### 2.1 Κατηγορίες δράσεων

Ο φορέας θα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανό να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμείνει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή. Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Οι δράσεις επί των κατασκευών, προκειμένου να προσδιορισθούν τα αποτελέσματά τους, ορίζονται τελικά από ένα Κανονισμό, στον οποίο περιγράφεται τόσο η ποιοτική όσο και η ποσοτική τους διάσταση. Οι δράσεις ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- **Μόνιμες δράσεις (G)**, όπως το ίδιο βάρος του φορέα, σταθερός εξοπλισμός και οδοστρωσία, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
- **Μεταβλητές δράσεις (Q)**, όπως επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κτλ), πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία από γερανογέφυρες.
- **Τυχηματικές δράσεις (A)**, όπως εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά, σεισμός.

#### 2.1.1 Μόνιμες δράσεις (G)

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στο κτίριο μας έχουμε τις εξής μόνιμες δράσεις:

- *Ιδια βάρη κατασκευής*: υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για όσα στοιχεία εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα.
- *Λοιπά μόνιμα πλακών*:  $g=2.50 \text{ kN/m}^2$
- *Λοιπά μόνιμα δώματος*:  $g=3.00 \text{ kN/m}^2$

#### 2.1.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από τη παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κτλ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Όταν έχουμε όμως περισσότερες από μία μεταβλητές δράσεις, επειδή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης του φορέα με τις

επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσής τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις. Τα επιβαλλόμενα φορτία μπορεί να είναι συγκεντρωμένα (Q<sub>k</sub>) ή κατανομημένα (q<sub>k</sub>) και ανάλογα με τη κατηγορία χρήσης του κτιρίου (Πίνακας 2.1 ) παίρνουν τιμές καθορισμένες από το κανονισμό που φαίνονται στον πίνακα Π2.2.

Πίνακας 2.1: κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
<b>A</b>	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υποδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
<b>B</b>	Χώροι γραφείων	
<b>C</b>	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροιστούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και D).	C1: χώροι με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολικοί χώροι, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.
		C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
<b>D</b>	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.
		D2: : Χώροι σε πολυκαταστήματα

**Πίνακας 2.2:** Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδο, εξώστες και σκάλες κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	qk [kN/m <sup>2</sup> ]	Qk [kN]
<b>Κατηγορία Α και Β</b>		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Εξώστες	5,0	3,0
<b>Κατηγορία C</b>		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Αέως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις όπως ελικοδρόμια

Το συγκεκριμένο κτίριο ανήκει στη κατηγορία Β και γι' αυτό σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα τα κινητά φορτία είναι ίσα με 5,0 kN/m<sup>2</sup> και στο δώμα 2,0 kN/m<sup>2</sup>.

### Φορτίο χιονιού

Το φορτίο του χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και προκαλείται από την εναπόθεση χιονιού στις οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται κυρίως από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου.

Στην παρούσα εργασία δεν ελήφθη υπόψη το φορτίο λόγω χιονιού καθώς η οροφή θεωρήθηκε προσιτή (Κατηγορία Η) και έγινε η παραδοχή ότι το επιβαλλόμενο φορτίο που ορίζει ο κανονισμός για την περίπτωση αυτή υπερκαλύπτει το φορτίο που θα προέκυπτε λόγω χιονόπτωσης. Επιπροσθέτως, η πιθανή συνύπαρξη και των δύο φορτίων κρίθηκε μη ρεαλιστική, καθώς αποκλείεται το ενδεχόμενο εκτέλεσης εργασιών συντήρησης τη στιγμή που υπάρχει χιόνι στην οροφή, για καθαρά πρακτικούς λόγους.



### Φορτίο ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων σε δύσκαμπτες κατασκευές είναι μικρή και επομένως τα φορτία ανέμου μπορούν να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές ωστόσο, οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές και για τον λόγο αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους, για ύψη μέχρι 200 m που είναι η εν λόγω κατασκευή.

Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες ανέμου ν<sub>b</sub> αναπαριστώνται με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων πάνω σε χάρτες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου ν<sub>b</sub> αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα ανέμου στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μία περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- **Φυσική θέση:** Οι ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτιθέμενες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες όπως είναι τα κέντρα των πόλεων. Αυτό αποδίδεται στη τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας c<sub>r</sub>, ο αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi=H/L_u$  κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

- **Διαστάσεις κτιρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, τη τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης γειτονικών κατασκευών ή και φυσικών εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπίεσεις στις υπήνεμες.
- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Αξιοσημείωτο είναι ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση, ενώ στέγες με μεγαλύτερες κλίσεις μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι ως άνω παράμετροι, κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια στην ανάλυση και προσδιορισμό της αντοχής της κατασκευής ως σύνολο.

### Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών.

#### **A. Εξωτερική πίεση $w_e$**

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Όπου:

$q_p(z_e)$	είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
$z_e$	το ύψος αναφοράς για τη εξωτερική πίεση
$c_{pe}$	ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

#### **B. Πίεση ταχύτητας αιχμής**

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

όπου:

$\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

$c_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

$q_b$  είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

όπου:

$v_b$  η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II.

### C. Συντελεστής τραχύτητας εδάφους $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας,  $c_r(z)$ , λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{for} \quad z \leq z_{\min}$$

όπου:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας

$k_r$  συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας  $z_0$  και υπολογίζεται με βάση τη σχέση (4.5)

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

όπου:

$z_{0,II} = 0,05$  m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 4.1)

$z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 4.1

$z_{\max}$  πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

$z_0$ ,  $z_{\min}$  εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 4.1 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Η κατηγορία εδάφους και οι παράμετροι  $z_0$  και  $z_{\min}$  δίνονται από τον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 2.3:** Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

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

#### D. Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_o(z)$

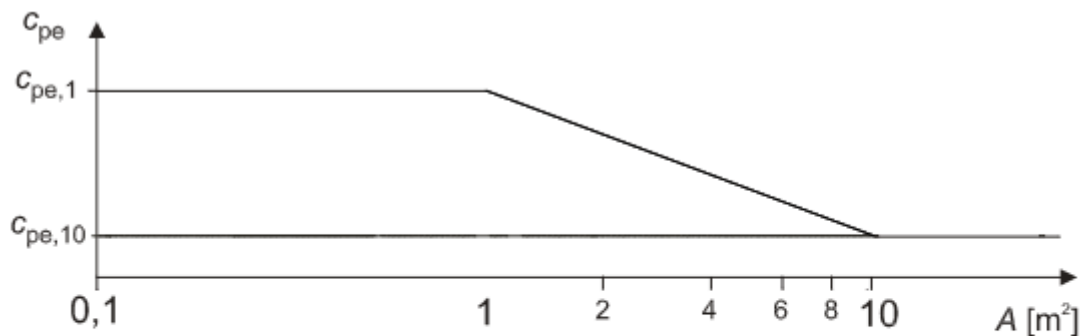
Στην συγκεκριμένη μελέτη θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο έδαφος και σε αυτήν την περίπτωση η προτεινόμενη τιμή από τον Ευρωκώδικα είναι  $c_o(z)=1,00$ .

#### E. Αεροδυναμικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης $c_{pe}$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες  $A$  του 1m<sup>2</sup> και 10m<sup>2</sup> στους πίνακες, ανάλογα με

τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως  $c_{pe,1}$  για τους τοπικούς συντελεστές και  $c_{pe,10}$  για τους καθολικούς συντελεστές αντίστοιχα. Τιμές για το  $c_{pe,1}$  προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του στοιχείου  $1\text{m}^2$  ή μικρότερη, όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Τιμές για το  $c_{pe,10}$  μπορούν να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

Στο σχήμα φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Το σχήμα βασίζεται στα ακόλουθα:

για  $1\text{ m}^2 < A < 10\text{ m}^2$

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$$

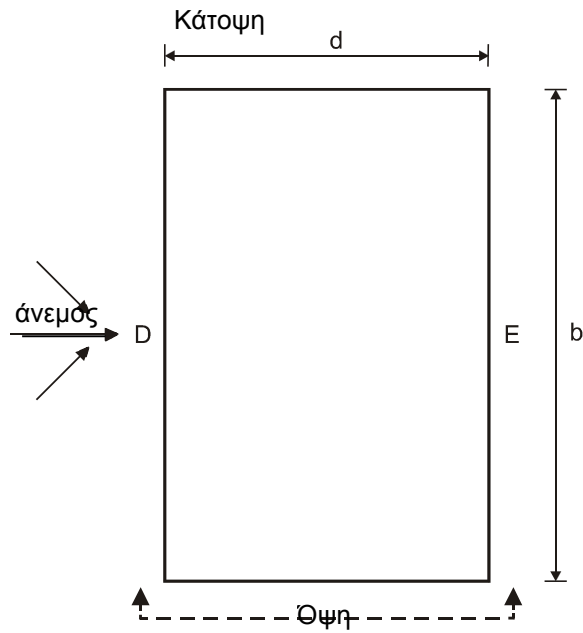
**Σχήμα 2.1:** Μεταβολή της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας

### 1) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe,1}$  και  $c_{pe,10}$  για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο σχήμα και δίνονται επίσης στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου  $h/d$ , όπου:

- $h$  είναι το ύψος του κτιρίου
- $d$  είναι το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

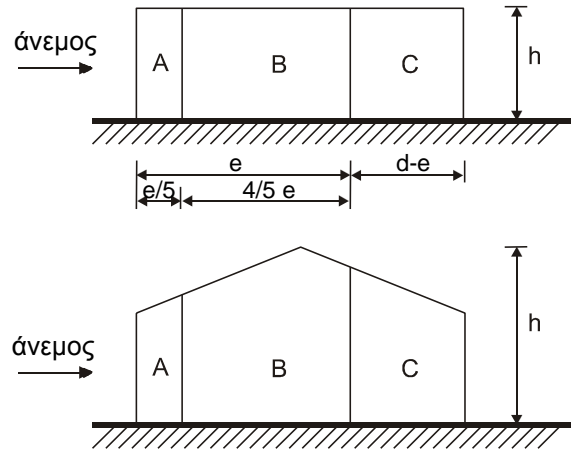
Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.



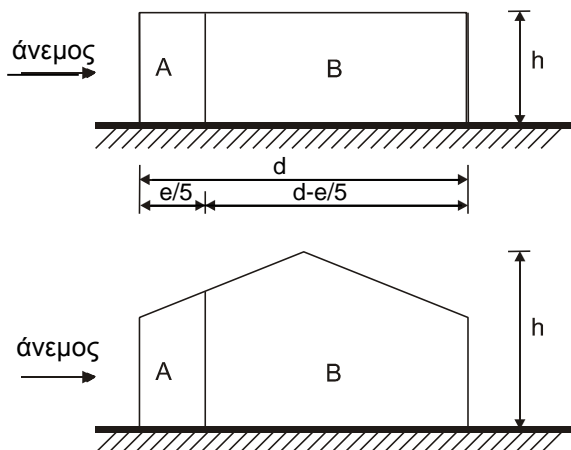
$e = b$  ή  $2h$ ,  
 όποιο είναι μικρότερο

