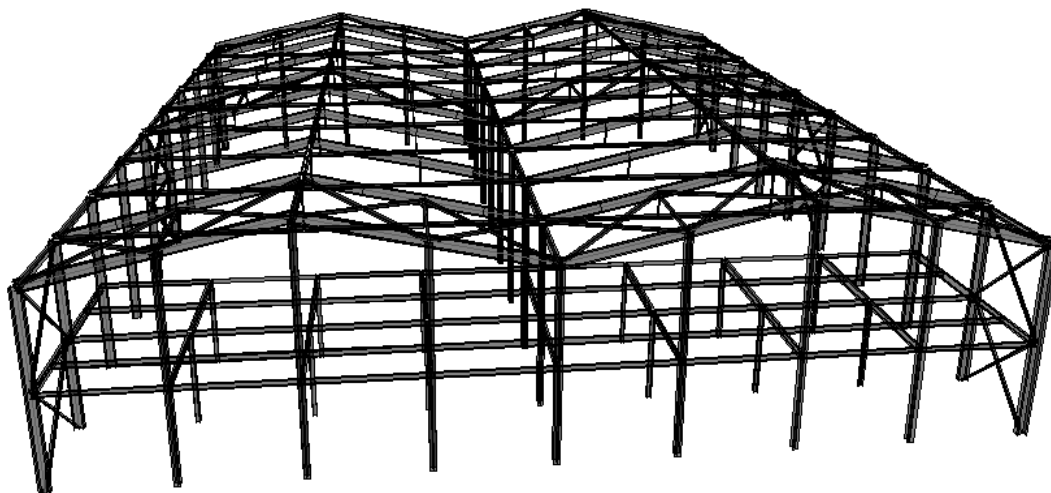


**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:
ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΜΕ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΗΜΙΩΡΟΦΟ ΓΡΑΦΕΙΩΝ**



ΠΕΡΑΤΙΚΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΑΒΡΑΑΜ ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ
Αθήνα, Νοέμβριος 2011

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός φέροντα οργανισμού από χάλυβα με τη χρήση ενός εμπορικού προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης (ETABS). Πρόκειται για ένα μονώροφο μεταλλικό βιομηχανικό κτίριο, με εσωτερικό ημιώροφο γραφείων από σύμμικτη πλάκα. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες 0,1, 3 και 4, και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο αντισεισμικός υπολογισμός έγινε με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. Ως υλικό κατασκευής χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας ποιότητας S235 και σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και όλες οι διατομές είναι ελατές.

Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0-Βάσεις Σχεδιασμού (EN1990).
- Ευρωκώδικας 1-Δράσεις Φορέων (EN1991-1).
- Ευρωκώδικας 3-Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα (EN1993-1).
- Ευρωκώδικας 4-Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα (EN1994-1).
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	1
1.1. Σύντομη Περιγραφή του Έργου.....	1
1.2 Μεταλλικές Κατασκευές.....	3
1.3 Τα στοιχεία του τυπικού μονώροφου κτιρίου.....	6
1.3.1 Κύριοι Φορείς – Πλαίσια.....	6
1.3.2 Τεγίδες.....	10
1.3.2.1. Γενικά.....	10
1.3.2.2. Τεγίδα τύπου Gerber στο παρών βιομηχανικό κτίριο.....	12
1.3.3 Μηκίδες.....	15
1.3.4 Κεφαλοδοκοί.....	16
1.3.5 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	16
1.3.6 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	19
1.3.7 Μετωπικοί Στύλοι.....	20
1.3.8 Φύλλα Επικάλυψης.....	22
1.4 Σύμμικτος Ημιώροφος Γραφείων.....	24
1.4.1 Γενικά.....	24
1.4.2 Σύμμικτη Πλάκα.....	24
1.4.3 Σύμμικτες Δοκοί.....	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	28
2.1 Παρουσίαση προγράμματος Etabs.....	28
2.2 Προσομοίωση φέροντος οργανισμού στο Etabs.....	30
2.3 Στατικό Σύστημα.....	31
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	32
3.1 Γενικά περί φορτίων.....	32
3.2 Μόνιμες Δράσεις.....	32
3.3 Μεταβλητές Δράσεις.....	32
3.3.1 Ωφέλιμα Φορτία.....	32
3.3.1.1 Κινητό φορτίο στέγης.....	33
3.3.1.2 Κινητό φορτίο δαπέδου στον ημιώροφο.....	33
3.3.2 Φορτία Χιονιού.....	34
3.3.3. Φορτία Ανέμου.....	38
3.3.3.1 Βασικά Μεγέθη.....	38
3.3.3.2 Πιέσεις Ανέμου στο κτίριο.....	43
3.3.4 Θερμοκρασιακή Μεταβολή (T).....	63
3.3.5. Σεισμική Δράση.....	63
3.3.5.1 Γενικά.....	63
3.3.5.2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους.....	66
3.3.5.3 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου.....	68
3.3.5.4 Συντελεστής συμπεριφοράς q.....	68
3.3.5.5 Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης.....	71
3.3.5.6 Κατάταξη εδαφών.....	72
3.3.5.7 Συντελεστής θεμελίωσης.....	73

3.3.5.8. Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης.....	73
3.3.5.9. Σεισμική φόρτιση μεταλλικού κτιρίου.....	74
3.3.5.10. Ιδιομορφές φορέα.....	76
3.4. Συνδυασμοί Δράσεων.....	78
3.4.1. Οριακές Καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.....	78
3.4.1.1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ultimate Limit State).....	79
3.4.1.2. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability Limit State).....	80
3.4.2. Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου.....	80

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ.....85

4.1. Γενικά.....	85
4.2. Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3.....	86
4.2.1. Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS).....	86
4.2.1.1. Αντοχές διατομών.....	86
4.2.1.2. Αντοχές Μελών.....	90
4.2.2. Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS).....	93
4.3. Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου.....	95
4.3.1. Ζυγώματα Πλαισίων.....	95
4.3.2. Περιμετρικά Υποστυλώματα Πλαισίων.....	96
4.3.3. Εσωτερικά Υποστυλώματα Πλαισίων.....	96
4.3.4. Υποστυλώματα Ημιωρόφου.....	97
4.3.5. Μετωπικοί Στύλοι.....	97
4.3.6. Ελκυστήρες.....	98
4.3.7. Αναρτήρες.....	98
4.3.8. Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι.....	99
4.3.9. Οριζόντιοι σύνδεσμοι εσωτερικού φατνώματος.....	99
4.3.10. Οριζόντιοι σύνδεσμοι 2 εξωτερικών φατνωμάτων.....	100
4.3.11. Κεφαλοδοκοί.....	100
4.3.12. Τεγίδες-Μηκίδες.....	101
4.4. Διαστασιολόγηση σύμμικτου ημιωρόφου κτιρίου.....	103
4.4.1. Σύμμικτη Πλάκα.....	103
4.4.1.1. Αντοχές σύμμικτης πλάκας.....	103
4.4.1.2. Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στην παρούσα εργασία.....	105
4.4.2. Σύμμικτες Δοκοί.....	109
4.4.2.1. Αντοχές σύμμικτης δοκού.....	109
4.4.2.2. Έλεγχος σύμμικτων δοκών στην παρούσα εργασία.....	110
4.4.2.3. Διατμητική σύνδεση.....	112
4.5. Έλεγχος Βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	115
4.5.1. Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης.....	115
4.5.2. Έλεγχος σε οριζόντια μετατόπιση.....	116
4.6. Κανονισμοί ΕΑΚ.....	116
4.6.1. Έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση.....	116
4.6.2. Έλεγχος επιρροών 2ας Τάξεως.....	118
4.6.3. Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	119

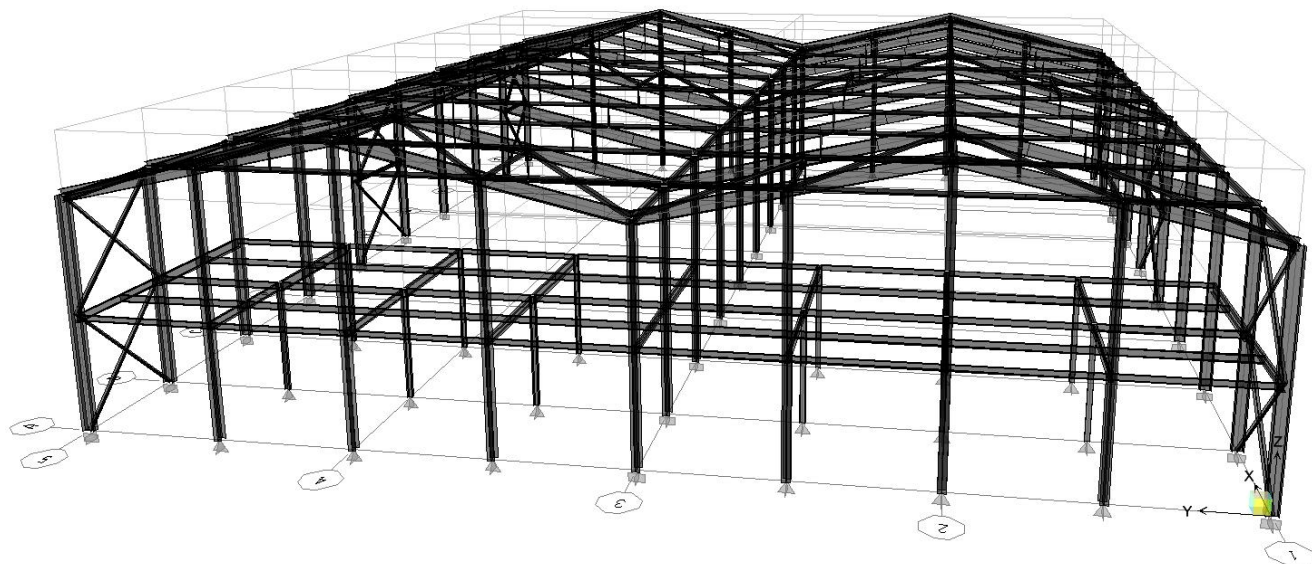
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	122
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	123

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

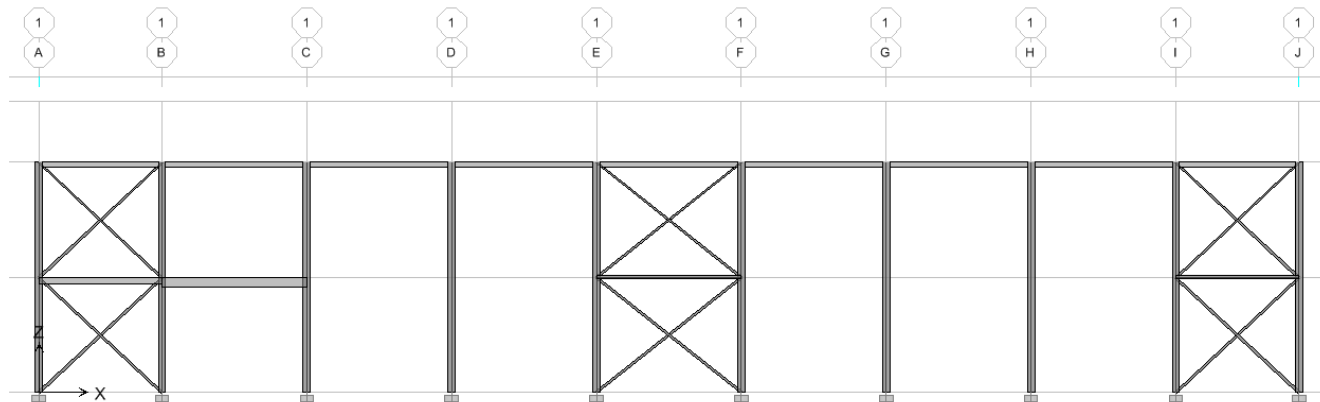
1.1 Σύντομη περιγραφή του έργου

Τα βιομηχανικά υπόστεγα χρησιμοποιούνται για την παραγωγή και την αποθήκευση προϊόντων καθώς και ως αποθηκευτικοί χώροι οχημάτων και μηχανημάτων. Οι περισσότερες σύγχρονες βιομηχανικές μονάδες με μεγάλες απαιτήσεις αποθηκευτικών χώρων αλλά και χώρων παρασκευής στεγάζουν τις εγκαταστάσεις τους σε τέτοιας μορφής υπόστεγα. Ένας φορέας από χάλυβα θα δώσει τη δυνατότητα δημιουργίας χώρων μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς να παρεμβάλλονται υποστυλώματα.