$b$ : διάσταση εγκάρσια στον άνεμο

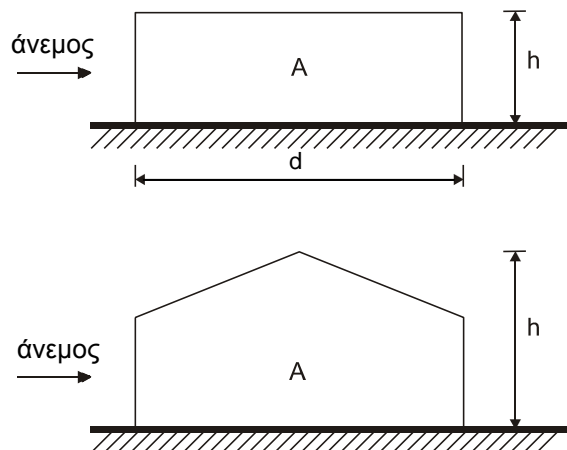
**Όψη για  $e < d$**



**Όψη για  $e \geq d$**

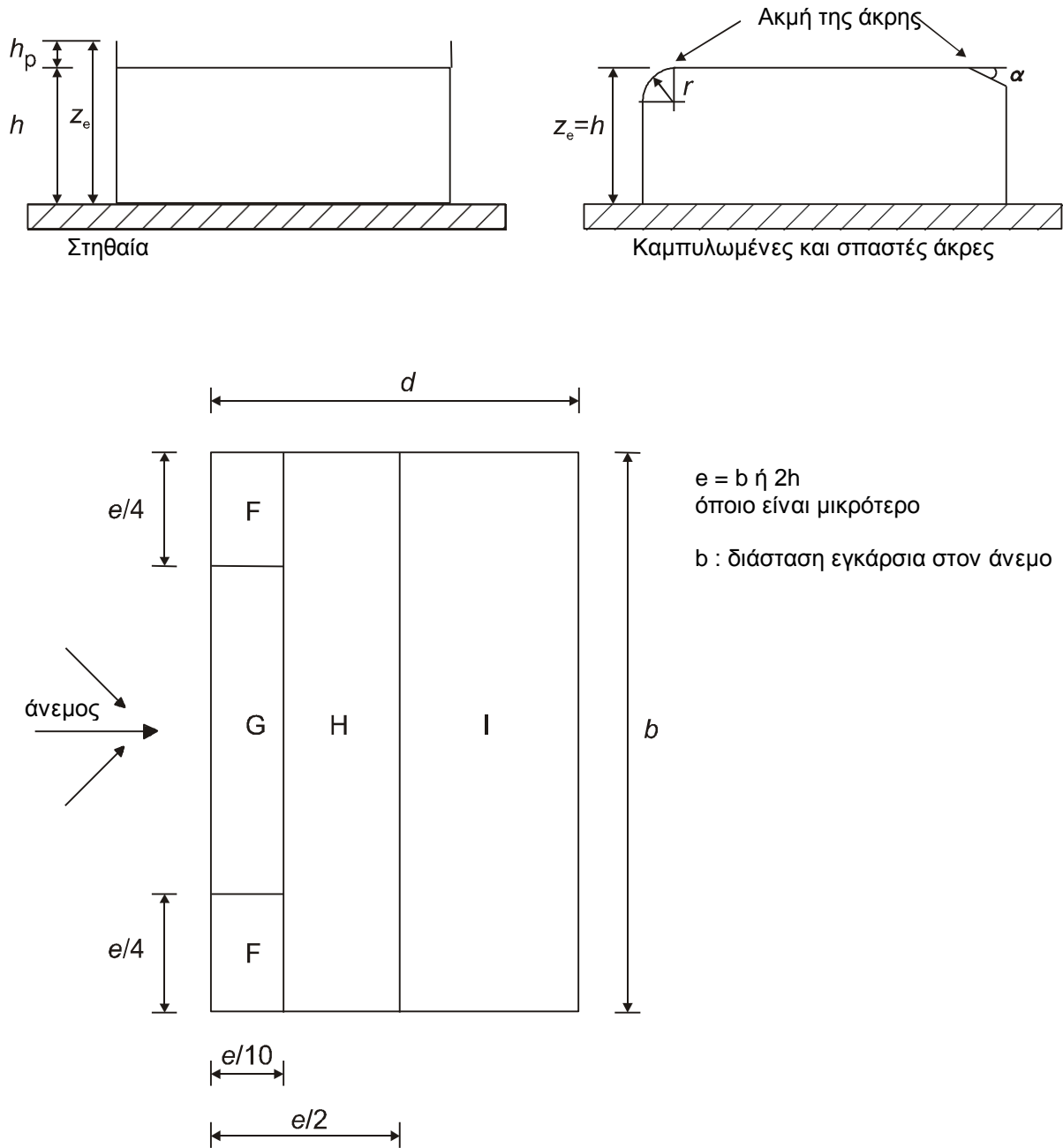


**Όψη για  $e \geq 5d$**



**2) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες**

Ως οριζόντιες στέγες είναι εκείνες που έχουν κλίση ( $\alpha$ ) με  $-5\% < \alpha < 5\%$ . Η στέγη θα πρέπει να διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο σχήμα. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες και στέγες με καμπυλωμένες και σπαστές άκρες θα πρέπει να λαμβάνεται ως  $h$ . Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες με στηθαία θα πρέπει να λαμβάνεται ως  $h + h_p$ , βλέπε Σχήμα 2.2. Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα 2.4.



Σχήμα 2.2: Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγες

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		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>
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Σπαστά άκρα	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του  $h_p/h$  και  $r/h$ .

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ  $\alpha = 30^\circ$ ,  $45^\circ$  και  $\alpha = 60^\circ$  μπορεί να χρησιμοποιείται. Για  $\alpha > 60^\circ$  γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για  $\alpha = 60^\circ$  και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Στη Ζώνη I, όπου δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.

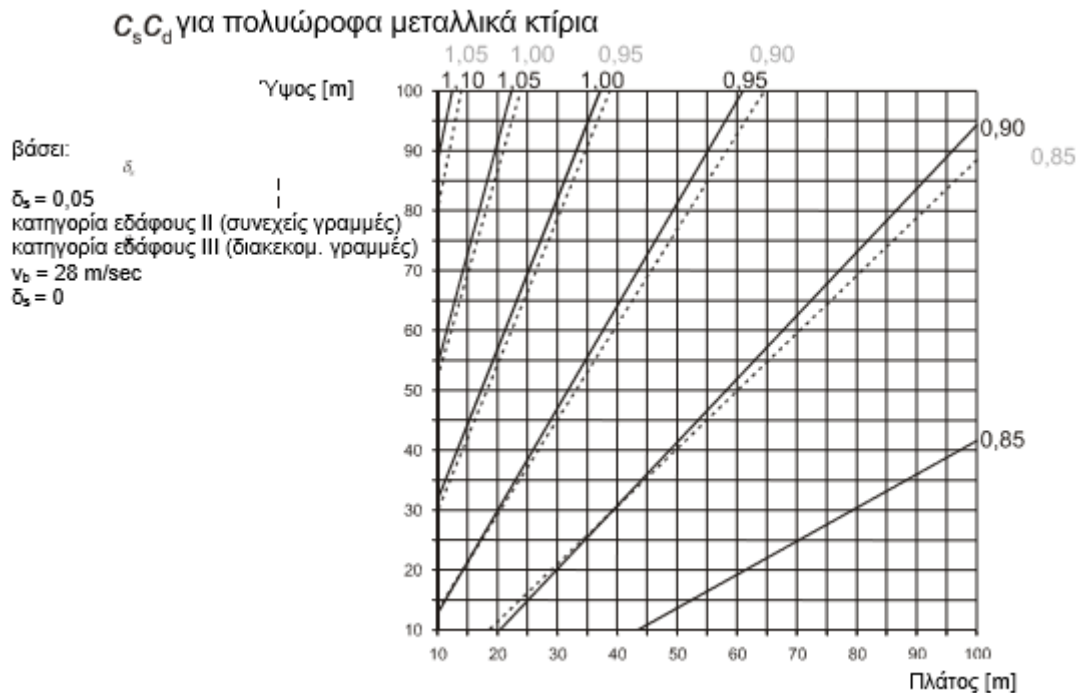
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4 Για το ίδιο το σπαστό άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 7.4 "Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δεικνείς στέγες: διεύθυνση ανέμου  $0^\circ$ ", Ζώνη F και G, ανάλογα με την γωνία κλίσης του σπαστού άκρου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5 Για το ίδιο το καμπυλωμένο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται με γραμμική παρεμβολή κατά μήκος της καμπύλης, μεταξύ των τιμών στον τοίχο και στη στέγη.



### Ε. Συνδυασμένος συντελεστής $c_s c_d$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής  $c_s c_d$  πρέπει να λαμβάνει υπόψη την επίδραση στη δράση του ανέμου της μη ταυτόχρονης ύπαρξης αιχμών πίεσης στην επιφάνεια μαζί με την επίδραση των ταλαντώσεων της κατασκευής εξαιτίας του στροβιλισμού. Επιπλέον, το  $c_s c_d$  για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,00. Για τις ανάγκες του συγκεκριμένου έργου θα χρησιμοποιήσουμε το παρακάτω σχήμα από το παράρτημα D του Ευρωκώδικα για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα.



**Σχήμα 2.3:**  $c_s c_d$  για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους και με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας

### Θερμοκρασιακές μεταβολές

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι – χειμώνας), προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης.

Προκειμένου να λάβουμε υπόψη τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολο-διαστολές, θα θεωρήσουμε θερμοκρασία  $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$  (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία της συναρμολόγησής του).

### 2.1.3 Σεισμικές δράσεις (E)

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

#### Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές θα σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8:

- ❖ *Απαίτηση μη κατάρρευσης*: Ο φορέας πρέπει να αναλαμβάνει δηλαδή τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητά μετά τα σεισμικά γεγονότα.
- ❖ *Απαίτηση περιορισμού βλαβών*: ο φορέας δηλαδή θα πρέπει να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την ‘‘απαίτηση περιορισμού βλαβών’’ έχει πιθανότητα υπέρβασης, PDLR, σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς, TDLR

Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι παραπάνω απαιτήσεις ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

- ✚ Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- ✚ Καταστάσεις περιορισμού βλαβών

#### Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Η αξιοπιστία –στόχος για την απαίτηση μη – κατάρρευσης και για την απαίτηση περιορισμού βλαβών καθορίζονται από τις Εθνικές Αρχές για τους διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων πολιτικού μηχανικού βάσει των συνεπειών της αστοχίας.

Διαφοροποίηση της αξιοπιστίας επιτυγχάνεται μέσω της ταξινόμησης των φορέων σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας. Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία

τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

Σε κάθε κατηγορία καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η σεισμική δράση αναφοράς ή εφόσον χρησιμοποιείται γραμμική ανάλυση το αντίστοιχο εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση.

Οι κατηγορίες σπουδαιότητας και οι αντίστοιχοι συντελεστές σπουδαιότητας δίνονται στο πίνακα Π2.3

**Πίνακας Π2.3:** Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	ΚΤΙΡΙΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ
I	Κτήρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτίρια	0,8
II	<b>Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες</b>	<b>1,0</b>
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης	1,2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για τη προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία	1,4

Το συγκεκριμένο κτίριο ανήκει στη κατηγορία σπουδαιότητας II με συντελεστή σπουδαιότητας 1,0.

### Κατηγορία εδάφους

Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω

Η κατάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων,  $v_{s,30}$ , εάν είναι διαθέσιμη, αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή  $N_{SP7}$  (αριθμός κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30 cm). Η ταχύτητα  $v_{s,30}$  αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

Όπου:

$h_i$ = πάχος στρώματος (m)

$v_i$ = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i

N= πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

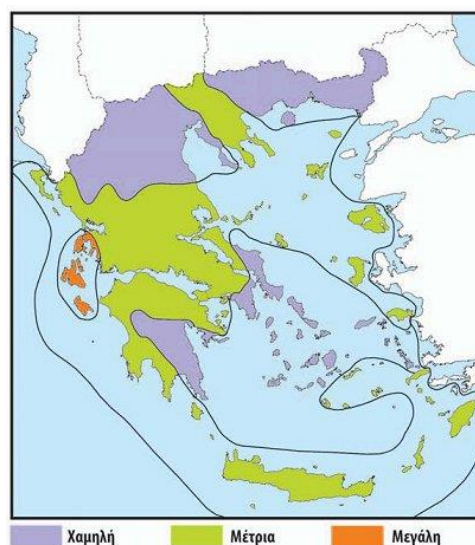
## Σεισμικές ζώνες-εδαφική επιτάχυνση

Οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ 'ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις σεισμικές ζώνες όπως φαίνεται στην εικόνα 2.1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 η επικινδυνότητα περιγράφεται από μία μοναδική παράμετρο, τη τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας B

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς TNCR της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, PNCR ) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές. Γι 'αυτή τη τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma$  ίσος με 1.00. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από τη τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου B,  $a_g$ , είναι ίση με  $a_{gR}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma$  ( $a_g = \gamma_i * a_{gR}$ ). Οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς για κάθε σεισμική ζώνη δίνονται στο πίνακα Π2.4.

Πίνακας 2.4

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$a_{gR}$ (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

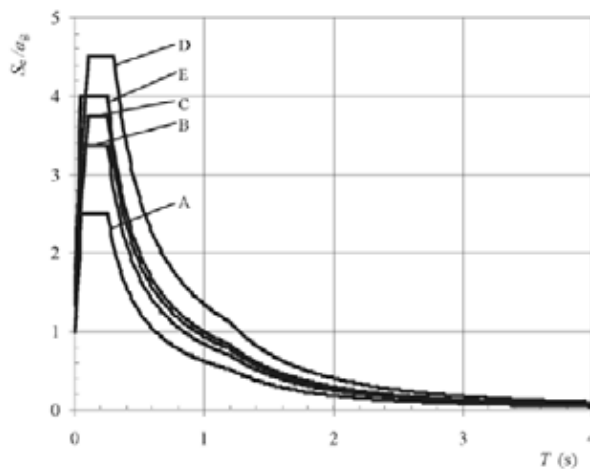


Εικόνα 2.1 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας

## Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης της εδαφικής επιτάχυνσης, το λεγόμενο 'ελαστικό φάσμα απόκρισης'. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για κάθε εδαφικό τύπο δίνονται χαρακτηριστικές τιμές περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  που καθορίζουν τους κλάδους σταθερής φασματικής ταχύτητας, επιτάχυνσης και μετακίνησης. Οι τιμές των περιόδων αυτών δίνονται από το Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας. Όμως σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων γίνεται επιλογή ανάμεσα σε δύο τύπους φασμάτων: Τύπου 1 που χρησιμοποιείται κυρίως σε σειсмоγενείς περιοχές και το φάσμα Τύπου 2. Η μορφή του φάσματος τύπου 1 φαίνονται στην εικόνα 2.2 .



**Εικόνα 2.2** Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση )

Λόγω της θέσης του συγκεκριμένου έργου και λαμβάνοντας υπόψη ότι ανήκει στη σεισμική ζώνη ΙΙ χρησιμοποιείται το φάσμα τύπου 1. Οι χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων δίνονται από τον πίνακα Π2.5.

**Πίνακας Π2.5:** Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Εδαφικός τύπος	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1	0.2	0.4	2
B	1.2	0.2	0.5	2
C	1.2	0.2	0.6	2
D	1.4	0.2	0.8	2
E	1.4	0.2	0.5	2

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως γραμμικής ελαστικής ανάλυσης αλλά και πλήρως ανελαστικής ανάλυσης εισάγεται στη μελέτη ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ . Με αυτόν τον τρόπο λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας (παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη –γραμμική περιοχή ) κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του και εκτελείται ελαστική ανάλυση βασισμένη σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, το ‘φάσμα σχεδιασμού ‘.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού  $S_d$  ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left( \frac{2,5}{q} \right) \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot \alpha_g$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left( \frac{2,5}{q} \right) \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g$$

Όπου,

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$ )

$S_d(T)$  είναι το φάσμα σχεδιασμού

$T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$\beta$  είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (συνιστώμενη τιμή  $\beta = 0.2$ )

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μία προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς εξαρτώνται από τα διάφορα υλικά, τα στατικά συστήματα και τη κατηγορία πλαστιμότητας του κτιρίου και δίνονται από πίνακες του κανονισμού (Πίνακας Π2.6)

**Πίνακας Π2.6** Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	5a <sub>w</sub> /a <sub>1</sub>
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	5a <sub>w</sub> /a <sub>1</sub>
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	2a <sub>w</sub> /a <sub>1</sub>
ε) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	4a <sub>w</sub> /a <sub>1</sub>

## 2.2 Συντελεστές ασφαλείας

Οι αβεβαιότητες που καλύπτουν τις δράσεις και τις αντιστάσεις (αντοχή του υλικού ) έχουν οδηγήσει στη πρόβλεψη και χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας προκειμένου να δημιουργείται ένα ομοιόμορφο επίπεδο αξιοπιστίας της ασφάλειας του δομήματος.

### 2.2.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων

Σύμφωνα με τον EC2 οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων εξαρτώνται από το είδος της δράσης, την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση καθώς και τη πιθανότητα εμφάνισης της υπόψη δράσης και δίνονται στον πίνακα Π2.7 και Π2.8.

**ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.7:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μονίμων δράσεων γ<sub>G</sub>

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,35	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00

**ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.8** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων γ<sub>Q</sub>

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,50	0
	Τυχηματικοί	1,00	0
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	0

## 2.2.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων

Όπως στις δράσεις, ορίζονται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας έτσι ορίζονται και για τις αντιστάσεις των διατομών ανάλογα με το τύπο αστοχίας και την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση

**ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.9** Συντελεστές ασφαλείας για την Οριακή κατάσταση αστοχίας

Τύπος αστοχίας	Συντελεστής ασφαλείας	Τιμή
Διαρροή	$\gamma_{M0}$	1,00
Απώλεια ευστάθειας	$\gamma_{M1}$	1,00
Εφελκυστική θραύση	$\gamma_{M2}$	1,25

Στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας όλοι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ( $\gamma_{ser} = 1.00$ ).

## 2.3 Συνδυασμοί δράσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι ακραίες καταστάσεις στις οποίες η κατασκευή θεωρείται ακατάλληλη για το σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε. Σε αυτή την περίπτωση, οι δράσεις υπερνικούν τις αντιστάσεις, ο φορέας παθαίνει παραμορφώσεις και ανάλογα με την ένταση των δράσεων μπορεί και να αστοχήσει.

Έχουμε δυο κατηγορίες οριακών καταστάσεων:

- τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα.
- οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, οι οποίες συνδέονται με τα κριτήρια που διέπουν την κανονική χρήση και ανθεκτικότητα.

Προκειμένου λοιπόν να εξασφαλιστεί η ανθεκτικότητα και η λειτουργικότητα της κατασκευής, οι δράσεις, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

### 2.3.1 Συντελεστές συνδυασμού

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  λαμβάνουν υπόψη τη μικρή πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων μεγεθών των μεταβλητών δράσεων στο φορέα.

Οι συντελεστές  $\psi$  για τα κτίρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον πίνακα Π2.10.



ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.10 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi_i$ 

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<u>Ωφέλιμα φορτία κτιρίων</u>			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: σχολεία, θέατρα κτλ	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
<u>Οχήματα σε κτίρια</u>			
Κατηγορία F: βάρος <30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30kN<βάρος<160kN	0,5	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,0	0,0	0,0
Χιόνι	0,6	0,3	0,0
Άνεμος	0,6	0,5	0,0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0,0

### 2.3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 2.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Στις παραπάνω σχέσεις, τα μεγέθη με δείκτη 1 αφορούν την επικρατέστερη μεταβλητή δράση ενώ τα μεγέθη με δείκτη  $i$  αφορούν τις λοιπές μεταβλητές δράσεις  $i$  που συνυπάρχουν. Επίσης, έχουν αγνοηθεί οι όροι που αφορούν τη προένταση

## 2.4 Συνδυασμοί των φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν

Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της συγκεκριμένης κατασκευής είναι οι ακόλουθοι:

- $S1 = 1.35G + 1.50Q$  (Οριακή κατάσταση αστοχίας)
- $S2 = 1.00G + 1.00Q$  (Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας)
- $S3 = 1.00G + 0.30Q$
- $S4 = 1.00G + 0.30Q \pm E_x \pm 0.30E_y \pm E_{ccx} \pm 0.30E_{ccy}$  (σεισμικοί συνδυασμοί)
- $S5 = 1.00G + 0.30Q \pm 0.30E_x \pm E_y \pm 0.30E_{ccx} \pm E_{ccy}$  (σεισμικοί συνδυασμοί)

### 3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

#### 3.1 Κατάταξη διατομών

Ανάλογα με την επιρροή του τοπικού λυγισμού στην αντοχή και τη στροφική ικανότητα των διατομών, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φτάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέλη της χαλύβδινης διατομής.

Για την κατάταξη των διατομών χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού:

Πίνακας 3.1: μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^{(*)}$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.2: μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλματα						
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για $k_\sigma$ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

## 3.2 Βασικοί έλεγχοι διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας

### 3.2.1 Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου:

$N_{t,Rd}$  η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

### 3.2.2 Έλεγχος διατομής μέλους σε θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη  $N_{c,Rd}$  πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Επιπλέον θα πρέπει να ελέγχεται η αντίσταση σε λυγισμό του μέλους.

### 3.2.3 Έλεγχος διατομής μέλους σε ροπή κάμψης

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου  $M_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη

η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα της διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου  $W_{el,min}$  και  $W_{eff,min}$  αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

### 3.2.4 Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

όπου  $V_{c,Rd}$  η ελαστική διατμητική αντοχή σχεδιασμού

για πλαστικό σχεδιασμό είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$

Η διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$= V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} V_{c,Rd}$$

$A_v$  η επιφάνεια διάτμησης όπου υπολογίζεται ανάλογα με τον τύπο της διατομής.

### 3.2.5 Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

Όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική διατμητική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση της στη ροπή αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή της τέμνουσας.

- $A_v V_{Ed} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$  δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής
- $A_v V_{Ed} > 0.5 \times V_{pl,Rd}$  απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής
- 

### 3.2.6 Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονική κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής ως εξής:

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2 πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Όπου  $M_{N,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$ .

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H- ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ομοίως περί τον z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

### 3.2.7 Αντοχή διατομών σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου  $N_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$  είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως εξής:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

### 3.2.8 Καμπύλες λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη η τιμή του  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  πρέπει να καθορίζεται από αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1$$

$$\text{Όπου } \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{για κατηγορία 1,2 ή 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για κατηγορία 4}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$\alpha$  συντελεστής ατελειών

$N_{cr}$  το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

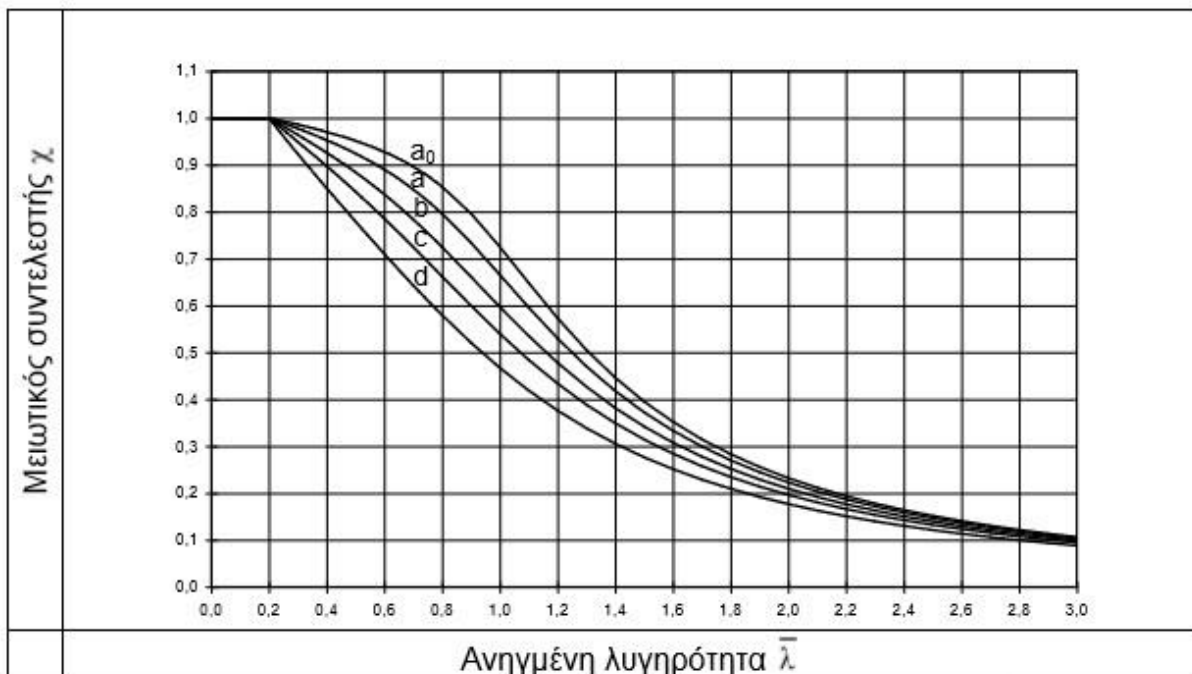


Ο συντελεστής ατελειών  $a$  λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα.

**Πίνακας 3.3:** συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

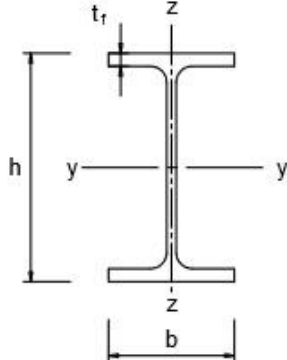
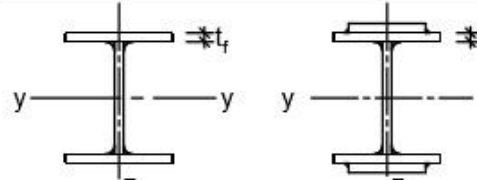

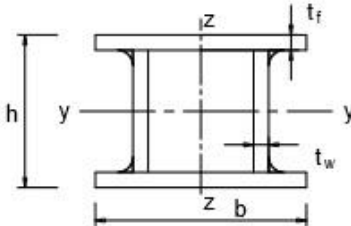
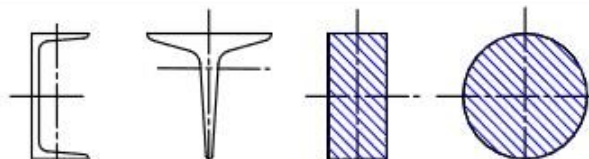
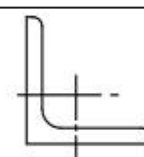
Καμπύλη λυγισμού	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
Συντελεστής ατελειών $a$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Τιμές του συντελεστή  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  μπορεί να λαμβάνονται από το σχήμα 3.1



**Σχήμα 3.1:** τιμές μειωτικού συντελεστή  $\chi$  συναρτήσει της ανηγμένης λυγηρότητας  $\bar{\lambda}$ .

Πίνακας 3.4: επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Ελατές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	c d	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a <sub>0</sub>	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
Συγκολλητές κιβωποειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
U-, T- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c	
L-διατομές 		Κάθε	b	b	

### 3.2.9 Αντοχή διατομών σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη.

Μια πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου  $M_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$  είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου  $W_y$  είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$  για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$  για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$  για διατομές κατηγορίας 4

$\chi_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

#### Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου  $L_{cr}$  είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού.

$i$  είναι η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

### 3.2.10 Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για μέλη με ανοιχτές διατομές πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι μικρότερη από την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό.

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\text{Όπου } \Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[ 1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\text{Όπου } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

**Πίνακας 3.5:** συνιστώμενες τιμές των συντελεστών ατελειών

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $a_{LT}$	0.21	0.34	0.49	0.76

**Πίνακας 3.6:** επιλογή καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	c d
Άλλες διατομές	-	d

$\lambda_{LT} \leq 0,2$  ή για  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$  οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

### 3.2.11 Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

Όπου  $C_1, C_2, C_3$ : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης.

$I_t$  : σταθερά στρέψης

$I_w$  : η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$  : ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα

$L$  : το μήκος του μέλους μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

$k$  και  $k_w$  : συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος.

Οι συντελεστές  $k$  και  $k_w$

- Για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν την τιμή 0,5
- Για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0
- Για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνουν την τιμή 0,7.

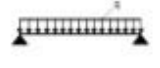

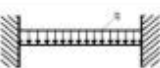

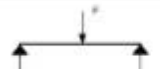



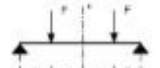

$Z_g = z_a - z_s$  : η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

$z_a$  : η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα  $y-y$

$z_s$  : η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα  $y-y$

Μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής

**Πίνακας 3.7 :** συντελεστές  $C_1, C_2, C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$  σε περίπτωση φόρτισης μόνο με εγκάρσια φορτία. (και για  $k_w=1,0$ )

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή $k$	Συντελεστές		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

## 3.2.12 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{R,k}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Όπου  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$  : είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξοες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$  και  $\Delta M_{z,Ed}$  : είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4

$\chi_y$   $\chi_z$  : είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$\chi_{LT}$  : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$k_{yy}$  ,  $k_{yz}$  ,  $k_{zy}$  ,  $k_{zz}$  : είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

πίνακας 3.8: τιμές για  $N_{Rk} = f_y A_i$ ,  $M_{i,Rk} = f_y W_i$  και  $\Delta M_{i,Ed}$

Κατηγορία	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$


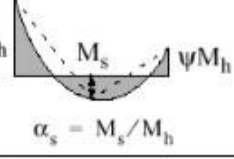
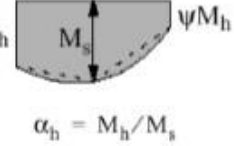
πίνακας 3.9: συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστής αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + \left( \bar{\lambda}_y - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I διατομές RHS	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + \left( \bar{\lambda}_z - 0,6 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$C_{mz} \left( 1 + \left( \bar{\lambda}_z - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + \left( \bar{\lambda}_z - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής $k_{zy}$ μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$ .			