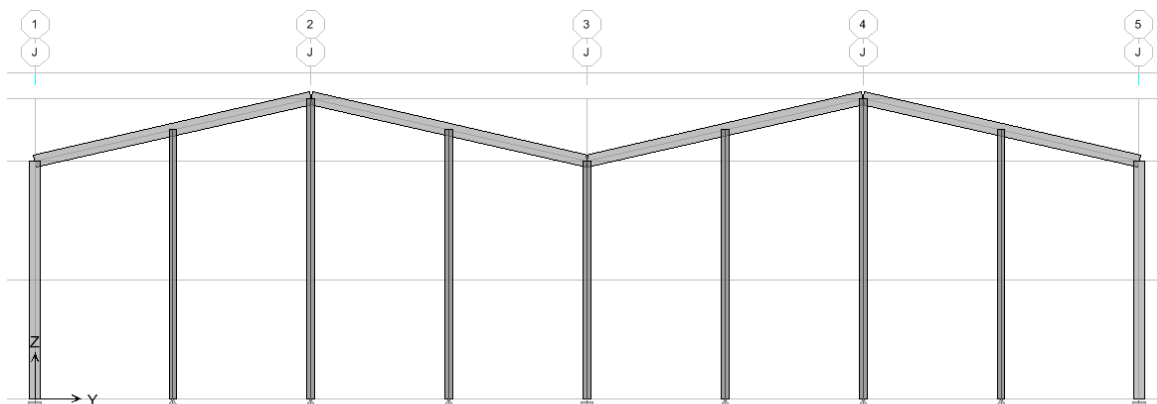
- Η κατασκευή στεγάζει συνολική επιφάνεια 2296,7 m². Κατά τον άξονα X το συνολικό μήκος είναι 52,20m και κατά τον άξονα Y είναι 44m.
- Ο σκελετός της κατασκευής αποτελείται από δέκα πανομοιότυπα διπλά πλαίσια ανοίγματος 22m το καθένα και διατεταγμένα σε απόσταση 6m το ένα από το άλλο, πλην των 2 ακραίων πλαισίων, τα οποία απέχουν 5.10m από τα διπλανά τους, έτσι ώστε να υλοποιηθεί η δοκός Gerber στις τεγίδες.
- Το ύψος του κτηρίου είναι 9,5m στο χαμηλότερο σημείο και 12m στο ψηλότερο σημείο. Η κλίση είναι 12,8° και στις 4 επιφάνειες στέγασης.
- Στο κτίριο υπάρχουν και δυο θύρες στο ανατολικό μέτωπο με διαστάσεις 4.5m × 4.0m.
- Η σύμμικτη πλάκα του ημιωρόφου αποτελείται από χαλυβδόφυλλα, έγχυτο σκυρόδεμα και σιδηροπλισμό. Το συνολικό της πάχος είναι h=14cm και η συνεργασία της με της μεταλλικές δοκούς επιτεύχθηκε με πλήρη διατμητική σύνδεση με διατμητικούς ήλους κεφαλής.
- Για την πλευρική εξασφάλιση του κτιρίου από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι όπως φαίνονται στις παρακάτω όψεις του κτιρίου:



Σχ.1.1 Τρισδιάστατη άποψη κτιρίου



Σχ.1.2 Νότια όψη κτιρίου



Σχ.1.3 Ανατολική όψη κτιρίου

1.2 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Ο δομικός χάλυβας είναι κράμα με βασικό συστατικό το σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως Άνθρακας(C), Μαγγάνιο(Mn), Πυρίτιο(Si), Νικέλιο(Ni), Χαλκός(Cu), Χρώμιο(Cr), Μολυβδαίνιο(Mo), Βαδάνιο(V), Ζιρκόνιο(Zr), Θείο(S), Φωσφόρος(P). Ορισμένα από αυτά είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, ολκιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, συγκολλησιμότητα κλπ). Μικρή μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,7%. Οι συνήθεις δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Τα τελευταία χρόνια ο δομικός χάλυβας έχει κυριαρχήσει στο χώρο των κατασκευών. Τα πρώτα κτίρια που κατασκευάστηκαν από δομικό χάλυβα ήταν κτίρια με βιομηχανική χρήση, όπως βιομηχανικές εγκαταστάσεις, στέγαστρα και αποθήκες. Η κατασκευή ενός κτιρίου από χάλυβα μας δίνει τη δυνατότητα δημιουργίας κτιρίων με μεγάλα ανοίγματα, χωρίς να υπάρχει ανάγκη από ενδιάμεσα υποστυλώματα. Με αυτό τον τρόπο μπορεί να δημιουργηθεί περισσότερος εκμεταλλεύσιμος χώρος, ο οποίος εξυπηρετεί κάθε είδους βιομηχανική δραστηριότητα. Επίσης ένα μεταλλικό κτίριο μπορεί ανά πάσα στιγμή να επεκταθεί γρήγορα και απλά, ως επίσης και να αποσυναρμολογηθεί και να μεταφερθεί. Τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου τρόπου κατασκευής σε συνδυασμό με την ποιότητα κατασκευής ώθησαν τους μελετητές και τους κατασκευαστές να εισαγάγουν το δομικό χάλυβα και σε κτίρια άλλων χρήσεων (γέφυρες, σήραγγες, ιστοί τηλεπικοινωνιών, πολυώροφα κτίρια, σιλό, σταθμοί διοδίων, βιομηχανικά ράφια, κατοικίες).

Πλεονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κτιρίων:

A) Ο χάλυβας έχει μικρό ίδιο βάρος και μεγάλη αντοχή, συνεπώς μειώνεται το μόνιμο φορτίο της κατασκευής, εξοικονομείται υλικό και χώρος, μειώνεται η αδρανειακή σεισμική δράση, και γίνεται πιο απλή θεμελίωση, ειδικά σε κακής ποιότητας εδάφη.

B) Μεγάλη ταχύτητα κατασκευής.

Γ) Υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου. Αυτό έχει θετικές συνέπειες και στην ποιότητα του.

Δ) Πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκριση σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα και στα μικρά αδρανειακά φορτία.

E) Μορφολογική ελευθερία και ευκολία επισκευής, τροποποίησης και ενίσχυσης της υπάρχουσας κατασκευής.

Στ) Ομοιογένεια υλικού. Ο δομικός χάλυβας έχει σταθερά χαρακτηριστικά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού, και έτσι εξασφαλίζεται η ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης και των ελέγχων αντοχής.

Z) Μονιμότητα υλικού (μπορεί να εξασφαλιστεί και απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής) λόγω αμετάβλητων χαρακτηριστικών στο χρόνο. Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλη συντήρηση.

Μειονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κτιρίων:

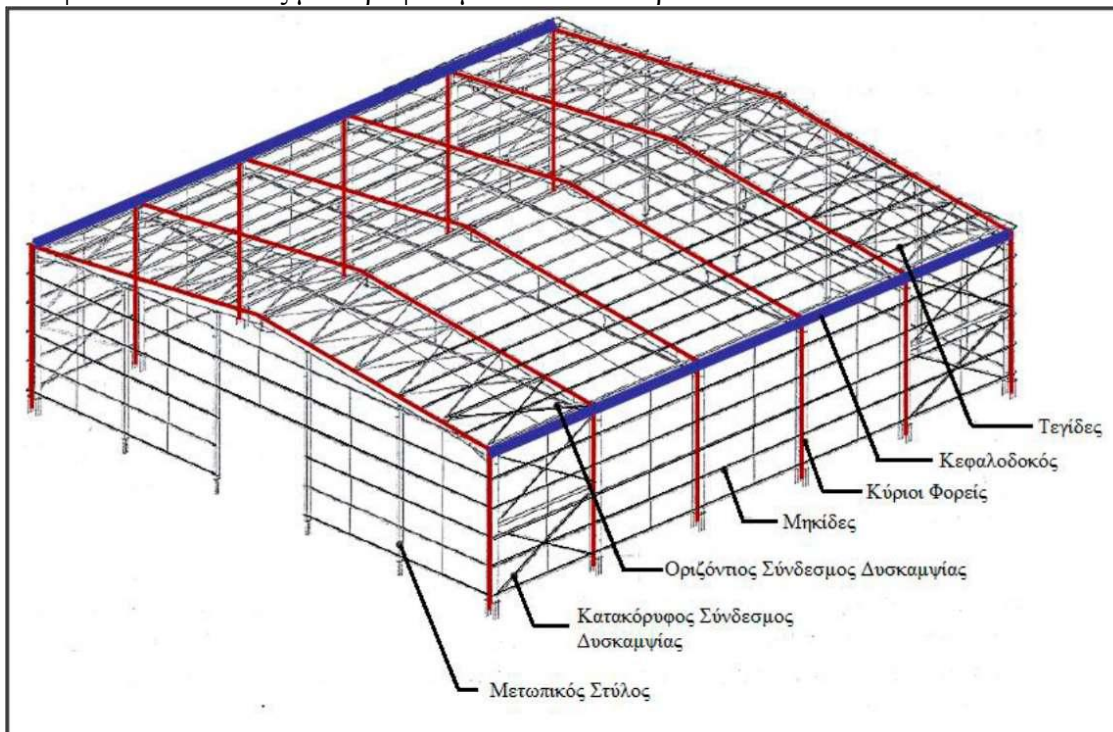
A) Κόστος πρώτης ύλης.

B) Αυξημένη ανάγκη προστασίας από διάβρωση και πυροπροστασίας.

Γ) Ανάγκη συντήρησης.

Δ) Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.

Πιο κάτω φαίνονται εικόνες μονώροφων μεταλλικών κτιρίων:



Σχ.1.4 Φέρων οργανισμός μεταλλικού υποστέγου



Σχ.1.5



Σχ.1.6

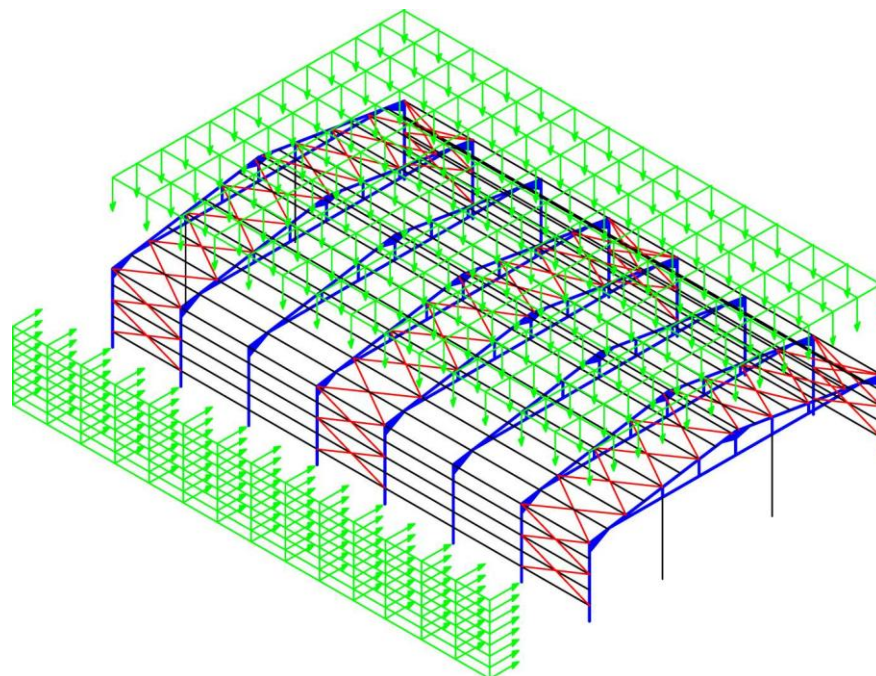


Σχ.1.7

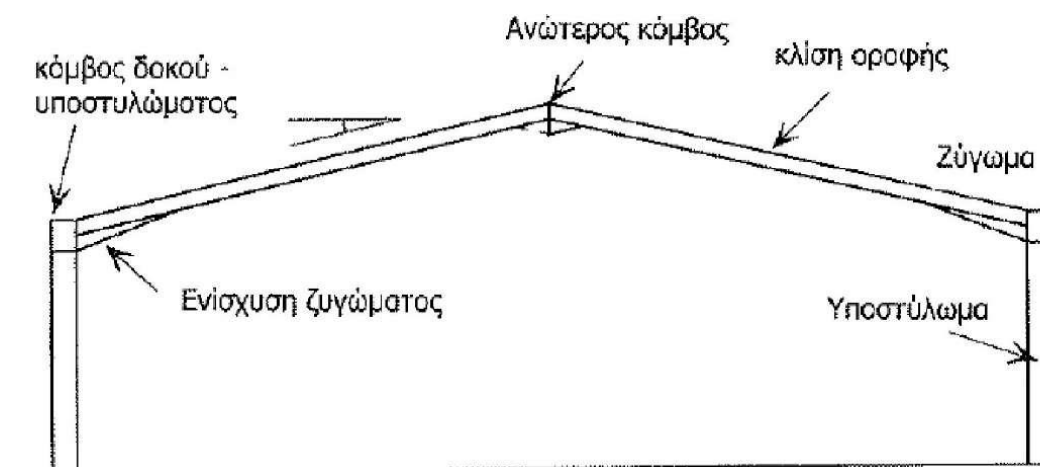
1.3 ΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΤΥΠΙΚΟΥ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

1.3.1 Κύριοι Φορείς - Πλαίσια

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων μέσα στο επίπεδο τους (Σχήμα 1.1). Παραλαμβάνουν κυρίως φορτία χιονιού, ανέμου και σεισμικές δυνάμεις. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των κύριων φορτίων της κατασκευής, τα οποία και μεταβιβάζουν μέσω της θεμελίωσης τους στο έδαφος.



Σχ.1.8 Φορτίσεις κύριων φορέων (πλαισίων)



Σχ.1.9 Διάταξη Πλαισίου

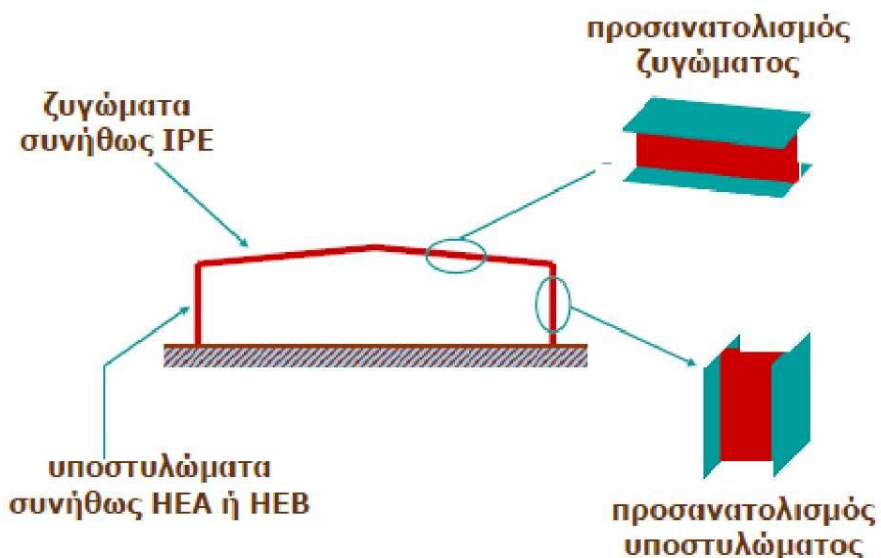
Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι:

- ❖ Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- ❖ Δικτυωτά

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζύγωμα το οποίο συνήθως είναι δίριχτο με κλίση περίπου 10° , ώστε να παραλαμβάνει και τα κατακόρυφα φορτία και με αξονική, όχι μόνο με καμπτική δράση. Τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για το λόγο αυτό, για τα μέλη των κύριων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταν, αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της, τόσο καλύτερα συμπεριφέρεται σε κάμψη, γιατί το

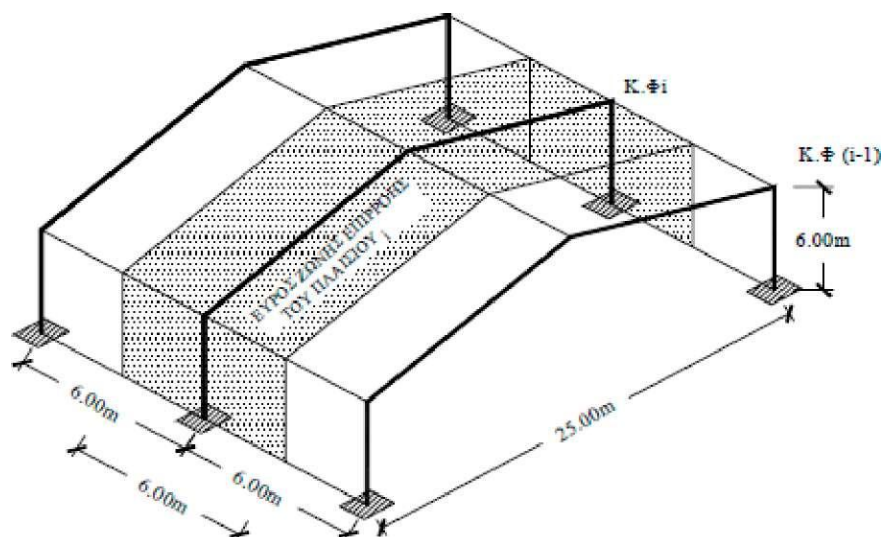
Περατικός Ανδρέας

υλικό συγκεντρώνεται σε θέσεις αυξημένων τάσεων. Έτσι μεγαλώνει η ροπή αδράνειας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας, και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται συνήθως από υψίκορμες διατομές όπως IPE και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες διατομές όπως HEA ή HEB. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών των κύριων φορέων τοποθετούνται έτσι ώστε κατά τη δράση μεγάλων φορτίων κατά μια ορισμένη διεύθυνση να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονες, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.10.



Σχ.1.10 Προσανατολισμός διατομών διπλού ταν επιπέδων πλαισίων

Όπως ειπώθηκε και πριν, οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρώντων φορτίων στην κατασκευή, (άνεμος, χιόνι, σεισμός και το ίδιο βάρος επικάλυψης, τειγίδων, μηκίδων και του εαυτού τους). Όλα αυτά τα μεταβιβάζουν στα θεμέλια τους, και από εκεί στο έδαφος. Ο τρόπος που αυτοί μορφώνονται (όλοι στην ίδια ευθεία και ισαπέχοντες) επιτρέπει να θεωρηθεί πως το ιδεατό εμβαδό με το οποίο συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής, είναι αυτό που φαίνεται στο Σχ. 1.11. Το εμβαδόν αυτό προκύπτει από τις ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δύο διαδοχικών πλαισίων, ενώ η πράξη έχει δείξει πως το σφάλμα αυτής της θεώρησης είναι πολύ μικρό σε σχέση με την επιθυμητή ακρίβεια.



Σχ. 1.11 Ζώνη επιρροής τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου

Η θεμελίωση του πλαισίου μπορεί να είναι άρθρωση ή πάκτωση. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο σε σύγκριση προς το αντίστοιχο του αμφιαρθρωτό, έχει συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου, αλλά παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα, όσο και υπό τα οριζόντια φορτία, γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στη οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.



Σχήμα 1.12 Επιλέγεται η δεύτερη περίπτωση. Δηλαδή ανακούφιση ανωδομής και επιβάρυνση θεμελίωσης

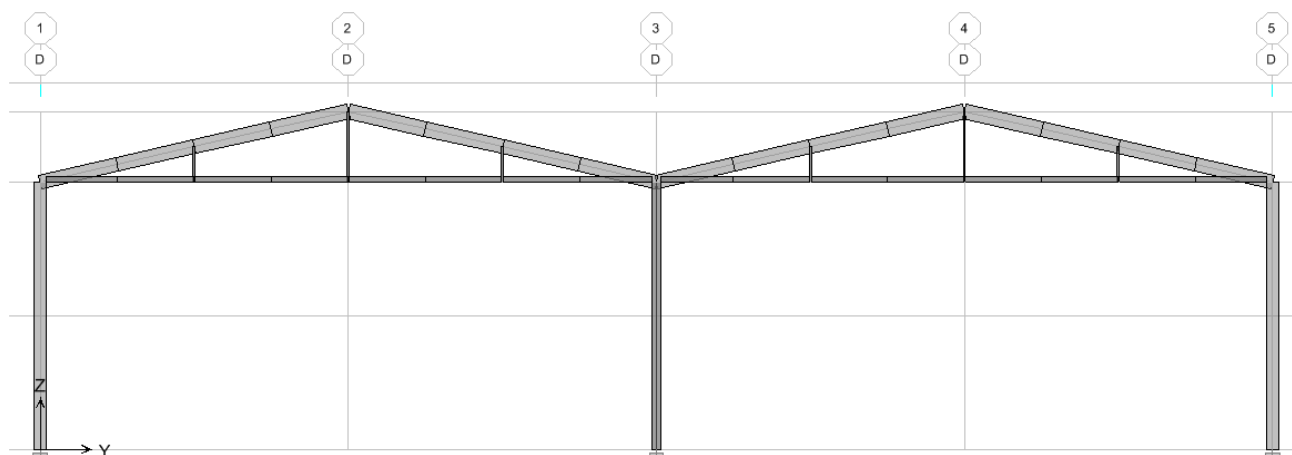
Στην κατασκευή οι τρεις στηρίξεις κάθε διπλού πλαισίου υλοποιήθηκαν ως πακτώσεις. Τα 3 υποστυλώματα αποτελούνται από ολόσωμη, ενιαία διατομή διπλού ταυ σε όλο το ύψος. Η στέγη του κτιρίου είναι διπλή δικλινής με απλά ζυγώματα και πάνω σε αυτά στηρίζονται τεγίδες και συστήματα δυσκαμψίας.

Κατά τη μελέτη του κτιρίου διαπιστώθηκε ότι τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται από μεγάλες καμπτικές ροπές.

Για να μειωθούν οι καμπτικές ροπές από τα κατακόρυφα φορτία, όπως και οι πλευρικές ωθήσεις αποφασίστηκε η τοποθέτηση ελκυστήρων στη στάθμη των κόμβων συμβολής ζυγμάτων υποστυλωμάτων (Σχήμα). Οι ελκυστήρες προφανώς λειτουργούν μόνον εφ' όσον εφελκύνονται. Εισάγουν σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις στα ζυγώματα, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις ζυγμάτων μικρής κλίσης. Οι ελκυστήρες αναρτώνται στο ζύγωμα μέσω μικρών διατομών L60x6, οι οποίοι ονομάζονται αναρτήρες. Οι ελκυστήρες είναι διατομής διπλών γωνιακών 2Lx180x18.

Στο μεταλλικό κτίριο οι κύριοι φορείς υλοποιούνται με ζυγώματα διατομής IPE500 και υποστυλώματα διατομής HEB450.

Στο σχήμα φαίνεται η όψη ενός κύριου φορέα.

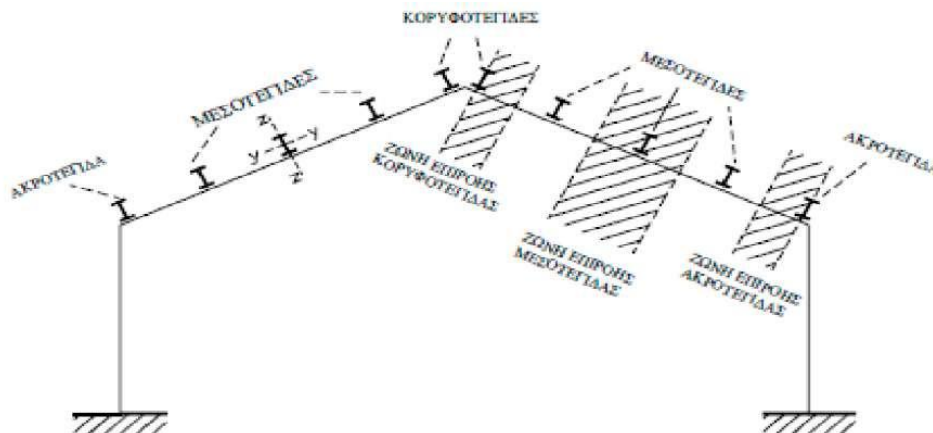


Σχήμα 1.13 Όψη πλαισίου κτιρίου

1.3.2 ΤΕΓΙΔΕΣ

1.3.2.1 Γενικά

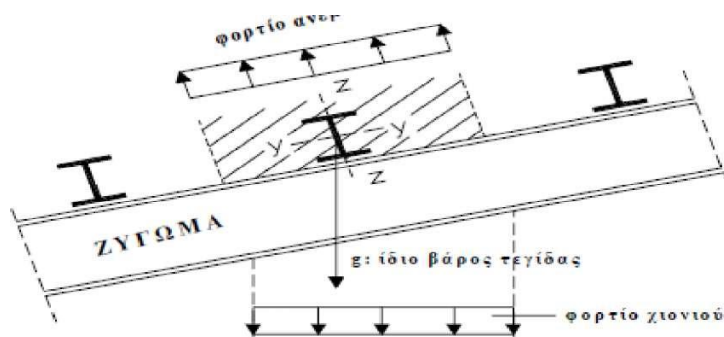
Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση (φορτία χιονιού, ανεμοπίεση, βάρος φύλλων επικάλυψης, ωφέλιμο φορτίο). Οι τεγίδες διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους (Σχήμα 1.1), συνήθως ανά 2 έως 3.5m



Σχ.1.14 Ζώνη επιρροής τεγίδων

Στο παρόν κτίριο επιλέγεται απόσταση 2.75m.

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη. Συνήθως υλοποιούνται από ελατές διατομές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, και συνήθεστερα ΙΡΕ. Χρησιμοποιούνται επίσης και διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους 2 άξονες είναι έντονη χρησιμοποιούνται πλατύπελμα I, συνήθως ΗΕΑ. Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμιων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές ΗΕΒ.



Σχ. 1.15 Διευθύνσεις φορτίων τεγίδας

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί (π.χ. συνεχείς δοκοί 2 ανοιγμάτων). Επίσης αρκετά συνηθισμένες είναι οι τεγίδες τύπου Gerber.

- ❖ Τα αμφιέριστα στοιχεία είναι πιο εύκολα στη σύνδεση και στην ανέγερση, όμως υπό το ίδιο φορτίο, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, παρουσιάζουν μεγαλύτερες καμπτικές ροπές και μεγαλύτερες παραμορφώσεις, δηλαδή χρειάζονται μεγαλύτερες διατομές.

- ❖ Τεγίδες συνεχείς επί 2 διαδοχικών ανοιγμάτων έχουν την ίδια μέγιστη καμπτική ροπή με τα αμφιαρθρωτά στοιχεία, όμως παρουσιάζουν μικρότερες παραμορφώσεις.
- ❖ Τεγίδες τύπου Gerber είναι συνεχείς τεγίδες με ενδιάμεσες αρθρώσεις.

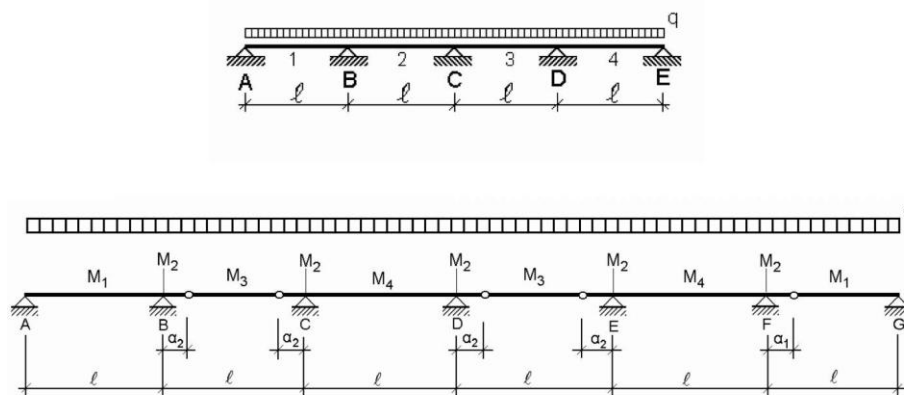
1.3.2.2 Τεγίδα τύπου Gerber στο παρών βιομηχανικό κτίριο

Στο υπό μελέτη κτίριο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποφασίζεται τοποθέτηση τεγίδων τύπου Gerber λόγω του ότι παρουσιάζουν πολύ μικρότερη καμπτική ροπή, και λιγότερες αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις. Όμως, η δοκός Gerber ως ισοστατικός φορέας έχει το μειονέκτημα ότι σε περίπτωση αστοχίας της τεγίδας σε ένα άνοιγμα της ή σε μια άρθρωση, προκαλείται, συνήθως, αστοχία της τεγίδας σε ολόκληρο το μήκος της.

Μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή:

- Αμφιέρειστη Τεγίδα : $\max M = q \cdot l^2/8$ στο άνοιγμα
- Συνεχής Τεγίδα 2 ανοιγμάτων : $\max M = q \cdot l^2/8$ στη στήριξη
- Τεγίδα Gerber : $\max M = q \cdot l^2/16$ στο άνοιγμα και στη στήριξη

Κατά μήκος των τεγίδων διαμορφώνονται τόσες αρθρώσεις ώστε η δοκός να είναι ισοστατική. Συγκεκριμένα ο αριθμός των αρθρώσεων είναι ίσος προς τον αριθμό ανοιγμάτων μείον ένα. Δεν τοποθετούμε αρθρώσεις στα φατνώματα στα οποία προβλέπονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όταν οι τεγίδες αποτελούν στοιχεία του συνδέσμου αυτού ή συνδέονται με διαγώνιες ράβδους του. Αυτό γίνεται για να μην παρεμποδίζεται η λειτουργία των αρθρώσεων και για να είναι σταθερός ο σύνδεσμος. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαίο να τοποθετούνται 2 αρθρώσεις σε ορισμένα ανοίγματα.

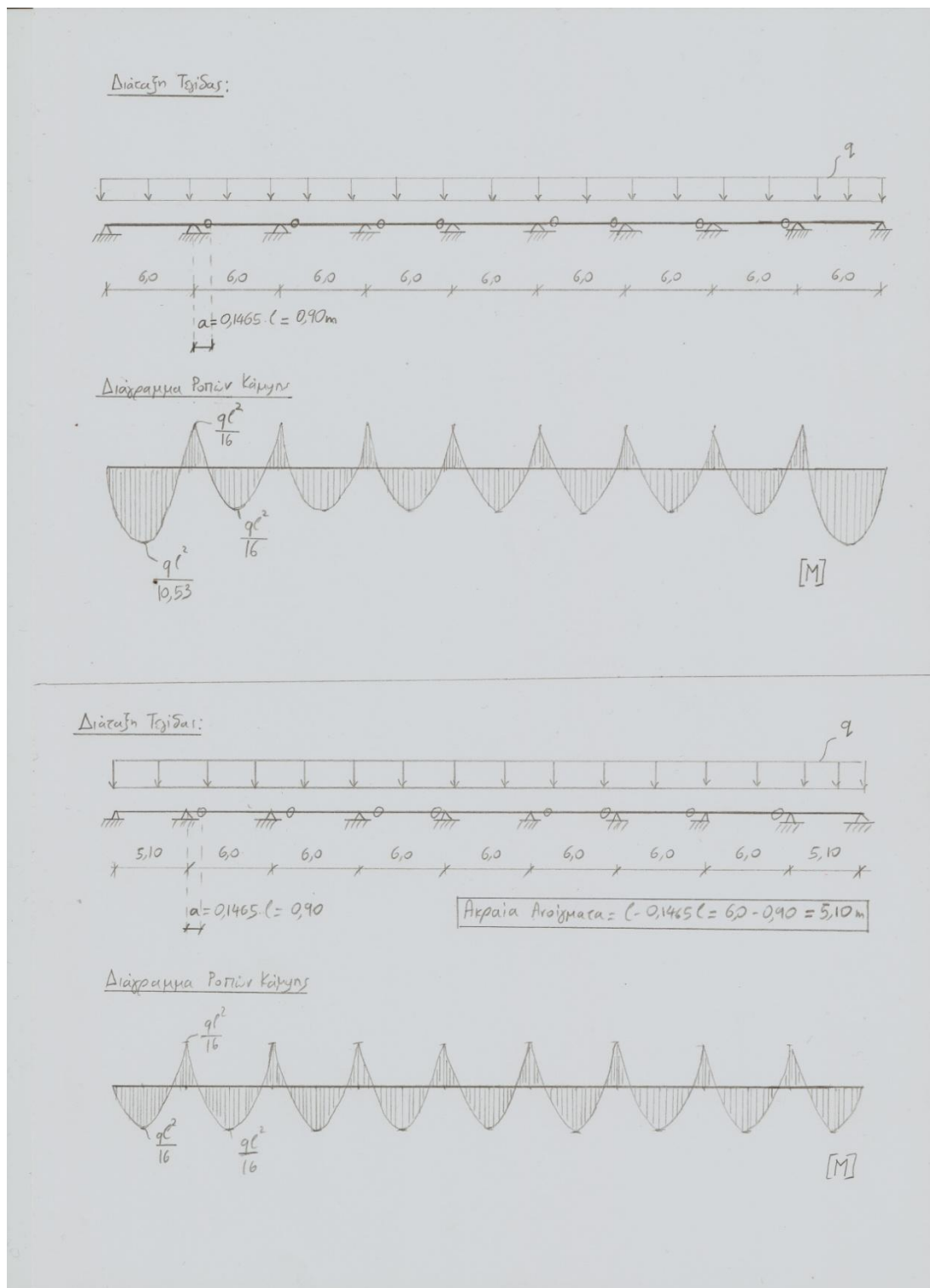


Σχ.1.16 Συνήθης διάταξη τύπου Gerber

Με κατάλληλη επιλογή των θέσεων των αρθρώσεων εξασφαλίστηκε η βέλτιστη κατανομή των καμπτικών ροπών περί τον κύριο άξονα αδράνειας της διατομής, δηλαδή ίσες ροπές ανοιγμάτων και στηρίξεων.

Συγκεκριμένα σε τεγίδες επί ίσων ανοιγμάτων, επιλέγοντας ως απόσταση a των αρθρώσεων από τις στηρίξεις ίση προς $a=0,1465 \times l$ προκύπτει καμπτική ροπή ίση προς $ql^2/16$ για όλα τα ενδιάμεσα ανοίγματα και στηρίξεις (όπου q το γραμμικό φορτίο που προκαλεί κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας).

Μεγαλύτερη ροπή αναπτύσσεται μόνο στα 2 ακραία ανοίγματα, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.17 στην αρχική διάταξη αρθρώσεων της τεγίδας. Η ροπή αυτή αντί $ql^2/16$ είναι $ql^2/10,53$.