πίνακας 3.10 : συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστής αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
	$k_{zz}$	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1

πίνακας 3.11 : συντελεστές  $C_m$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

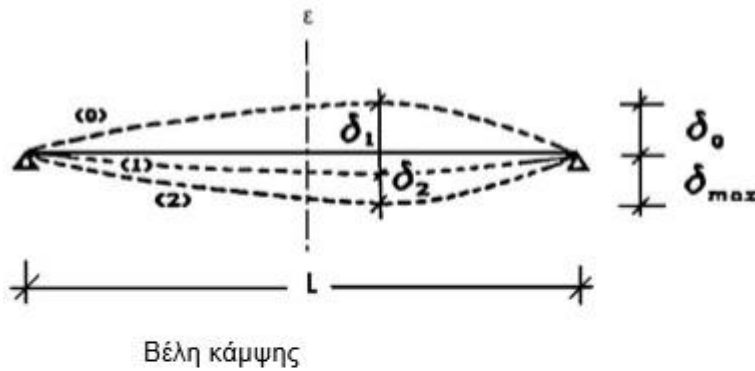
Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		$C_{my}$ και $C_{mz}$ και $C_{mLT}$	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
 $\psi M$	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $M_h$ , $M_s$ , $\psi M_h$ $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
 $M_h$ , $M_s$ , $\psi M_h$ $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$	
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{Mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα $C_{my}$ , $C_{mz}$ και $C_{mLT}$ πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
$C_{my}$	y-y	z-z		
$C_{mz}$	z-z	y-y		
$C_{mLT}$	y-y	y-y		

### Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής, οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις αλλαγές στη στατική λειτουργία του φορέα που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και των οριζόντιων μετατοπίσεων και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων (π.χ. διαφορετικά όρια βελών για οροφές και δάπεδα).





$$\delta_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 < \frac{L}{250}$$

$$\delta_2 = \delta_{\text{DEAD PLUS}} + \delta_{\text{LIVE}}$$

$$\delta_{\text{LIVE}} \leq \frac{L}{300}$$

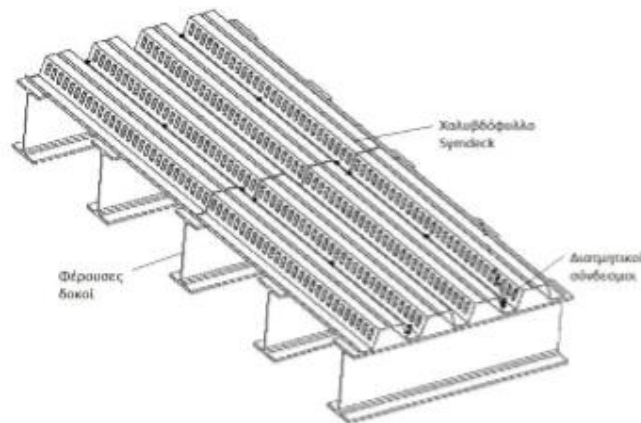
Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης για δάπεδα γενικά και για οροφές υποδεχόμενες πρόσωπα πέραν του προσωπικού συντηρήσεως.

Όπου:

- $\delta_1$  βέλος κάμψης κατά τη φάση σκυροδέτησης, του ι.β. του νωπού σκυροδέματος.
- $\delta_{\text{DEAD PLUS}}$  βέλος κάμψης κατά τη φάση λειτουργίας ( της σύμμικτης πλάκας)
- $\delta_{\text{LIVE}}$  βέλος κάμψης κατά τη φάση λειτουργίας (σύμμικτης λόγω ωφέλιμων φορτίων).

### 3.3 Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος SYMDECK Designer της εταιρείας Έλαστρον. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος hol. =140 mm και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους  $t = 75$  mm. Οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου τοποθετήθηκαν κάθετα στη διεύθυνση z-z.



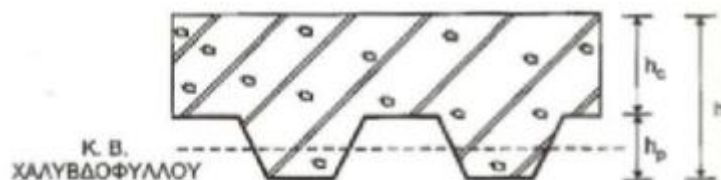
**Εικόνα 3.1:** Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας

### Απαιτήσεις κανονισμού

Οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον κανονισμό (Ευρωκώδικας 4 ) για να εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία είναι:

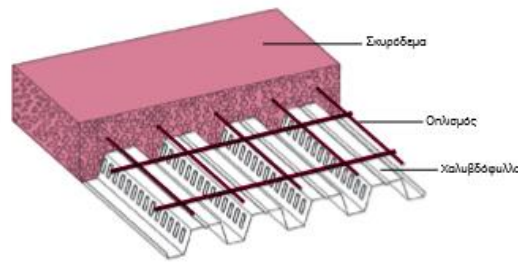
- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας:  $\min h = 90\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο:  $\min h_c = 50\text{mm}$

Τα παραπάνω μεγέθη φαίνονται στην εικόνα 3.2.



**Εικόνα 3.2:** Χαρακτηριστικά πάχη πλάκας

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Εικόνα 3.3: Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη ‘φάση κατασκευής’ και τη ‘φάση λειτουργίας’.

Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα φαίνονται στην εικόνα 3.4.

The screenshot shows the Sym Deck Designer software interface. At the top, there is a menu bar with 'Αρχείο' and 'Βοήθεια'. Below it is a toolbar with icons for file operations and an information icon. The main workspace displays a 3D model of a composite slab with a red distributed load. A table on the right lists the load parameters:

α/α	L (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
28	1.5	5
29	1.5	5
30	1.5	5

Below the table, the self-weight (Τίδιο βάρος) is 2.45 kN/m<sup>2</sup> and the additional load (Πρόσθετα μόνιμα) is 3 kN/m<sup>2</sup>. The design load factor (Σχεδίαση φορέα) is shown as  $\gamma_G = 1.35$  and  $\gamma_Q = 1.50$ . The 'Γενικά στοιχεία' section is active, showing the construction phase. A cross-section diagram of the slab is shown with dimensions t, c, and h. The design results for the construction phase are:

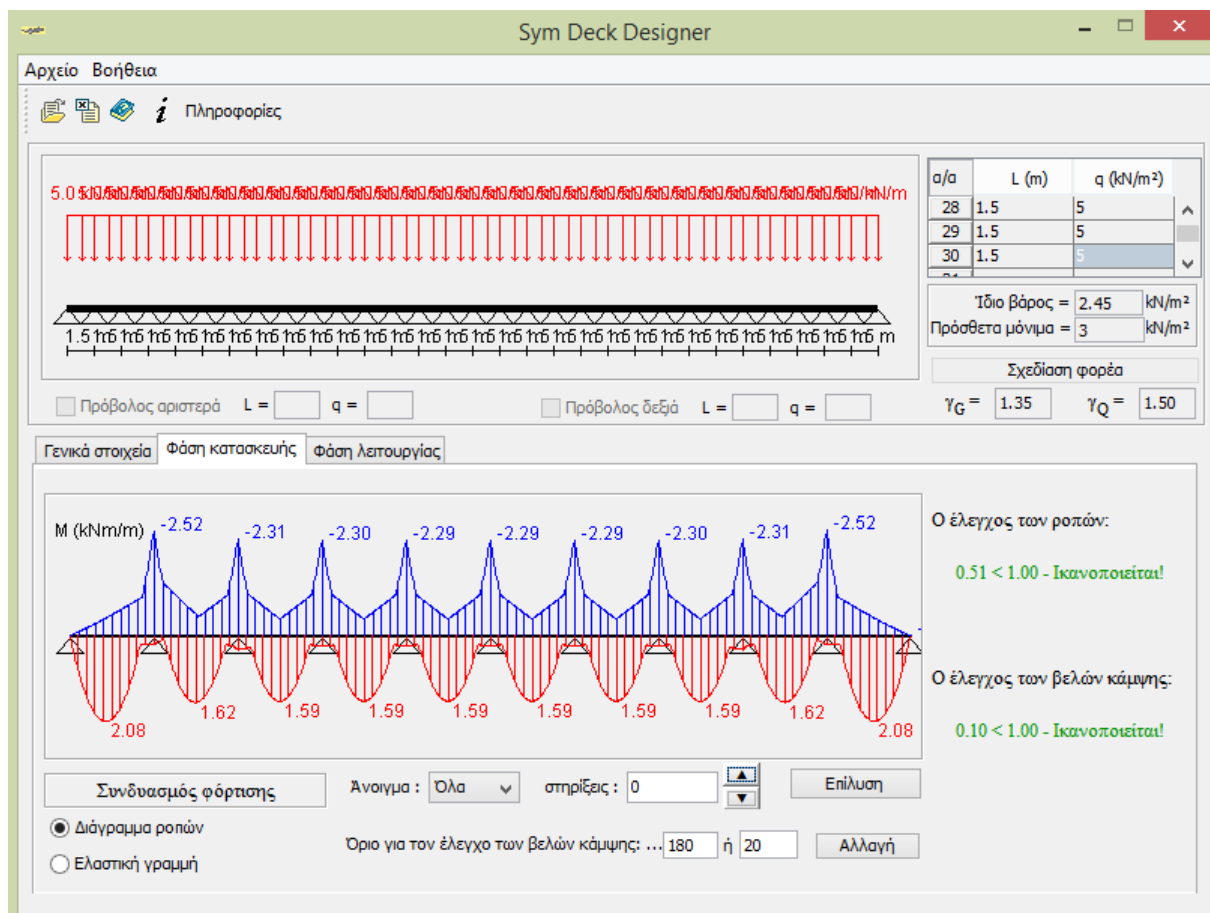
Symbol	Value
$M_{pl,Rd}^+$	21.96 kNm/m
$M_{pl,Rd}^-$	5.03 kNm/m
$V_{V,Rd}$	22.76 kN/m
m	90.83 MPa
k	0.0144 MPa
$V_{1,Rd}$	

Input parameters for the slab are: t = 0.75 mm,  $\gamma_{M1} = 1.10$ ,  $A_s = 1.14$  cm<sup>2</sup>/m, C = 20/25 MPa,  $\gamma_C = 1.50$ ,  $\varnothing = 6$  mm / d = 10 cm, S = 500 MPa,  $\gamma_S = 1.15$ , h = 0.14 m, c = 0.03 m, Fe = 320 G MPa.

Εικόνα 3.4: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας

**Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας****i. Φάση κατασκευής**

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία και το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος από το χαλυβδόφυλλο, με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυκρής διαμόρφωσης. Επίσης, θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Όλοι οι έλεγχοι φαίνονται στην εικόνα 3.5.

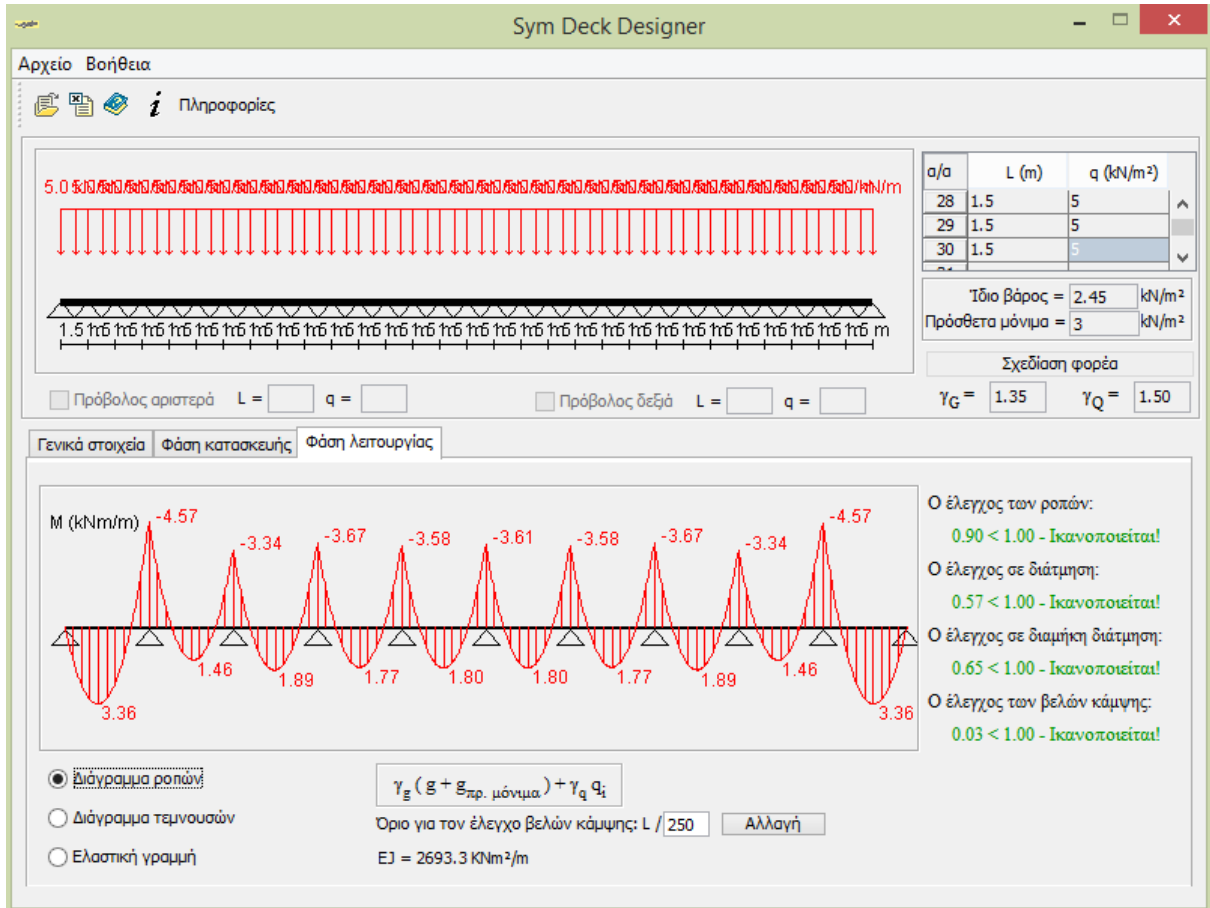


**Εικόνα 3.5:** Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής

**ii. Φάση λειτουργίας**

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι, τόσο σε οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας, που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι θετικής και αρνητικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ

διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα από τον κανονισμό όρια. **Οι έλεγχοι στη φάση λειτουργίας έγιναν σύμφωνα με το συνδυασμό 1.35G +1.50Q .**



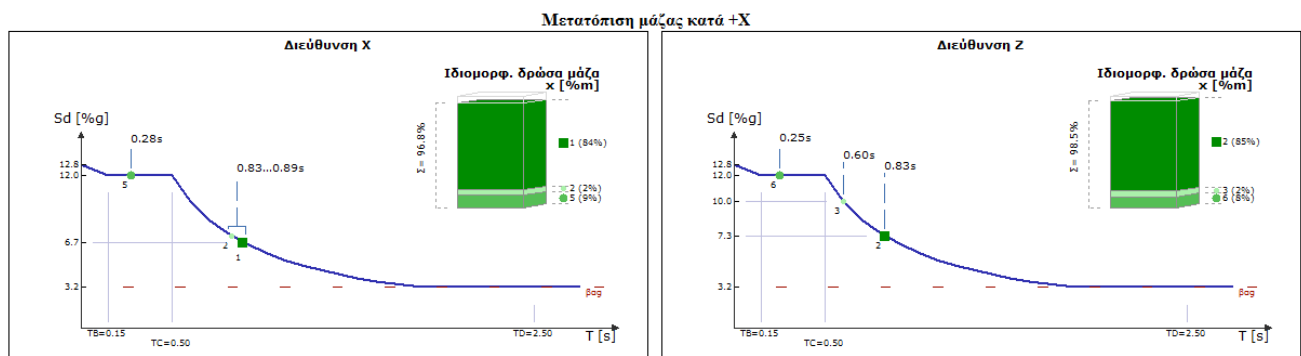
Εικόνα 3.6: Έλεγχος της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας

## 4. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

### 4.1 Συνοπτική περιγραφή της ακολουθουμένης μεθόδου

Συνοπτικά η δυναμική φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού ακολουθεί τα εξής βήματα :

- Καθορισμός – επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, τον εδαφικό τύπο κτλ.