Σχ.1.17 Αρχική και τελική διάταξη τεγίδων Gerber στο κτίριο

$$\alpha = 0,1465 \times 1 = 0,1465 \times 6,0 = 0,879\text{m. Επιλέγω } \alpha = 0,90\text{m}$$

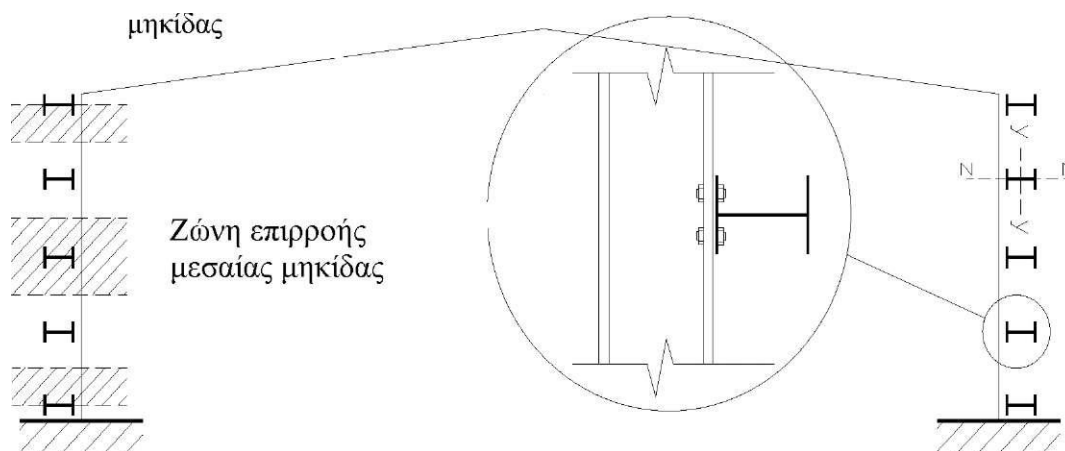
Εάν τα δυο ακραία ανοίγματα έχουν μικρότερο μήκος, και συγκεκριμένα μήκος $l = 6,0 - 0,1465 \times 6,0 = 5,12\text{m}$, τότε έχω μέγιστη ροπή $ql^2/16$ άρα θα έχω ενιαία διατομή στην τεγίδα. Επιλέγω μήκος 5,10 για τα 2 ακραία ανοίγματα. Άρα το ολικό μήκος του κτιρίου θα είναι $2 \times 5,10\text{m} + 7 \times 6\text{m} = 52,20\text{m}$.

Η τελική διάταξη της τεγίδας φαίνεται στο σχήμα 1.17
Οι τεγίδες έχουν διατομή IPE160.

1.3.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται ανά αποστάσεις σε όλες τις όψεις του κτιρίου, και γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Οι μηκίδες συνήθως κατασκευάζονται κατά τρόπο παρόμοιο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν και την ίδια διατομή. Κύρια φόρτιση των μηκίδων είναι είναι η ανεμοπίεση.

Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέρειστα, για τα οριζόντια φορτία στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Το κάτω πέλμα τους εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών των υποστυλωμάτων, επιτυγχάνοντας έτσι την ενεργοποίηση και των δυο κύριων αξόνων αδράνειας τους. Πιο συγκεκριμένα ο ισχυρός άξονας των μηκίδων παραλαμβάνει τον άνεμο, ενώ ο ασθενής άξονας παραλαμβάνει τα ίδια βάρη της πλαγιοκάλυψης και το ίδιο βάρος της μηκίδας, τα οποία μεταβιβάζει στα υποστυλώματα των κύριων φορέων.



Σχ.1.18 Ζώνες επιρροής μηκίδων

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στους στύλους διακρίνονται σε:

- α) Ακραίες μηκίδες: πρόκειται για αυτές που βρίσκονται στο ύψος της ένωσης στύλων-ζυγώματος και αυτές που βρίσκονται χαμηλά και συνδέουν τον πόδα του κάθε στύλου.
- β) Ενδιάμεσες μηκίδες που βρίσκονται σε όλα τα υπόλοιπα ενδιάμεσα ύψη.

Για την παρούσα μελέτη αποφασίζονται αμφιέριστες μηκίδες ανά $9,5\text{m}/6=1.58\text{m}$. Για τις μηκίδες αποφασίστηκε διατομή IPE160 όπως και οι τεγίδες.

1.3.4 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία, που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και διατρέχουν όλο το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και οι υπόλοιπες οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης.

Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Επίσης η σύνδεση, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετημένου υποστυλώματος με το προηγούμενο του, μέσω κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά. Οι κεφαλοδοκοί είναι διατομής HEA240.

1.3.5 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

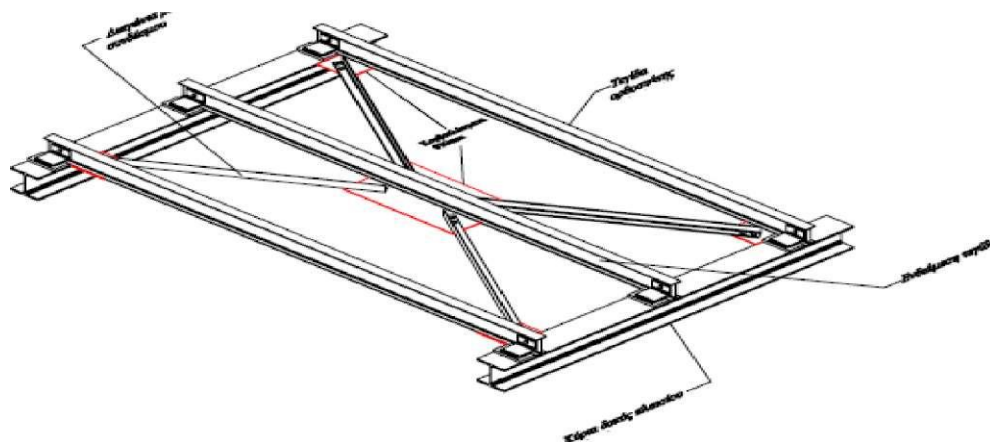
Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί φορείς, που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες, και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους (σχήμα 1.19).

Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης κάθετα προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι αυτοί παρακολουθούν την κλίση των ζυγμάτων των κύριων φορέων, και δεν είναι επίπεδοι φορείς, αν και συνήθως αντιμετωπίζονται ως τέτοιοι.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

- Μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
- Μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων.

- Διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο ακυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
- Συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.



Σχ. 1.19 Ζυγώματα, τεγίδες και σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα- γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους σύνδεσμους δυσκαμψίας στέγης.

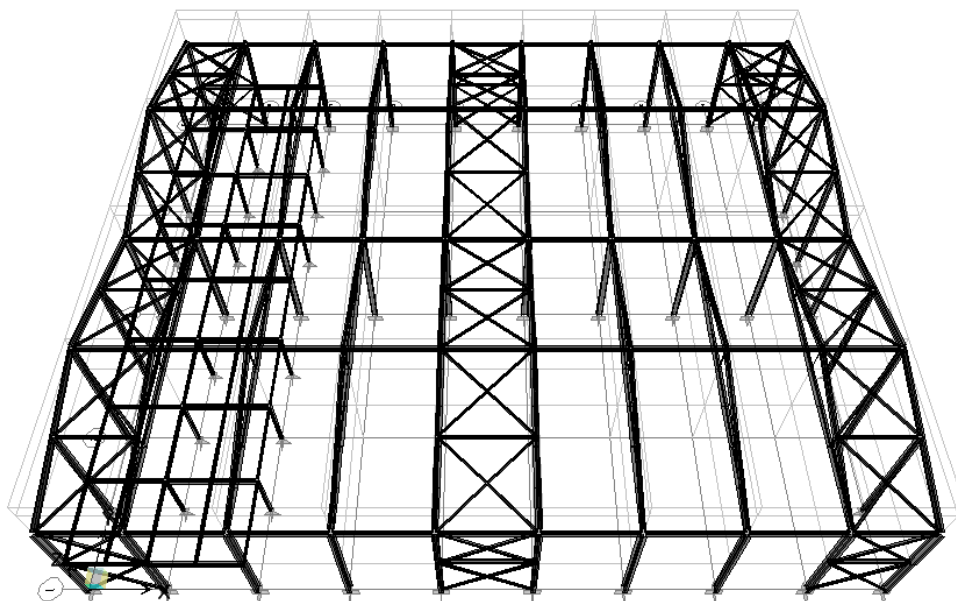
Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται, και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία, γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η επικάλυψη στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριους φορείς. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της, αλλά παράλληλες με αυτή.

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται αναγκαστικά στα δύο ακραία φάτνωμα του κτιρίου, για να παραλάβουν τα εφελκυστικά ή θλιπτικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φάτνωμα του υποστέγου, κρίνεται απαραίτητη σε μεγάλου μήκους κτίρια. Τότε είναι δυνατόν να μορφωθεί ένας επιπλέον σύνδεσμος δυσκαμψίας στο μεσαίο φάτνωμα, ή και δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά προτίμηση συμμετρικά από το μεσαίο φάτνωμα.

Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνεται με βάση τις διαγωνίους των ακραίων

φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά. Επίσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν και κοίλες κυκλικές διατομές, χωρίς όμως να εξασφαλίζεται οικονομικό αποτέλεσμα, λόγω της δυσχερέστερης διαμόρφωσης των συνδέσεων.

Στο υπό μελέτη κτίριο τοποθετήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα ακραία φατνώματα και στο μεσαίο φάτνωμα, όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.20.



Σχ. 1.20 Τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας στο κτίριο. Τοποθετούνται στα ακραία και στο μεσαίο φάτνωμα

Για τους οριζόντιους σύνδεσμους δυσκαμψίας του εσωτερικού φατνώματος αποφασίσθηκε κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO140x14x16.

Για τους οριζόντιους σύνδεσμους δυσκαμψίας των εξωτερικών φατνωμάτων αποφασίσθηκε κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO140x14x10.

1.3.6 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ορθοστάτες είναι οι μηκίδες και οι κεφαλοδοκοί, και συμπληρώνονται με πρόσθετα διαγώνια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.

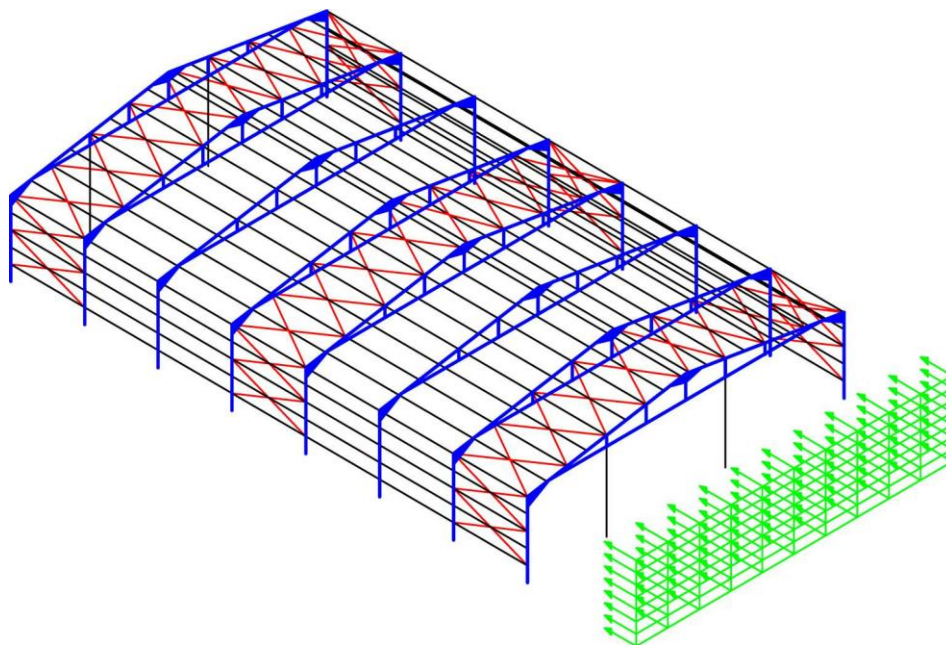
Οι κύριες λειτουργίες των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- ❖ Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- ❖ Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
- ❖ Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της.