Εικόνα 4.1: Φάσμα σχεδιασμού

- Υπολογισμός του μητρώου ακαμψίας [K]
- Υπολογισμός του μητρώου μάζας [M]
- Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων  $T_i$  και των αντίστοιχων ιδιομορφών.

Για δυναμική ανάλυση με μετατόπιση των μαζών η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε έναν από τους τέσσερις φορείς, οι οποίοι προκύπτουν από τη μετάθεση του Κέντρου Μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρότητα ( +x, +z, -x, -z).

- Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής :
  - Για κάθε ιδιοπερίοδο  $T_i$  ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης  $S_d(T)$ .
  - Με βάση τα  $S_d(T)$  υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
  - Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
- Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες ( μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC )
- Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο ( ή τρεις ) συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης μέθοδο ( τετραγωνικής επαλληλίας SRSS ).
- Υπολογισμός των ταυτόχρονων ( με τις μέγιστες ) τιμών των εντατικών μεγεθών.
- Έλεγχος δυστρεψίας και κανονικότητας σε κάτοψη του κτιρίου.
- Υπολογισμός επιπρόσθετου κριτηρίου δυστρεψίας, βάσει του οποίου ελέγχεται εάν οι δύο σημαντικές ιδιομορφές είναι μεταφορικές.

## 4.2 Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής είναι απαραίτητη όταν το μέγεθος και ο ρυθμός επιβολής μιας δράσης προκαλεί σημαντικά αδρανειακά φορτία. Μια ιδιαίτερως σημαντική δυναμική φόρτιση είναι η σεισμική διέγερση του εδάφους. Η συμμετέχουσα στη ταλάντωση μάζα αποτελείται από τα μόνιμα και το 30% των κινητών φορτίων και θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο του ορόφου.

Η πιο συνηθισμένη μέθοδος για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης είναι η δυναμική φασματική μέθοδος και εφαρμόζεται σε όλους τους τύπους κτιρίων. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια γίνεται ιδιομορφική και χωρική επαλληλία αυτών.

Σύμφωνα με τον κανονισμό θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται όταν ισχύουν τα ακόλουθα:

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

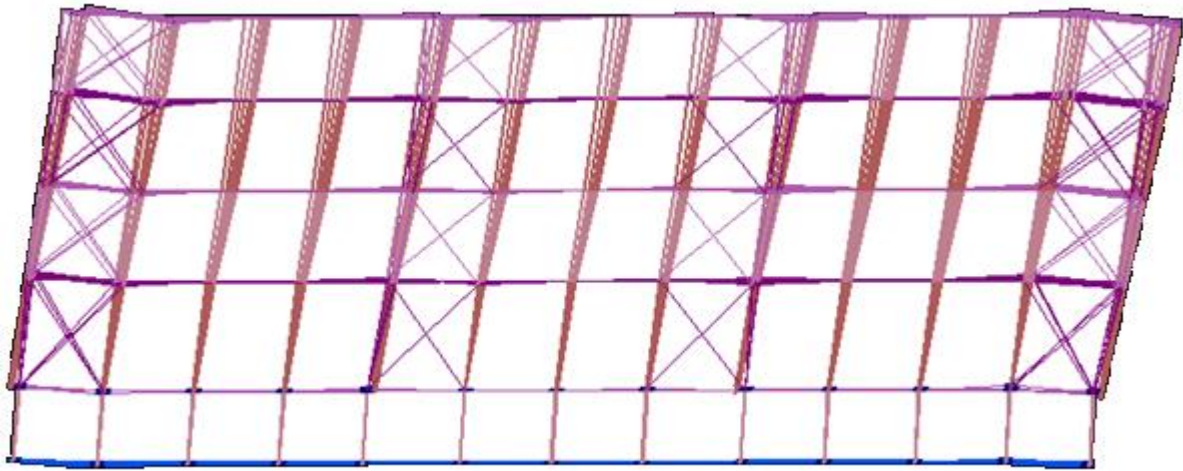
### 4.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Με την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται οι ακραίες τιμές των σεισμικών μεγεθών για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης χωριστά. Στην συγκεκριμένη εργασία επιλέχθηκε η μέθοδος CQC (Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός) η οποία θεωρείται ακριβέστερη μέθοδος για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων. Στον πίνακα Π5.1 φαίνονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης της συγκεκριμένης κατασκευής ( μετάθεση μάζας κατά +χ ).

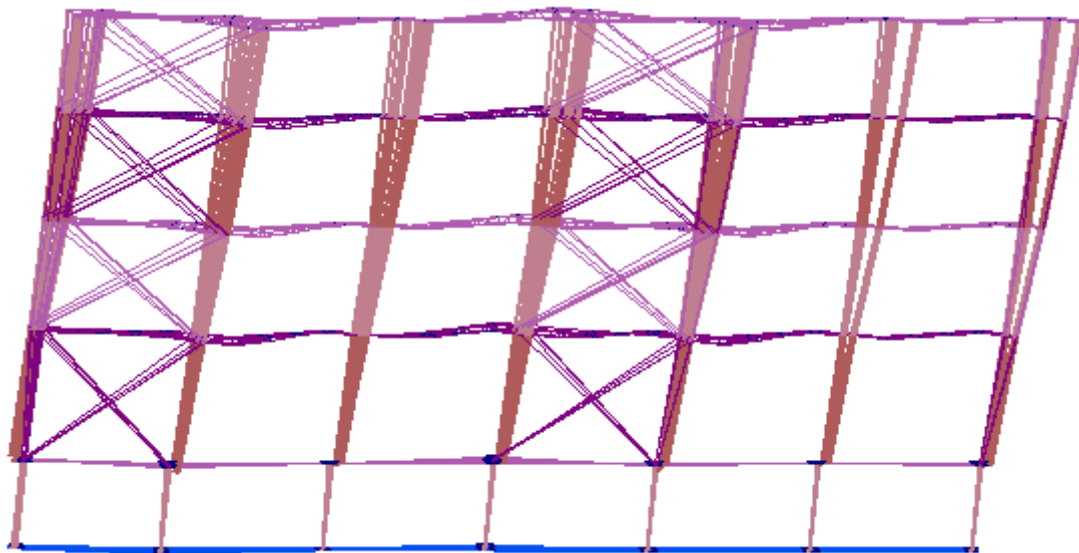
**Πίνακας 4.1:** Ιδιομορφική ανάλυση

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Χ-ολική [%]	Ζ-ολική [%]
1	0.8890	84.113	1.437
2	0.8264	86.053	86.850
3	0.6017	87.573	89.275
4	0.3431	87.660	89.339
5	0.2758	96.814	89.339
6	0.2521	96.817	97.081
7	0.2356	96.818	97.089
8	0.2245	96.818	97.113
9	0.2072	96.827	98.470

1

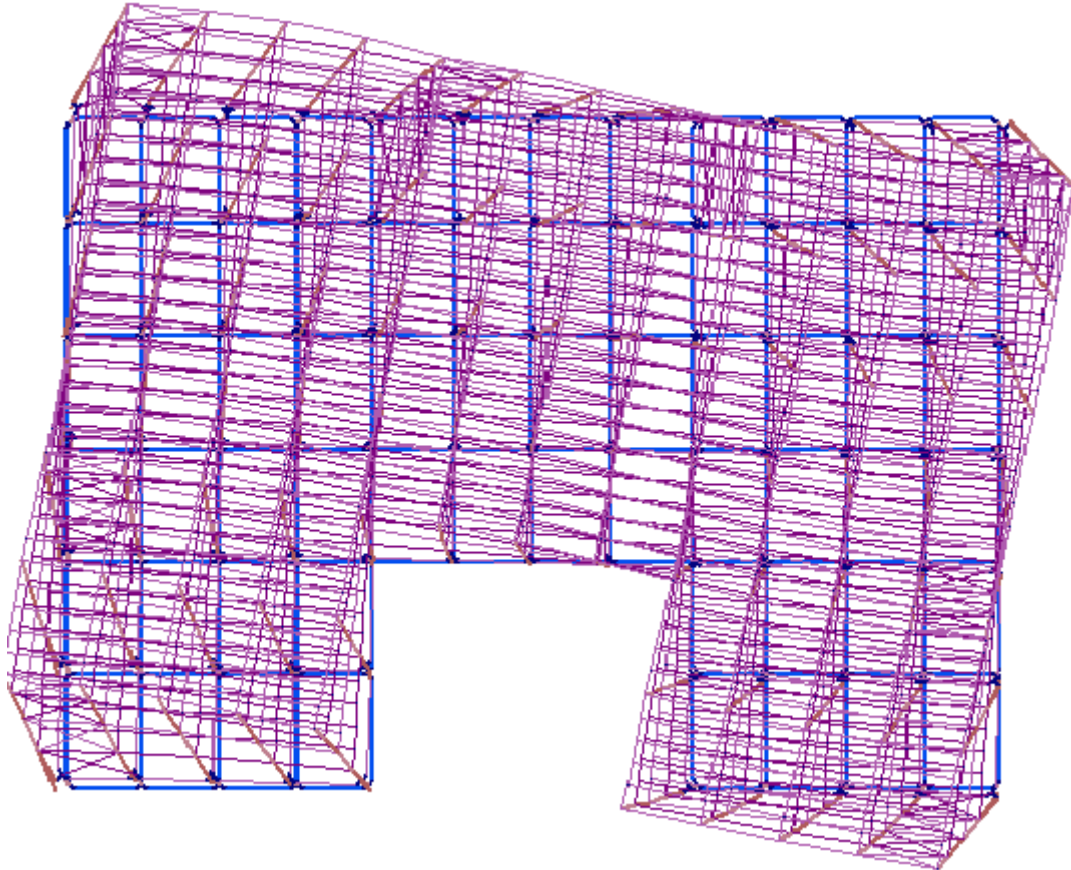


Εικόνα 4.1: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά x ( πρόσοψη κτιρίου )



Εικόνα 4.2: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά y ( αριστερή όψη κτιρίου )





Εικόνα 4.3: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή στρωτική ( κάτοψη κτιρίου )

Το πρόγραμμα έλαβε υπόψη τις 9 πρώτες ιδιομορφές διότι πρέπει να ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού να συγκεντρώνεται τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο έλεγχος μόρφωσης του φορέα ως προς το επιλεγμένο σύστημα πλευρικής ευστάθειας υποδεικνύει κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές που συγκεντρώνουν μεγάλα ποσοστά της συνολικής μάζας κάτι που ικανοποιείται στη συγκεκριμένη περίπτωση. Τέλος ,η κατακόρυφη διεύθυνση του σεισμού δεν έχει αναφερθεί διότι σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος συγκέντρωσε αμελητέα ποσοστά της μάζας.

#### 4.2.2 Χωρική επαλληλία

Η χωρική επαλληλία είναι απαραίτητη προκειμένου να υπολογιστεί η ακραία τιμή ενός σεισμικού μεγέθους για ταυτόχρονη δράση και των τριών συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης  $x$ ,  $y$  και  $z$ . Ο υπολογισμός των μέγιστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης έγινε με τη μέθοδο τετραγωνικής επαλληλίας SRSS.

### 4.3 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις

Για την αντιμετώπιση στρεπτικών καταπονήσεων ενός κτιρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν όπως αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο κρίνεται σκόπιμο να θεωρείται μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$  από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

$L_i$  είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών  $M_{ai}$  περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

όπου

$M_{ai}$  είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονά του

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο  $i$ , σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της  $e_{ai}$ .

Η κατανομή των οριζοντίων φορτίων εφόσον η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται περίπου γραμμικά με το ύψος γίνεται με εφαρμογή της ακόλουθης σχέσης:

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

όπου

$z_i, z_j$  είναι τα ύψη των μαζών  $m_i, m_j$  πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

Η παραπάνω διαδικασία πραγματοποιείται και για τις δύο διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης (x,z) χωριστά. Τα αποτελέσματα του ζεύγους δυνάμεων ορίζονται ως  $E_{cx}$  και  $E_{cz}$  και εισήχθησαν στο προσομοίωμα ως συγκεντρωμένες δυνάμεις με φορά τέτοια που να δημιουργούν ροπή ομόφορη προς τον άξονα  $y$

Πίνακας 4.2: τέμνουσα βάσης

Διεύθυνση σεισμού [Μετατόπιση μαζας κατά]	$F_b$ [kN]
X[+Z]	4001.16
X[-Z]	4271.90
Z[+X]	4468.34
Z[-X]	4476.09

#### 4.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$d_r v \leq 0,0075 h;$$

όπου

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

$v$  είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών

#### 4.5 Έλεγχος φαινομένων 2ας τάξεως

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

όπου

$\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$P_{\text{tot}}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

$V_{\text{tot}}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

$h$  είναι το ύψος του ορόφου.

Εάν  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1 - \theta)$ .

Πίνακας 4.3: φαινόμενα δευτέρας τάξεως και σχετική παραμόρφωση ορόφων

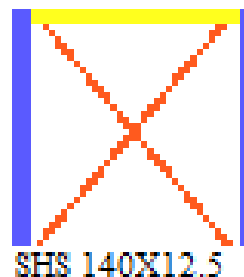
Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]	Μέσο(drX)*v/h [/]	Μέσο(drZ)*v/h [/]
1	0.00	0.040	1.0000	0.60	0.78	0.00061	0.00078
2	6.00	0.056	1.0000	2.74	2.67	0.00148	0.00141
3	11.00	0.055	1.0000	4.77	4.48	0.00170	0.00155
4	16.00	0.044	1.0000	6.68	6.12	0.00158	0.00140
5	20.50	0.033	1.0000	8.23	7.33	0.00150	0.00118

## 4.6 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Βασίζεται στην ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν περισσότερα δομικά στοιχεία καθώς και στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία.

### 4.6.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων

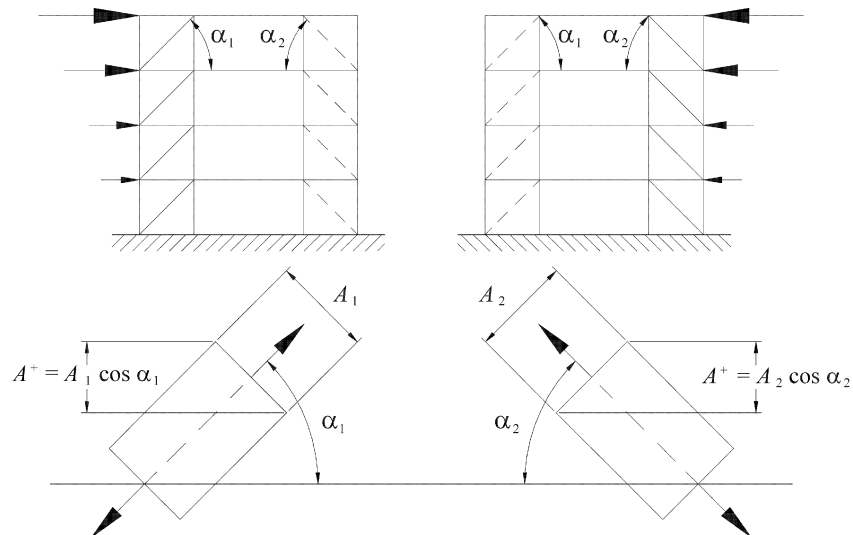


Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει περιφερική χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης.

Προς τούτο, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

όπου  $A^+$  και  $A^-$  είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα.



Εικόνα 4.4 : Παράδειγμα εφαρμογής του παραπάνω κανόνα

Στο εξεταζόμενο κτίριο τοποθετήθηκε ίδια διατομή και στις δύο ράβδους του συνδέσμου δυσκαμψίας. Συνεπώς:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} = 0 < 0,5 \checkmark$$

#### Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

όπου,

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### Έλεγχος λυγηρότητας

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα, όπως ορίζεται στο EN1993-1-1 θα πρέπει να περιορίζεται σε  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ . Το κάτω όριο ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων σε περίπτωση που το εξεταζόμενο κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους. Το κτίριο της παρούσας εργασίας αποτελείται από τρεις ορόφους γι' αυτό και ελέγχεται η λυγηρότητα ως προς το άνω και κάτω όριο.

$$L_{cr} = \sqrt{l^2 + h^2}$$

Η αδιάστατη λυγηρότητα ως προς την διεύθυνση y-y είναι:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{93,9\epsilon}$$

### Συντελεστής εκμετάλλευσης της διαγωνίου

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλαστική συμπεριφορά των διαγωνίων, πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  η οποία ορίζεται ως το πηλίκο της αντοχής σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$  προς τη τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, δε διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25 %.

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$\Omega_{min} = 3,23$  η ελάχιστη τιμή του συντελεστή εκμετάλλευσης για τους συνδέσμους κατά τη διεύθυνση z.

έλεγχος:

$$\frac{\Omega_i}{\Omega_{min}} < 1,25$$

#### 4.6.2 Δοκοί και υποστηλώματα

Οι δοκοί και τα υποστηλώματα με αξονικές δυνάμεις 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

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστηλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$ ,

$N_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

### 4.6.3 Δοκοί

Οι δοκοί πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με το EN 1993, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Προς τούτο, σε διατομές οι οποίες ανήκουν στις κατηγορίες διατομής 1 και 2, πρέπει να ελέγχονται οι ακόλουθες ανισότητες στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

Όπου

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} ;$$

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1993,

$V_{Ed,G}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις,

$V_{Ed,M}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών  $M_{pl,Rd,A}$  και  $M_{pl,Rd,B}$  με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού.

Για διατομές οι οποίες ανήκουν στην κατηγορία διατομής 3, θα πρέπει να ελέγχονται οι παραπάνω σχέσεις και να αντικατασταθούν τα  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  με τα  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$ .

#### 4.6.4 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε θλίψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  θα υπολογίζονται ως:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Όπου:

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλώμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλώμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες.  $M_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και  $M_{pl,Rd,i}$  είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.



## 5. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

### 5.1 Παρουσίαση κτιρίων

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζονται συνολικά τρία μεταλλικά κτίρια με κοινή γεωμετρία, κοινά φορτία και υλικά, καθώς και κοινό τύπο συνδέσμων δυσκαμψίας, τα οποία διαφέρουν **μόνο** ως προς τη θέση των συνδέσμων αυτών.

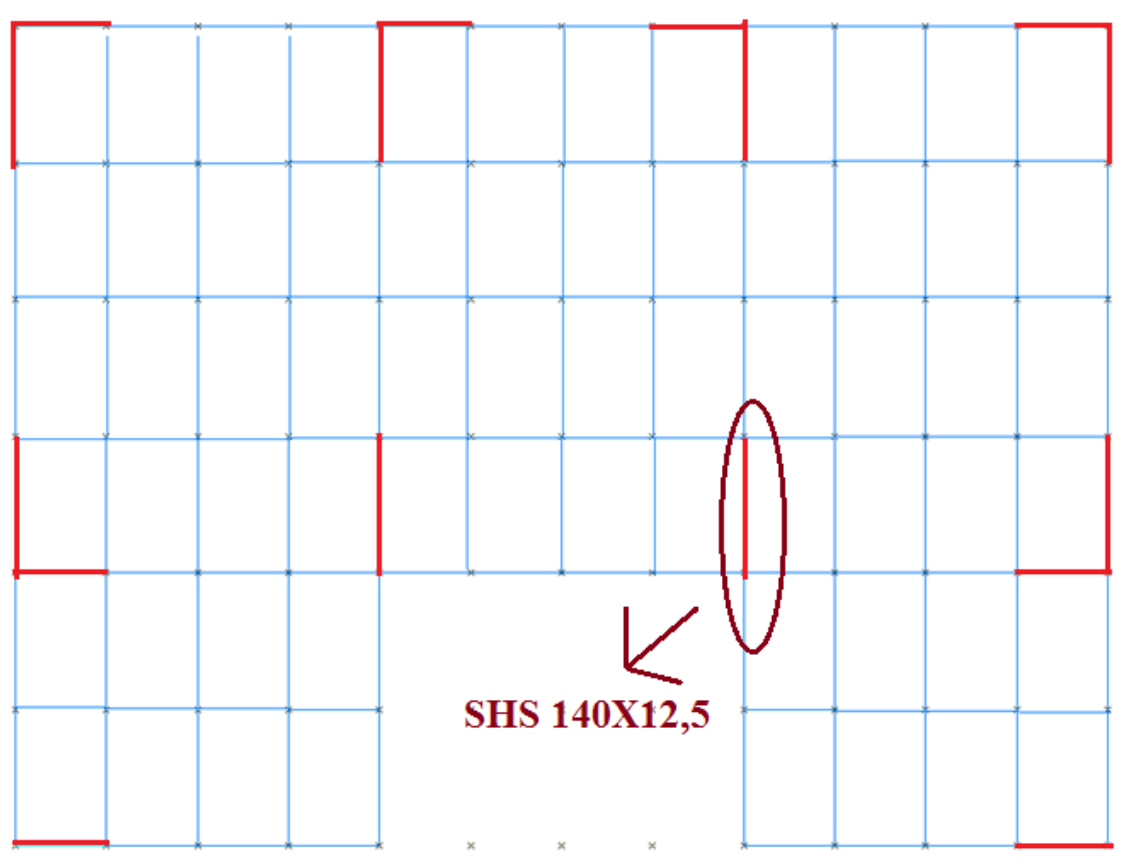
Καθώς οι διατομές είναι ίδιες και για τα τρία κτίριο το συνολικό βάρος της κατασκευής φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB800	3096,50	811283,00
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE360	3285,37	187597,50
3	ΤΕΓΙΔΑ	IPE240	4945,96	151840,00
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS140X12.5	713,28	34736,91
5	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	12041,11	1185457,00

Τα κτίρια αυτά συγκρίνονται μεταξύ τους με βάση διάφορα κριτήρια που αναφέρονται παρακάτω.

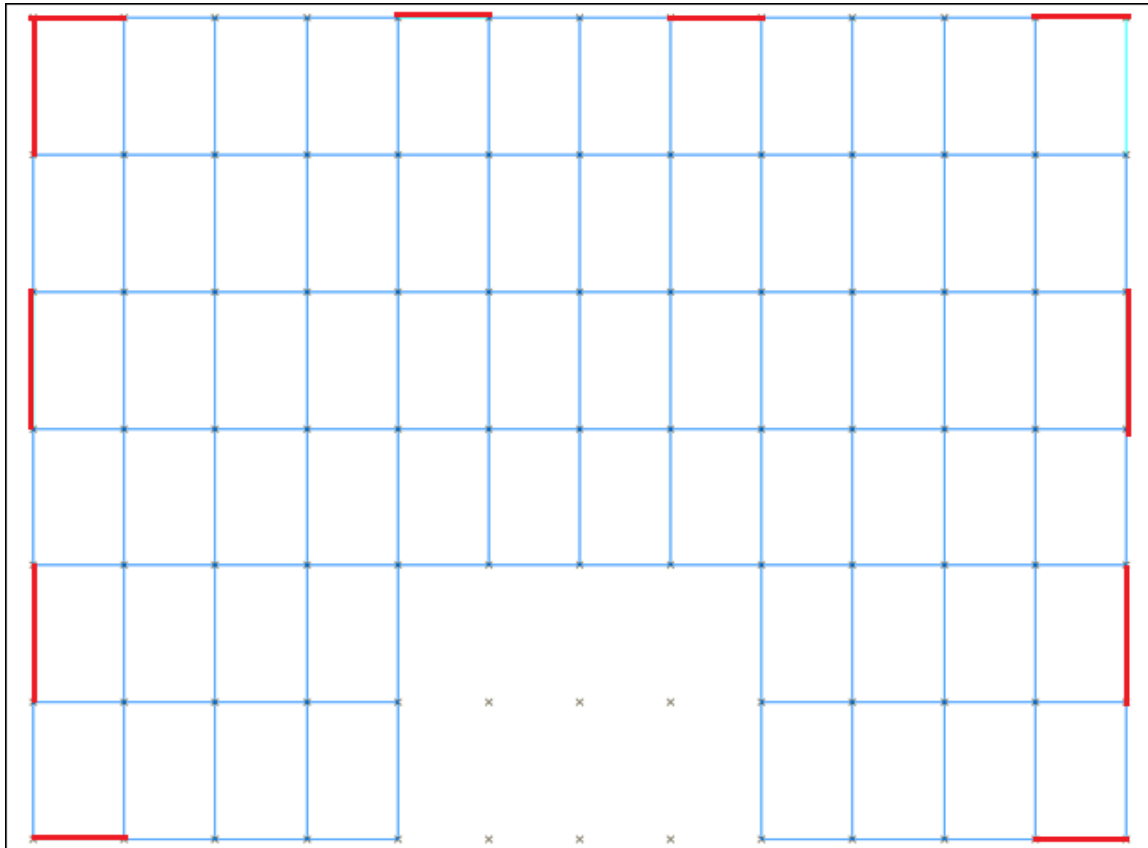
**Κτίριο 1**

Έχει κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους στην περίμετρο, στο εσωτερικό καθώς και σε διαδοχικές δοκούς με αποτέλεσμα να καταλήγουν στο ίδιο υποστύλωμα.