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι ακόμα και για τις μηκίδες αλλά και για τους στύλους των κύριων φορέων –μέλη για τα οποία δεχθήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα- γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται, και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία, γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η πλευρική επικάλυψη είναι τοποθετημένη πάνω στις μηκίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται στα έξω πέλματα των στύλων των κύριων φορέων. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της, αλλά παράλληλες με αυτή από τη μέσα πλευρά.

Στο υπό μελέτη κτίριο θα τοποθετηθούν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα ίδια φατνώματα που τοποθετήθηκαν και οριζόντιοι σύνδεσμοι. Αποφασίστηκε και διατομή 2L90x12, δηλαδή σύνδεση δυο γωνιακών τύπου L.

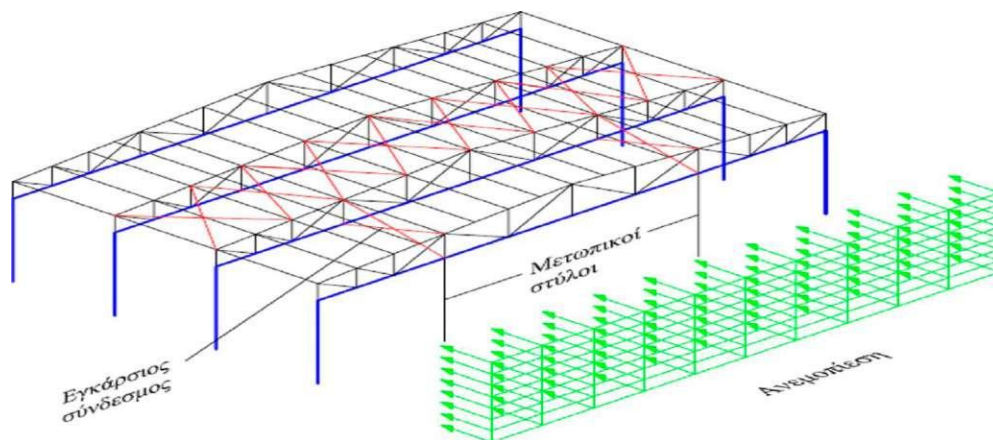


Σχ.1.21 Φορτία που παραλαμβάνονται με λειτουργία δικτυώματος

1.3.7 Μετωπικοί Στύλοι

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά αυτά υποστυλώματα είναι η ανεμοπίεση.

Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν. Η θέση των μετωπικών στύλων επιλέγεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου. Η θέση, τέλος, καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα φύλλα πλευρικής επένδυσης μπορεί να τοποθετούνται απ' ευθείας επί των μετωπικών στύλων (με οριζόντιες τις νευρώσεις των φύλλων), χωρίς την παρεμβολή μηκίδων, οπότε οι αποστάσεις μεταξύ των μετωπικών στύλων πρέπει να προσαρμόζονται στη φέρουσα ικανότητα των φύλλων.



Σχ.1.22 Φορτία ανέμου που παραλαμβάνονται από τους μετωπικούς στύλους

Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα Ι με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Επίσης συχνά χρησιμοποιούνται και πλατύπελμες διατομές.

Το μετωπικό υποστυλώμα μπορεί να είναι πακτωμένο ή αρθρωτό στη βάση του. Είναι επιθυμητή κατ' αρχήν μια απλή αρθρωτή έδραση που διαμορφώνεται με δύο αγκύρια εκατέρωθεν του κορμού, η οποία είναι κατασκευαστικά απλή και δεν επιβαρύνει με ροπή το θεμέλιο έδρασης. Η κεφαλή του μετωπικού στύλου στηρίζεται άνω στους κύριους φορείς συνήθως με απλή σύνδεση, οπότε η ανεμοπίεση που του αντιστοιχεί κατανέμεται κατά το ένα ήμισυ απ' ευθείας στη θεμελίωση (οριζόντια δύναμη) και κατά το άλλο (με την υπόθεση σταθερής τιμής της ανεμοπίεσης καθ' ύψος του στύλου), μέσω της στήριξης στον κύριο φορέα, στο οριζόντιο αντιανέμιο σύστημα, άμεσα μεν εάν έχει τοποθετηθεί σε εσωτερικό φάτνωμα. Τα μετωπικά υποστυλώματα είναι δυνατόν να τοποθετούνται στον άξονα των ακραίων πλαισίων ή έξω από τον άξονα αυτόν.

Στην κατασκευή που σχεδιάζεται θα τοποθετηθούν μετωπικοί στύλοι στο πρώτο και στο τελευταίο πλαίσιο. Οι στύλοι θα είναι συνδεδεμένοι αρθρωτά από τη βάση απευθείας με το ζύγωμα του πλαισίου. Θα τοποθετηθούν σε θέσεις στις οποίες υπάρχουν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας, δηλαδή ανά απόσταση 5,50 m περίπου. Στη σύνδεση με το ζύγωμα, δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή ώστε οι μετωπικοί στύλοι να μην παραλαμβάνουν αξονικό φορτίο, απελευθερώνοντας τον κατάλληλο βαθμό ελευθερίας στη σύνδεση των δυο διατομών (Assign Frame Releases/Axial Load). Επίσης στο ανατολικό μέτωπο θα κατασκευαστούν δύο θύρες για την είσοδο και την έξοδο φορτηγών οχημάτων στο κτίριο. Θα χρησιμοποιήσουμε διατομές HEA320 προσανατολισμένες έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλάβει την ανεμοπίεση.

1.3.8 Φύλλα Επικάλυψης

Το μεταλλικό κτίριο δε διακρίνεται μόνο από το χαλύβδινο φέροντα οργανισμό του, ο οποίος δεν είναι συχνά ορατός στο χρήστη. Για το πλατύ κοινό το κύριο χαρακτηριστικό των μεταλλικών κτιρίων είναι το εξωτερικό περίβλημα του κτιρίου, το οποίο πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα πολλές απαιτήσεις.

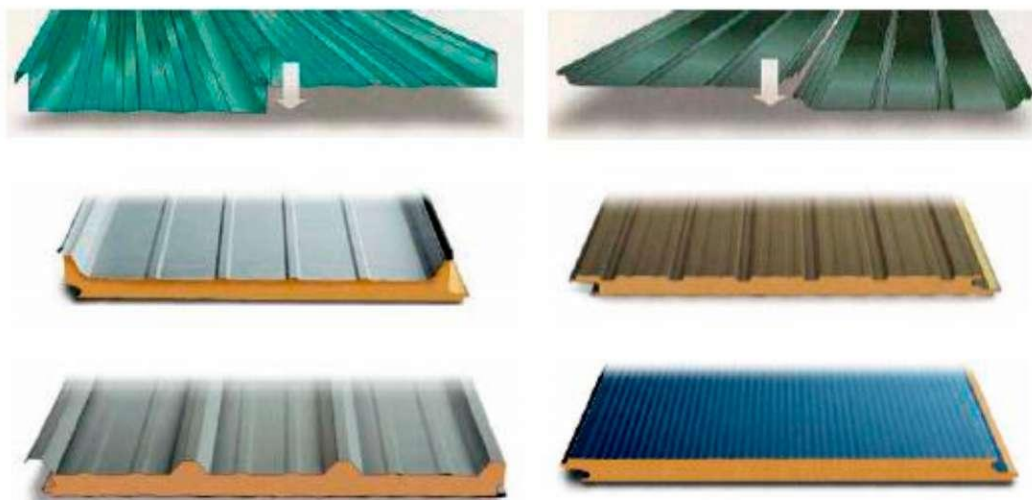
Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία.

Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

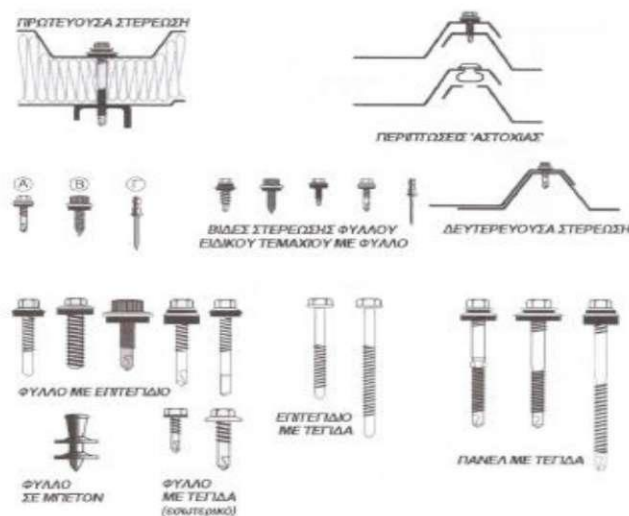
- Η «απλή» μορφή των φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.
- Τα θερμό-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολουρεθανίου (θερμό-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30 mm έως 80 mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στο Σχ. 1.23 χρησιμοποιούνται τόσο για επιστεγάσματα, όσο και για πλαγιοκαλύψεις. Το τι τύπος φύλλου επικάλυψης θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση και ηχομόνωση, που είναι συνάρτηση του μέρους στο οποίο κατασκευάζεται, αλλά και από τις απαιτήσεις και την οικονομική δυνατότητα του κύριου του έργου. Προφανώς τα συνθετότερα φύλλα επικάλυψης έχουν και το ανάλογο αυξημένο κόστος.



Σχ. 1.23 Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης και προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης

Η στήριξη τους στη φέρουσα κατασκευή γίνεται με κατάλληλες βίδες, οι οποίες καλύπτονται με αρμοκάλυπτρα.



Σχ. 1.24 Στήριξη φύλλων επικάλυψης με τεγίδα

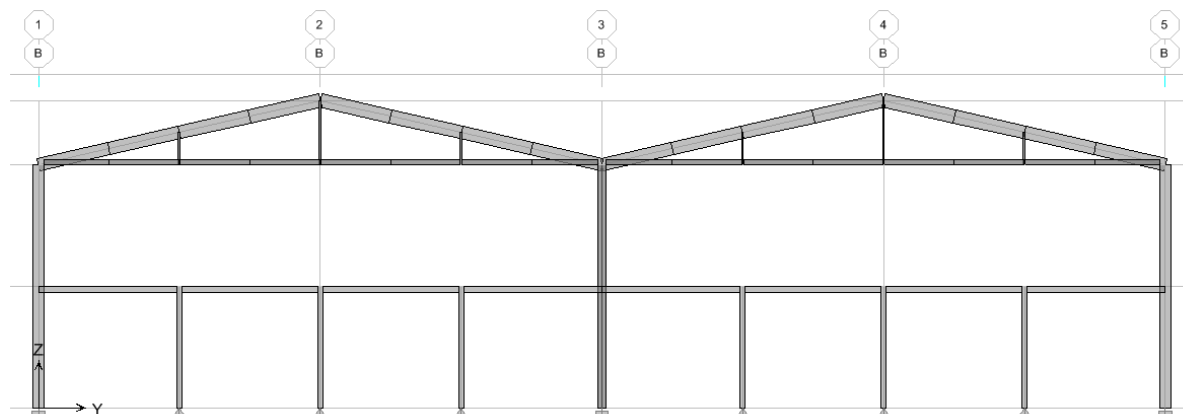
Ο συνηθέστερος τρόπος προσόψεων είναι με χρήση θερμομονωτικών πανέλλων σάντουιτς, σε διάφορες επιφανειακές διαμορφώσεις (επίπεδα, κυματοειδή, με νευρώσεις). Οι αυλακώσεις μπορεί να είναι κατακόρυφες ή οριζόντιες. Συνήθως όμως για τις προσόψεις προτιμώνται τα επίπεδα πανέλλα, τα οποία δε λερώνουν εύκολα.

Στο κτίριο της παρούσας εργασίας, θα χρησιμοποιηθούν πανέλλα τόσο για τα επιστεγάσματα όσο και για τις πλαγιοκαλύψεις με ίδιο βάρος 0,12 kN/m .

1.4 Σύμμικτος Ημιώροφος Γραφείων

1.4.1 Γενικά

Στο μεταλλικό κτίριο, στα 2 πρώτα φατνώματα (A-B, B-C) μορφώνεται ημιώροφος σε ύψος 4,5m, για τις ανάγκες του βιομηχανικού χώρου (Σχήμα.1.24). Πρόκειται για χώρο γραφείων. Υλοποιείται από σύμμικτη πλάκα, σύμμικτες δοκούς και χαλύβδινα υποστυλώματα.



Σχ. 1.25 Όψη πλαισίου Β - Εσωτερικός Ημιώροφος γραφείων

1.4.2 Σύμμικτη Πλάκα

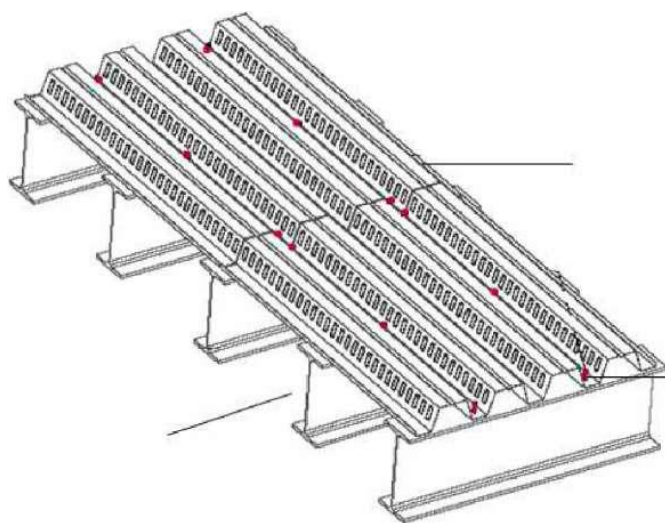
Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η σύμμικτη μέθοδος κατασκευής πλακών προέρχεται από τη Βόρειο Αμερική και τελευταία εφαρμόζεται όλο και περισσότερο στην Ευρώπη και στην Ελλάδα. Ειδικότερα η χρήση σύμμικτων πλακών έχει συμβάλει και στην αύξηση της χρήσης των μεταλλικών κατασκευών στα οικοδομικά έργα.

Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

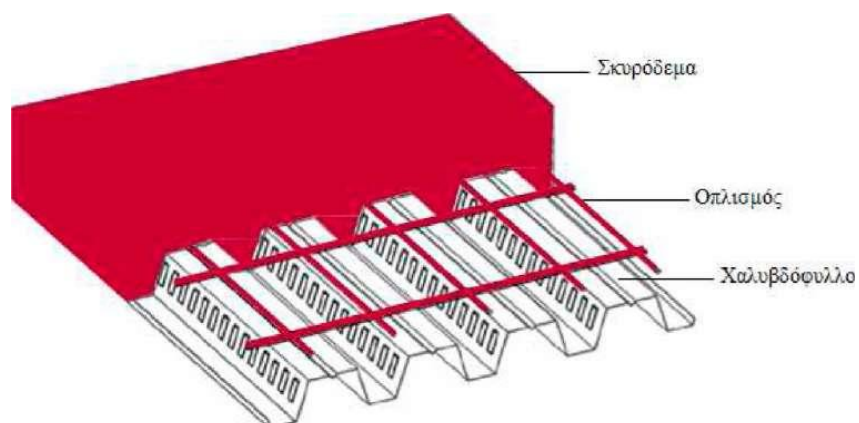
- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλότυπου.
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων.

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 (Σχήμα 1.26). 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 (Σχήμα 1.27) 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.



Σχ. 1.26 Τυπική διάταξη υποδομής της σύμμικτης πλάκας



Σχ. 1.27. Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αποφασίζεται η τοποθέτηση του χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 πάχους 1,25mm.

Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Το άνω πέλαμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που

αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως αμφιέριστα.

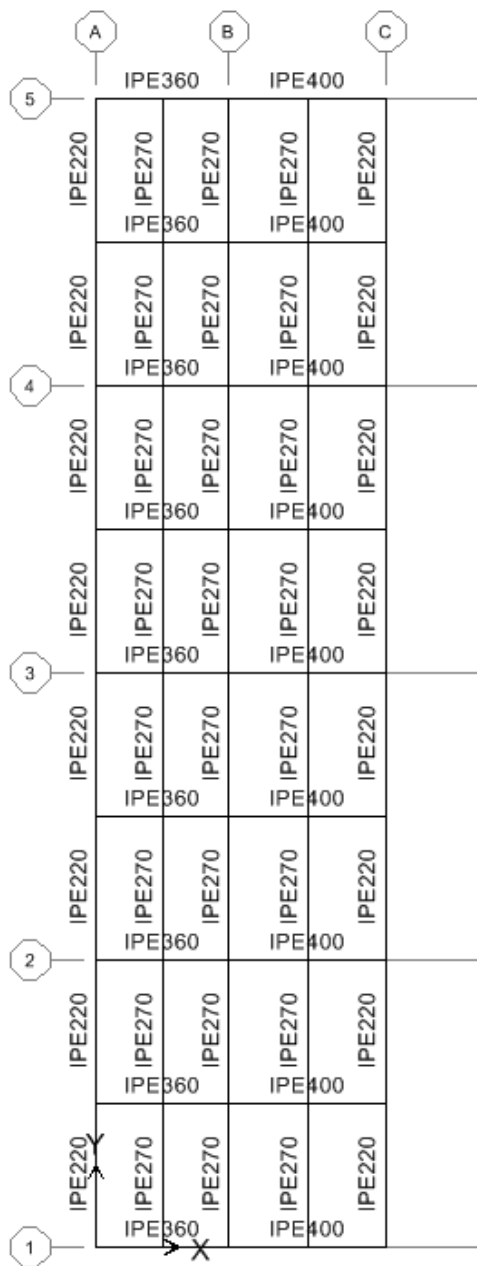
1.4.3 Σύμμικτες Δοκοί

Η σύμμικτη πλάκα στηρίζεται πάνω σε δοκούς, οι οποίες συνεργάζονται με αυτή μέσω των διατμητικών ύλων. Έχουμε κύριες και δευτερεύουσες σύμμικτες δοκούς. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα, και η διατομή τους είναι συνήθως μορφής I, ελατή ή συγκολλητή, διπλής ή απλής συμμετρίας. Οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες προς τις κύριες δοκούς, σε αντίθεση με τις δευτερεύουσες δοκούς, στις οποίες είναι κάθετες.

Στο παρόν κτίριο, υπάρχει ισοσταθμία μεταξύ κύριων και δευτερευουσών δοκών. Πρόκειται για τη συνηθέστερη διάταξη, όπου δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, επί των οποίων επικάθεται η πλάκα. Με τον τρόπο αυτό, τόσο οι δευτερεύουσες, όσο και οι κύριες δοκοί μπορεί να έχουν σύμμικτη λειτουργία. Το συνολικό στατικό ύψος είναι ίσο με το ύψος της πλάκας, συν το ύψος των κύριων δοκών. Απαιτείται απότμηση του άνω πέλματος των δευτερευουσών δοκών.

Τα υποστυλώματα στα οποία εδράζονται οι σύμμικτες δοκοί και η πλάκα αποτελούνται από διατομές HEB200.

Η διάταξη και οι διατομές των κύριων και δευτερευουσών δοκών φαίνεται στο Σχήμα 1.28.

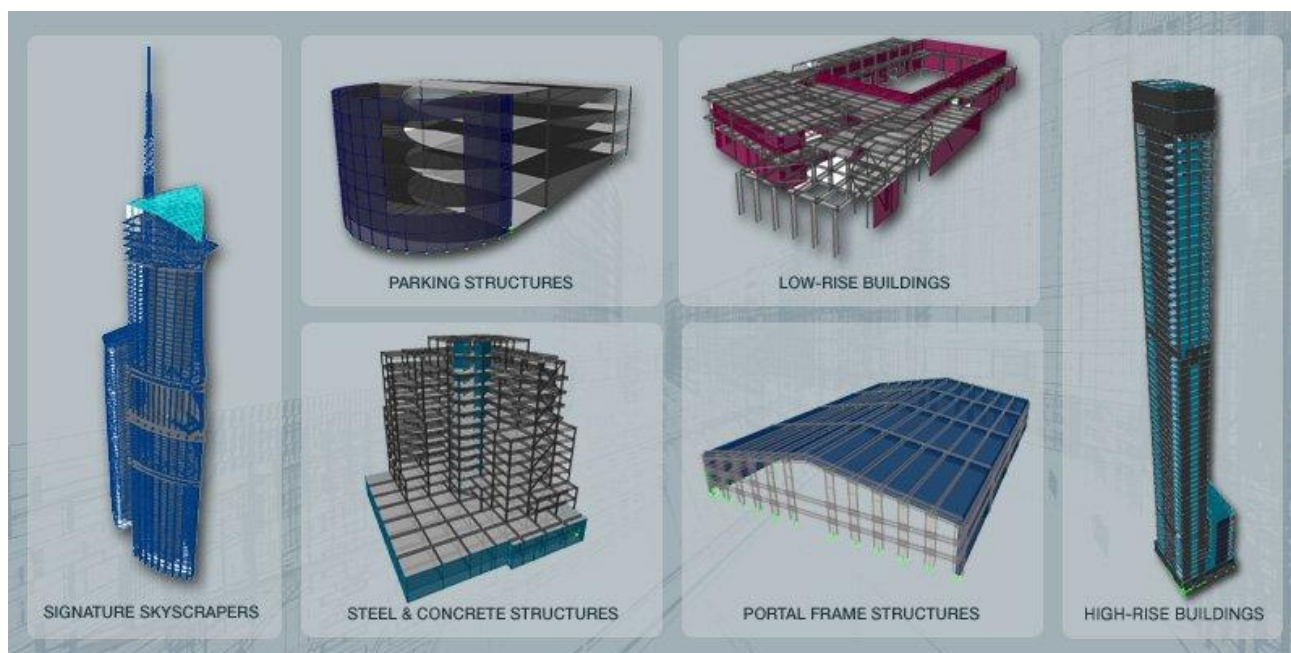


Σχ. 1.28. Διάταξη και διατομές σύμμικτων δοκών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

2.1 Παρουσίαση προγράμματος Etabs

Ως εργαλείο ανάλυσης στο κτίριο που μελετάται στην Οριακή κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ETABS. Το πρόγραμμα αυτό, είναι από τα πρώτα που έλαβαν υπόψη τις χαρακτηριστικές ιδιότητες των μαθηματικών προσομοιωμάτων ενός κτιρίου, επιτρέποντας την γραφική εισαγωγή με τον ίδιο τρόπο με τον οποίο κατασκευάζονται τα κτίρια (πάτωμα - πάτωμα, όροφο - όροφο). Το ETABS χρησιμοποιεί ορολογία προσφιλή στον κατασκευαστή κτιρίων όπως Υποστυλώματα, Δοκοί, Σύνδεσμοι Ακαμψιάς Τοιχώματα και όχι κόμβοι, μέλη, πεπερασμένα στοιχεία όπως σε ένα γενικό πρόγραμμα στατικής ανάλυσης.



Σχ. 2.1

Είναι καθολικά αποδεκτό ότι κάθε εργαλείο που έχει δημιουργηθεί για ένα συγκεκριμένο σκοπό είναι και αποτελεσματικότερο στην επίτευξη του σκοπού αυτού. Για τα κτίρια λοιπόν, το ETABS παρέχει τον αυτοματισμό και τις εξειδικευμένες δυνατότητες που χρειάζονται για να γίνει η διαδικασία μόνωσης του φορέα, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση, γρήγορα, άνετα και αποτελεσματικά.

Τα εργαλεία για τη μόνωση του συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων ακαμψιάς από στάθμη σε στάθμη, με χρήση χάλυβα, συμμίκτων διατομών ή διατομών από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς επίσης και οι τεχνικές γένεσης των φορτίων βαρύτητας και των οριζόντιων φορτίων (φορτία σεισμού και ανέμου) προσφέρουν σημαντικά πλεονεκτήματα ευκολίας χρήσης έναντι γενικών προγραμμάτων ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Τα σεισμικά φορτία και τα φορτία ανέμου δημιουργούνται αυτόματα σύμφωνα με τις

Περατικός Ανδρέας

απαιτήσεις των εκάστοτε επιλεγέντων κανονισμών. Όλες αυτές οι δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης είναι προσαρμοσμένες στο πρόγραμμα και συνεργάζονται με ενσωματωμένους επεξεργαστές διαστασιολόγησης χάλυβα και οπλισμένου σκυροδέματος.