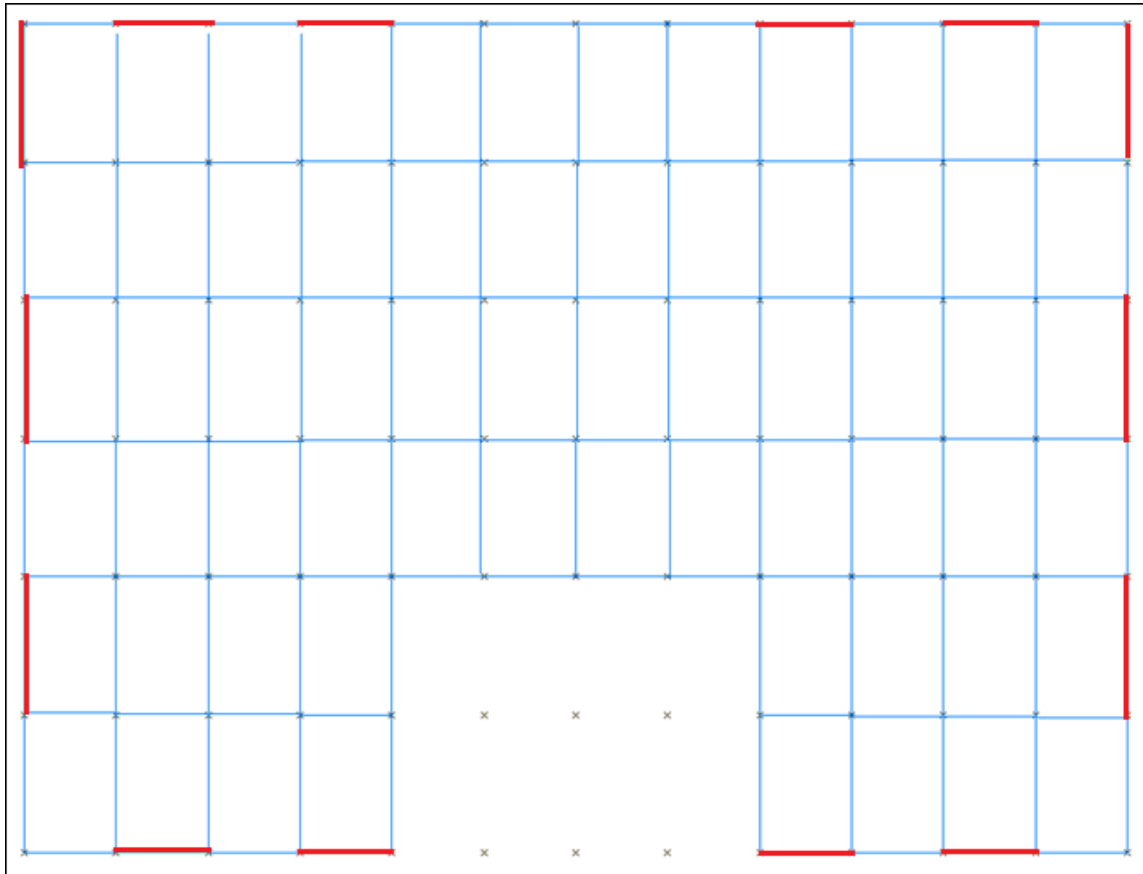
**Κτίριο 2**

Έχει κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους στην περίμετρο καθώς και σε διαδοχικές δοκούς με αποτέλεσμα να καταλήγουν στο ίδιο υποστύλωμα.



**Κτίριο 3**

Έχει κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους στην περίμετρο και δεν είναι σε διαδοχικές δοκούς.



## 5.2 Κριτήρια τοποθέτησης συνδέσμων

Η ιδανική τοποθέτηση των κατακόρυφων συνδέσμων είναι σε συμμετρική διάταξη, κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται η πλευρική ευστάθεια και κατά τις δυο διευθύνσεις και η όσο το δυνατό μεγαλύτερη δυστρεψία του κτιρίου. Εν τούτοις συνήθως αρχιτεκτονικοί ή λειτουργικοί περιορισμοί δυσκολεύουν μια τέτοια επιλογή. Πρόσθετα προβλήματα παρουσιάζονται όταν είναι δυνατή η τοποθέτηση σε μια όψη αλλά όχι στην απέναντι. Μια τέτοια μη συμμετρική διάταξη προκαλεί προβλήματα στροφής του κτιρίου.

Γενικώς η διάταξη των συνδέσμων γίνεται με βάση τις παρακάτω αρχές :

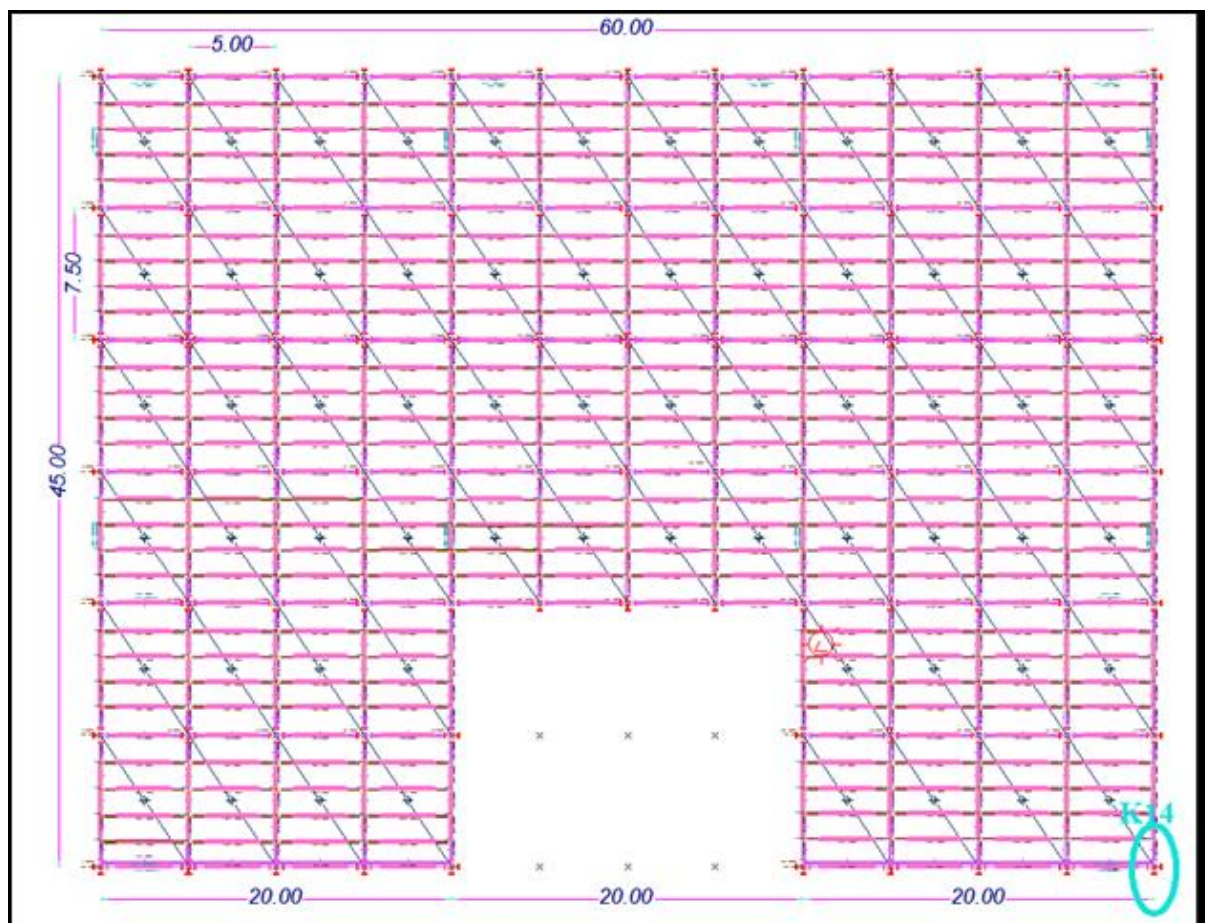
- Η διάταξη σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να επιτρέπει την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων στα οποία κατανέμεται η οριζόντια δύναμη. Αν σε μια διεύθυνση υπάρχει μόνο ένας σύνδεσμος, δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και παραλαβής τους από το σύνδεσμο.
- Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να μη δημιουργούνται προβλήματα στρέψης
- Η καλύτερη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου, ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.
- Πρέπει να μη διακόπτεται η συνέχεια των συνδέσμων καθ' ύψος του κτιρίου. Εν τούτοις μπορεί αρχιτεκτονικοί ή λειτουργικοί λόγοι να επιβάλλουν τη μετάθεση της θέσης τους σε ορισμένους ορόφους. Στις περιπτώσεις αυτές το κέντρο δυσκαμψίας αλλάζει από όροφο σε όροφο, με συνέπεια να δημιουργούνται πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.

## 5.3 Σύγκριση κτιρίων

### 5.3.1 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

#### Αξονική υποστυλώματος

Η σύγκριση θα γίνει στο υποστύλωμα του ισογείου, στο οποίο εμφανίζεται η μεγαλύτερη θλίψη και στις τρεις παραλλαγές του κτιρίου. Στο παρακάτω σχήμα παρατηρούμε τη θέση αυτού του υποστυλώματος.



Σχήμα 5.1 : Θέση υποστυλώματος K14

	Μέλος	Διατομή	Αξονική [kN]
<b>Κτίριο 1</b>	K14	HEB800	1298,07
<b>Κτίριο 2</b>	K14	HEB800	1426,18
<b>Κτίριο 3</b>	K14	HEB800	<b>548,77</b>

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο 3 το υποστύλωμα έχει τη μικρότερη θλιπτική δύναμη γεγονός το οποίο είναι λογικό διότι αφενός οι χιαστί σύνδεσμοι βρίσκονται μόνο περιμετρικά του κτιρίου και αφετέρου στο συγκεκριμένο υποστύλωμα δεν καταλήγουν χιαστί σύνδεσμοι.

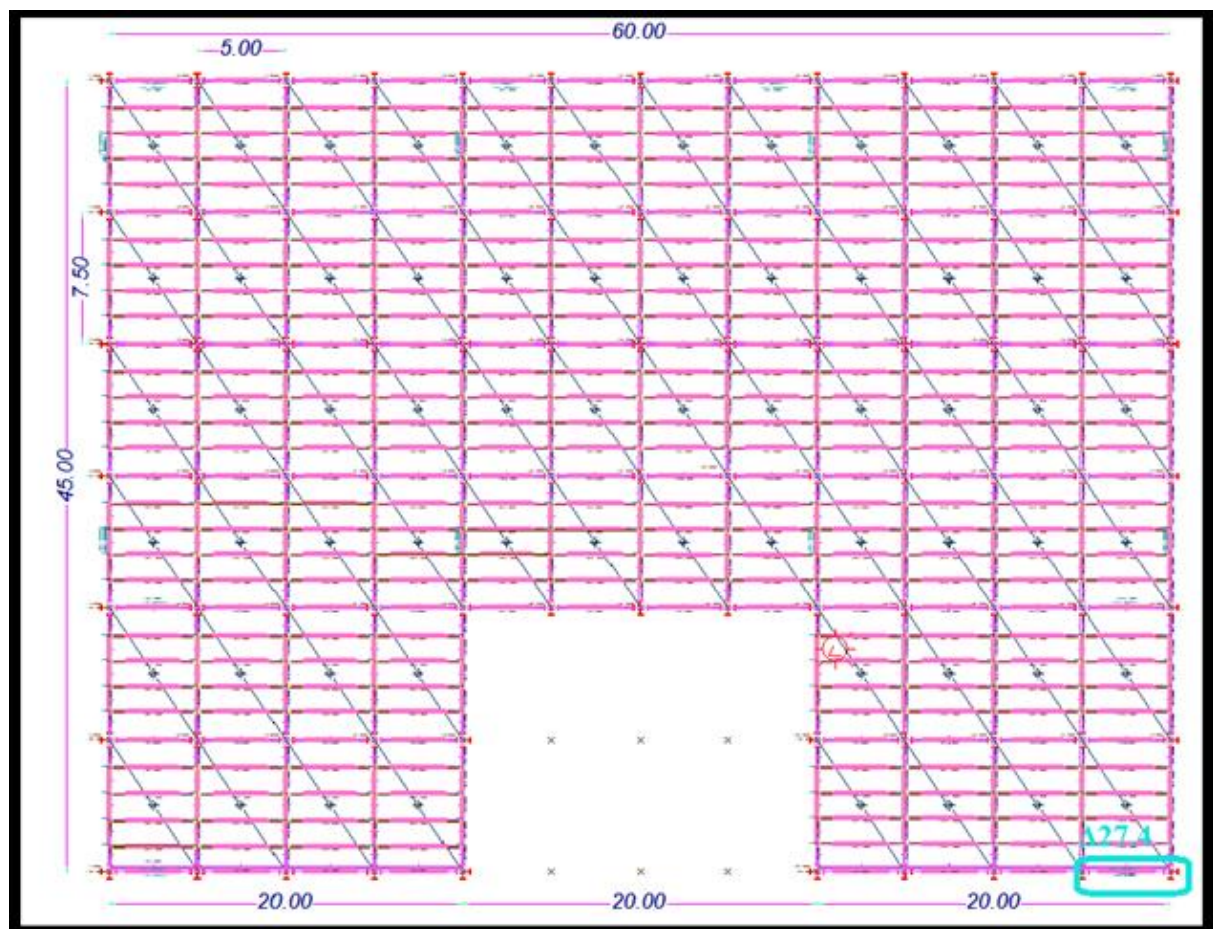
**Ροπή κάμψης υποστυλώματος**

	Μέλος	Διατομή	Ροπή κάμψης [kNm]
Κτίριο 1	K14	HEB800	404,25
Κτίριο 2	K14	HEB800	662,51
Κτίριο 3	K14	HEB800	657,71

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο 1 το υποστύλωμα έχει τη μικρότερη ροπή κάμψης.

**Τέμνουσα δύναμη δοκού**

Η σύγκριση θα γίνει στη δοκό του ισογείου, στην οποία εμφανίζεται η μεγαλύτερη τέμνουσα και ροπή και στις τρεις παραλλαγές του κτιρίου. Στο παρακάτω σχήμα παρατηρούμε τη θέση αυτής της δοκού.



Σχήμα 5.2 : Θέση δοκού Δ27.4

	Μέλος	Διατομή	Τέμνουσα [kN]
<b>Κτίριο 1</b>	Δ27.4	IPE360	57,55
<b>Κτίριο 2</b>	Δ27.4	IPE360	39,19
<b>Κτίριο 3</b>	Δ27.4	IPE360	<b>36,05</b>

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο 3 η δοκός έχει τη μικρότερη τέμνουσα δύναμη.

### Ροπή κάμψης δοκού

	Μέλος	Διατομή	Ροπή κάμψης [kNm]
<b>Κτίριο 1</b>	Δ27.4	IPE360	<b>30,85</b>
<b>Κτίριο 2</b>	Δ27.4	IPE360	162,80
<b>Κτίριο 3</b>	Δ27.4	IPE360	158,51

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο 1 η δοκός έχει τη μικρότερη ροπή κάμψης.

### 5.3.2 Σύγκριση ιδιομορφών

Μπορούμε να συγκρίνουμε τα δεδομένα από τη σεισμική και ιδιομορφική ανάλυση των τριών κτιρίων.

### Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και ιδιοδιανύσματα

#### Κτίριο 1

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	84.113	0.000	1.437	84.113	0.000	1.437
2	1.940	0.000	85.413	86.053	0.000	86.850
3	1.520	0.000	2.425	87.573	0.000	89.275
4	0.086	0.000	0.064	87.660	0.000	89.339
5	9.155	0.000	0.000	96.814	0.000	89.339
6	0.003	0.000	7.742	96.817	0.000	97.081
7	0.001	0.000	0.009	96.818	0.000	97.089
8	0.000	0.000	0.024	96.818	0.000	97.113
9	0.009	0.000	1.357	96.827	0.000	98.470



## Κτίριο 2

Ιδιομορφή	Χ-διεύθ. [%]	Υ-διεύθ. [%]	Ζ-διεύθ. [%]	Χ-ολική [%]	Υ-ολική [%]	Ζ-ολική [%]
1	7.639	0.000	79.315	7.639	0.000	79.315
2	75.990	0.000	8.919	83.629	0.000	88.234
3	2.982	0.000	0.685	86.611	0.000	88.919
4	0.306	0.000	0.034	86.917	0.000	88.953
5	6.961	0.000	1.895	93.878	0.000	90.849
6	1.876	0.000	6.746	95.754	0.000	97.595
7	0.006	0.000	0.051	95.760	0.000	97.646
8	0.000	0.000	0.264	95.760	0.000	97.909
9	0.000	0.000	0.028	95.760	0.000	97.937

## Κτίριο 3

Ιδιομορφή	Χ-διεύθ. [%]	Υ-διεύθ. [%]	Ζ-διεύθ. [%]	Χ-ολική [%]	Υ-ολική [%]	Ζ-ολική [%]
1	0.057	0.000	88.046	0.057	0.000	88.046
2	87.754	0.000	0.070	87.811	0.000	88.116
3	0.099	0.000	0.721	87.910	0.000	88.837
4	0.007	0.000	0.076	87.918	0.000	88.913
5	0.001	0.000	8.673	87.919	0.000	97.586
6	8.082	0.000	0.000	96.001	0.000	97.586
7	0.001	0.000	0.317	96.001	0.000	97.903
8	0.000	0.000	0.002	96.002	0.000	97.905
9	0.000	0.000	0.026	96.002	0.000	97.931

Πίνακας ιδιοπεριόδων ανά ιδιομορφή

## Κτίριο 1

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	0.8890
2	0.8264
3	0.6017
4	0.3431
5	0.2758
6	0.2521
7	0.2356
8	0.2245
9	0.2072

## Κτίριο 2

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	0.9984
2	0.9621
3	0.6248
4	0.3465
5	0.3185
6	0.3168
7	0.2373
8	0.2351
9	0.2262

## Κτίριο 3

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	1.0024
2	0.8643
3	0.6224
4	0.3357
5	0.3175
6	0.3061
7	0.2360
8	0.2282
9	0.2262

Ο παραπάνω πίνακας παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον, καθώς αντικατοπτρίζει το βαθμό δυσκαμψίας κάθε κτιρίου. Είναι σαφές ότι λιγότερο δύσκαμπτο είναι το κτίριο με τη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Μας ενδιαφέρουν κυρίως οι 2 πρώτες ιδιομορφές που είναι μεταφορικές.

## 5.3.3 Σύγκριση τεμνουσών βάσης

## Κτίριο 1

Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	Fb [kN]
X [+Z]	4001.16
X [-Z]	4271.90
Z [+X]	4468.34
Z [-X]	4476.09

## Κτίριο 2

Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	Fb [kN]
X [+Z]	3578.52
X [-Z]	3881.43
Z [+X]	3752.83
Z [-X]	3760.53

## Κτίριο 3

Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	Fb [kN]
X [+Z]	4250.61
X [-Z]	4328.84
Z [+X]	3782.11
Z [-X]	3791.69

Παρατηρούμε ότι τις μικρότερες τέμνουσες βάσης έχει το κτίριο 2.

### 5.3.4 Σύγκριση σεισμικών μετακινήσεων ορόφων

#### Κτίριο 1

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.040	1.0000	0.60	0.78
2	6.00	0.056	1.0000	2.74	2.67
3	11.00	0.055	1.0000	4.77	4.48
4	16.00	0.044	1.0000	6.68	6.12
5	20.50	0.033	1.0000	8.23	7.33

#### Κτίριο 2

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.048	1.0000	0.57	0.78
2	6.00	0.069	1.0000	2.93	3.58
3	11.00	0.067	1.0000	5.17	5.12
4	16.00	0.054	1.0000	7.33	6.89
5	20.50	0.042	1.0000	9.13	8.30

#### Κτίριο 3

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.048	1.0000	0.63	0.77
2	6.00	0.070	1.0000	2.65	3.53
3	11.00	0.066	1.0000	4.25	5.08
4	16.00	0.051	1.0000	5.83	6.92
5	20.50	0.037	1.0000	7.19	8.36

Παρατηρούμε ότι κατά X μικρότερη μετακίνηση ορόφων έχει το κτίριο 3 ενώ κατά Z έχει το κτίριο 1. Επομένως και μικρότερες βλάβες σε πιθανή σεισμική διέγερση αλλά και μικρότερα εντατικά μεγέθη.

### 5.3.5 Τελική επιλογή κτιρίου

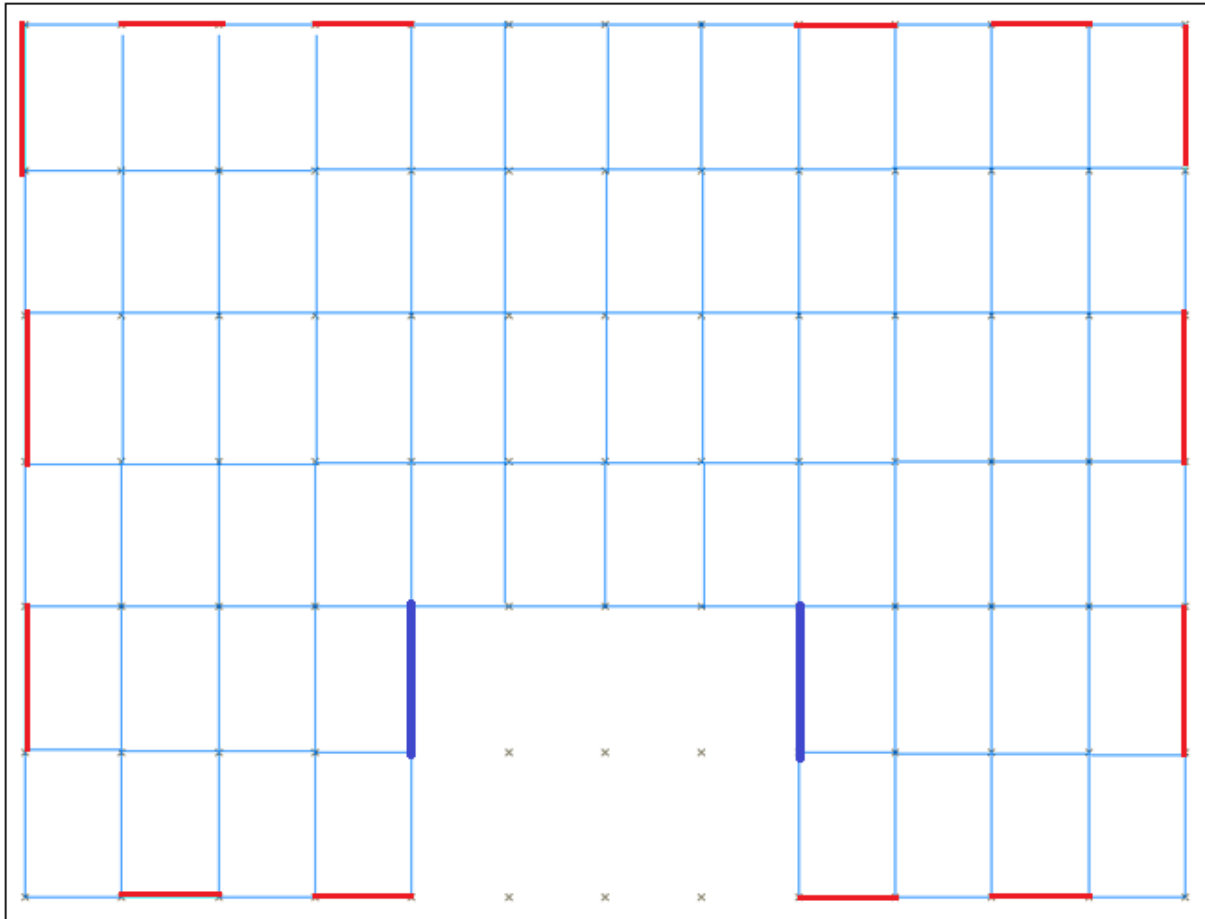
Μετά την σύγκριση των τριών κτιρίων, καταλήξαμε στα εξής συμπεράσματα:

- Από στατικής απόψεως καλύτερα συμπεριφέρεται το κτίριο 1 και το 3 όπου παρατηρούμε ότι το υποστύλωμα του κτιρίου 3 που εξετάσαμε έχει τη μικρότερη θλίψη αλλά και η δοκός του επίσης έχει τη μικρότερη τέμνουσα. Τη μικρότερη, ωστόσο, ροπή παρατηρούμε πως έχει η δοκός αλλά και το υποστύλωμα του κτιρίου 1.
- Το κτίριο 1 που έχει τις μικρότερες ιδιοπεριόδους είναι το πιο δύσκαμπτο και το κτίριο 3 είναι το πιο εύκαμπτο όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα:

		Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3
ιδιοπερίοδος	1 <sup>η</sup> ιδιομορφή	0,8890	<b>0,9984</b>	1,0024
	2 <sup>η</sup> ιδιομορφή	0,8264	<b>0,9621</b>	0,8643

- Όσον αφορά τη μετακίνηση ορόφων, κατά τη διεύθυνση X την ελάχιστη έχει το κτίριο 3 και κατά Z το κτίριο 1 επομένως και μικρότερες βλάβες σε πιθανή σεισμική διέγερση .

Στη συνέχεια, επειδή δεν υπερτερούσε κάποιο από τα κτίρια δοκιμάσαμε να προσθέσουμε δύο επιπλέον χιαστί **στη διεύθυνση Z στο κτίριο 3** όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα με μπλε χρώμα.



Τα αποτελέσματα των **μετακινήσεων ορόφων** φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Επίπεδο	dsX [ cm ]	dsZ [ cm ]
1	0.63	0.81
2	2.65	3.53
3	4.25	4.99
4	5.83	6.52
5	7.19	7.69

- Πράγματι, παρατηρούμε ότι με αυτή την προσθήκη μειώθηκε η μετακίνηση του κτιρίου 3 κατά Z με αποτέλεσμα να προκύπτει και κατά τις δύο διευθύνσεις το κτίριο με τη μικρότερη μετακίνηση ορόφων.
- Επιπλέον όπως παρατηρούμε στον παρακάτω πίνακα **ιδιομορφών – ιδιοπεριόδων** μειώθηκε η ιδιοπερίοδος του κτιρίου 3 με αποτέλεσμα να αυξηθεί η δυσκαμψία του.

ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδος [ sec ]
1 <sup>η</sup>	0,9285
2 <sup>η</sup>	0,8641

Συμπερασματικά το βελτιωμένο κτίριο 3 φαίνεται να είναι και το καταλληλότερο καθώς έχει καλύτερη σεισμική συμπεριφορά.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- 1) Το υπό εξέταση κτίριο λόγω διαφορετικού καννάβου κατά X και κατά Z και λόγω σχήματος "Π" παρουσιάζει διαφορετική ακαμψία κατά τις δύο διευθύνσεις με αποτέλεσμα να ενισχύει τα φαινόμενα στρεπτικής ευαισθησίας και γι' αυτό το λόγο επελέγη δυναμική φασματική ανάλυση με στρεπτικές επιδράσεις.
- 2) Κατά τη διαστασιολόγηση και την τελική επιλογή των διατομών των μελών επιλέχθηκαν οι συγκεκριμένες διατομές γιατί ικανοποιούν τον ικανοτικό σχεδιασμό κόμβων και μελών για πλάστιμη συμπεριφορά ( $q=4$ ) και κρίνονται αντιοικονομικές λόγω αναγκαστικής επιλογής πολύ μεγάλων διατομών (2 HEB 800 σταυρός).

Τύπος μελών	Αρχική διατομή	Τελική διατομή
υποστυλώματα	HEB 300	2 HEB 800(σταυρός)
Κύριες δοκοί	HEB 450	IPE 360
Δευτερεύουσες δοκοί	HEB 180	IPE 240
Χιαστί σύνδεσμοι	SHS 160X8	SHS 140X12.5

### Από τη σύγκριση των κτιρίων 1, 2 ,3 και το βελτιωμένο κτίριο 3 προκύπτουν τα εξής:

Η καταλληλότερη θέση για την τοποθέτηση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι στην **περίμετρο** του κτιρίου μόνο και όχι στο εσωτερικό καθώς επίσης και να **μην** καταλήγουν δύο χιαστί στο ίδιο υποστύλωμα.

- Η τοποθέτηση αυτή προσφέρει στο κτίριο καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών.
- Καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά.
- Μεγαλώνει η απόσταση από το κέντρο στροφής με αποτέλεσμα να αυξάνεται η δυστρεψία του κτιρίου.
- Μειώνει τις μετακινήσεις των ορόφων.
- Βελτιώνει σημαντικά τη δυσκαμψία του κτιρίου.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια»
2. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1 «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια»
3. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός, γενικοί κανόνες»
4. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
5. Ι. Βάγια, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2000, 2η έκδοση
6. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση.
7. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση.
8. Ιστοσελίδα της εταιρείας Έλαστρον χαλυβουργικά προϊόντα, <http://www.elastron.gr/el/>
9. Εγχειρίδιο προγράμματος Fespa