Παρόλο που το ETABS είναι φιλικό και εύκολο στη μόρφωση του φορέα και την εισαγωγή φορτίσεων, προσφέρει επιπλέον πολλές πολύπλοκες και μοντέρνες αναλυτικές δυνατότητες και δυνατότητες διαστασιολόγησης που δεν υπάρχουν σε άλλα εμπορικά πακέτα λογισμικού. Η πλήρης δυναμική ανάλυση, συμπεριλαμβανομένων δυνατοτήτων μη γραμμικής ανάλυσης με χρονική ολοκλήρωση (nonlinear time-history) για σεισμική μόνωση και viscous dampers, σε συνδυασμό με τη στατική μη γραμμική Pushover ανάλυση προσφέρει την τεχνολογία αιχμής στον μηχανικό που κάνει σχεδιασμό απόδοσης.

Το ETABS προσφέρει ισχυρά εργαλεία για την αυτόματη επιλογή και βελτιστοποίηση των κατακόρυφων μελών του κτιρίου καθώς και για τον εντοπισμό των κρίσιμων στοιχείων που επηρεάζουν σε μεγαλύτερο βαθμό τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων του κτιρίου γεγονός που βοηθά σημαντικά στη μείωση του χρόνου σχεδιασμού του κτιρίου. Επιπλέον, επειδή το ETABS εμπεριέχει ολοκληρωμένος και λεπτομερείς υπολογισμούς για τη διαστασιολόγηση των δοκών, συνδέσμων ακαμψίας, τοιχωμάτων και πλακών, ο χρόνος που χρειάζεται για τη μεταφορά δεδομένων μεταξύ προγραμμάτων και διαστασιολόγησης πρακτικά εξαλείφεται. Η εκτέλεση της διαστασιολόγησης σε συνδυασμό με το γεγονός ότι το ETABS δημιουργεί αρχεία CAD, σημαίνει ότι η παραγωγή των σχεδίων μπορεί να γίνει γρηγορότερα και με μεγαλύτερη ακρίβεια.

Γενικά Χαρακτηριστικά:

- Πλήρως ολοκληρωμένο περιβάλλον Windows 95/98/NT/2000.
- Βελτιστοποιημένο για μόρφωση προσομοιωμάτων πολυώροφων κτιρίων.
- CAD σχεδιασμός και διόρθωση για γρήγορη και εύκολη μόρφωση φορέα.
- 3D γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας κατόψεις ορόφων και όψεις.
- Γρήγορη γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας την έννοια των όμοιων ορόφων.
- Αυτοματοποιημένα πρότυπα (templates) για τυπικά κτίρια.
- Εύκολη διόρθωση με εντολές μετακίνησης (move), ενοποίησης (merge) , κατοπτρισμού (mirror) και αντιγραφής (replicate).
- Εύκολη διαίρεση ραβδωτών στοιχείων και γένεση καννάβου πεπερασμένων στοιχείων.
- Ακρίβεια στις διαστάσεις με σχεδιαστικά εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ.
- Επιλογές γρήγορης σχεδίασης αντικειμένων με ένα κλικ.
- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα 3D απεικόνιση zoom, pan.
- Απόδοση ιδιοτήτων, φορτίσεων και συνθηκών στήριξης από την απεικόνιση του φορέα στην οθόνη.
- Ισχυρές επιλογές ομαδοποίησης, επιλογής και απεικόνισης στοιχείων.
- Επιλογές αποκοπής (cut), αντιγραφής (copy) και επικόλλησης (paste).
- Απεριόριστο πλήθος αναιρέσεων (undo) και επαναδημιουργίας (redo).
- Τρισδιάστατη αξονομετρική απεικόνιση, κατόψεις, όψεις, αναπτύγματα όψεων και απεικονίσεις φορέα από των χρήστη.
- Γραφικός σχεδιασμός διατομών τυχούσης διατομής και υλικών (section designer).
- Αποκοπή και επικόλληση γεωμετρίας από και προς λογιστικά φύλλα (spreadsheets).

- Εξαγωγή DXF αρχείων για τη γεωμετρία του μοντέλου.
- Πολλαπλή ταυτόχρονη χρήση ορθογωνικών και κυλινδρικών κάρναβων.

2.2 Προσομοίωση φέροντος οργανισμού στο Etabs

Στην ανάλυση, το προσομοίωμα που θα χρησιμοποιηθεί, πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια και σαφήνεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου, αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, κόμβοι, μέλη, εδράσεις), για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Θα πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής, μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις που ασκούνται σε αυτήν. Από τα δευτερεύοντα στοιχεία, μπορεί μερικά να παραληφθούν, εάν αυτό έχει μικρή επιρροή στα εντατικά μεγέθη του φορέα, θα πρέπει όμως να περιληφθούν τα φορτία τα οποία φέρονται από τα στοιχεία αυτά. Στο κτίριο που σχεδιάζεται παραλείπονται οι τεγίδες, οι μηκίδες, και τα φύλλα επικάλυψης, τα φορτία των οποίων προσομοιάζονται ως γραμμικά πάνω στους κύριους φορείς.

Το προσομοίωμα κατασκευάζεται και αναλύεται ως χωρικό λόγω της ευκολίας που παρέχει η χρήση Ηλεκτρονικού Υπολογιστή. Για την προσομοίωση γίνονται απλοποιήσεις οι οποίες δεν πρέπει να οδηγούν πιθανόν σε αλλοίωση των αποτελεσμάτων, αλλά από την άλλη δεν είναι σκόπιμο να γίνεται προσομοίωση με υπερβολικές λεπτομέρειες, που μπορεί να οδηγήσει σε ψευδή ή εσφαλμένη αποτίμηση της κατασκευής.

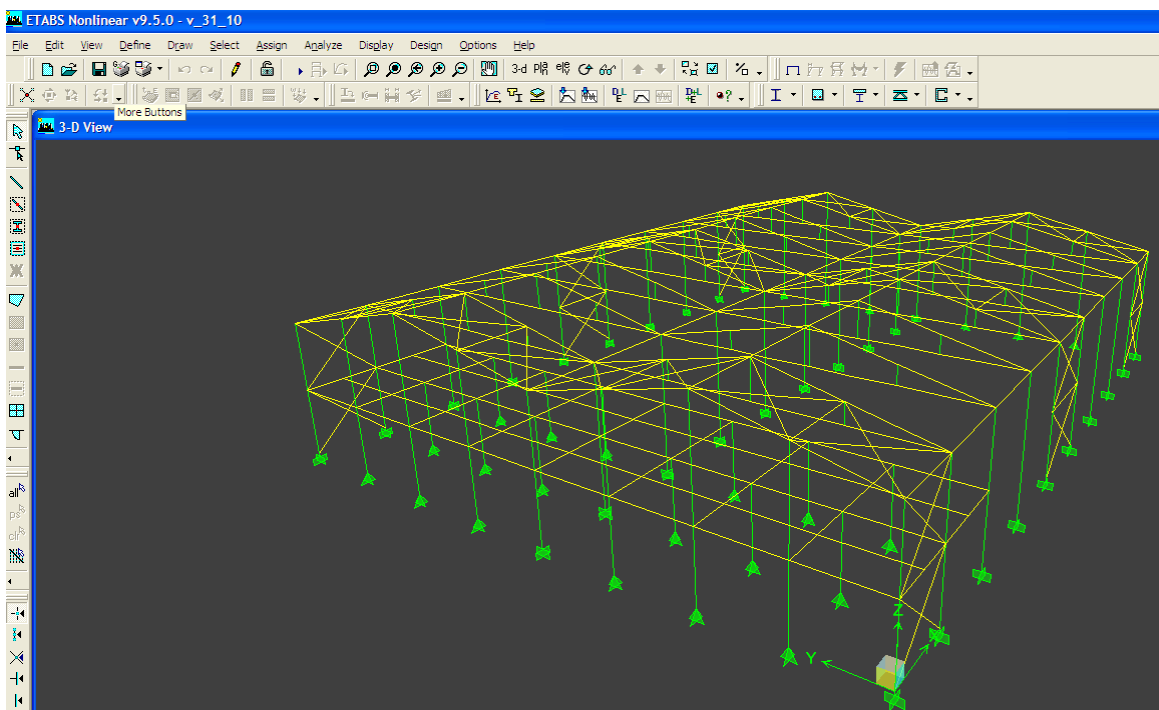
Τα μέλη και οι κόμβοι των πλαισίων προσομοιώνονται κατά τρόπο, ο οποίος να αντικατοπτρίζει ικανοποιητικά την αναμενόμενη συμπεριφορά τους κάτω από την αντίστοιχη φόρτιση. Η βασική γεωμετρία των διπλών πλαισίων απεικονίζεται μέσω των κεντροβαρικών αξόνων των μελών.

Έτσι έχουμε ένα φορέα αποτελούμενο από γραμμικά στοιχεία. Για να μην υπάρξουν αποκλίσεις αξόνων στο γραμμικό μοντέλο του κτιρίου κάνουμε την παραδοχή ότι οι κεντροβαρικοί άξονες στις συνδέσεις των μελών των κύριων φορέων ταυτίζονται.

2.3 Στατικό Σύστημα

Το μονώροφο κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία κατά τον άξονα Y, δηλαδή κατά τη διεύθυνση που αναπτύσσεται η μικρή του πλευρά (44 μέτρα). Οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστρωμάτων είναι συνδέσεις που μπορούν να μεταφέρουν ροπή (πακτώσεις), όπως επίσης και η σύνδεση μεταξύ των δοκών (ζυγωμάτων) στα δυο ανώτερα σημεία του φατνώματος του κυρίως κτιρίου. Η πλευρική ευστάθεια κατά τον άλλο άξονα (άξονας X) εξασφαλίζεται μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι σχεδιασμένοι να παραλαμβάνουν φορτία μόνο στο επίπεδο τους.

Λόγω του εξελιγμένου υπολογιστικού προγράμματος δε χρειάζεται να διαχωριστεί ο φορέας σε επίπεδα για να είναι δυνατή η επίλυση του. Αρκεί η εισαγωγή του τρισδιάστατου κτιρίου στο πρόγραμμα και ο ορισμός των στοιχείων του. Το τρισδιάστατο κτίριο σε περιβάλλον Etabs φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 2.2 Περιβάλλον λογισμικού προγράμματος Etabs

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 Γενικά περί φορτίων

Ο σχεδιασμός της κατασκευής (μόρφωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση) γίνεται με βάση το πλέγμα των Ευρωκωδίκων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές) σε μια κατασκευή ενεργούν τρία είδη δράσεων ως προς το χρόνο:

- **G** (Permanent) Μόνιμες Δράσεις (ίδια βάρη κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία όπως σταθερός εξοπλισμός και επιστρώσεις).
- **Q** (Variable) Μεταβλητές Δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος).
- **A** (Accidental) Τυχηματικές Δράσεις (εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά)

Επίσης δράση επί της κατασκευής θεωρούμε και τη σεισμική, η οποία είναι έμμεση δράση λόγω επιβαλλόμενων μετατοπίσεων:

- **E** Σεισμικές Δράσεις

3.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένει να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στο φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος χάλυβα $78,5 \text{ kN/m}^3$
2. Ίδιο βάρος επικάλυψης $0,30 \text{ kN/m}^2$ ($0,15 \text{ kN/m}^2$ φύλλα επικάλυψης και $0,15 \text{ kN/m}^2$ Η/Μ εξοπλισμός στη στέγη).
3. Ίδιο βάρος σκυροδέματος 25 kN/m^3

Διευκρινίζεται ότι τα ίδια βάρη του φέροντος οργανισμού υπολογίζονται αυτόματα από το ETABS.

3.3 Μεταβλητές Δράσεις

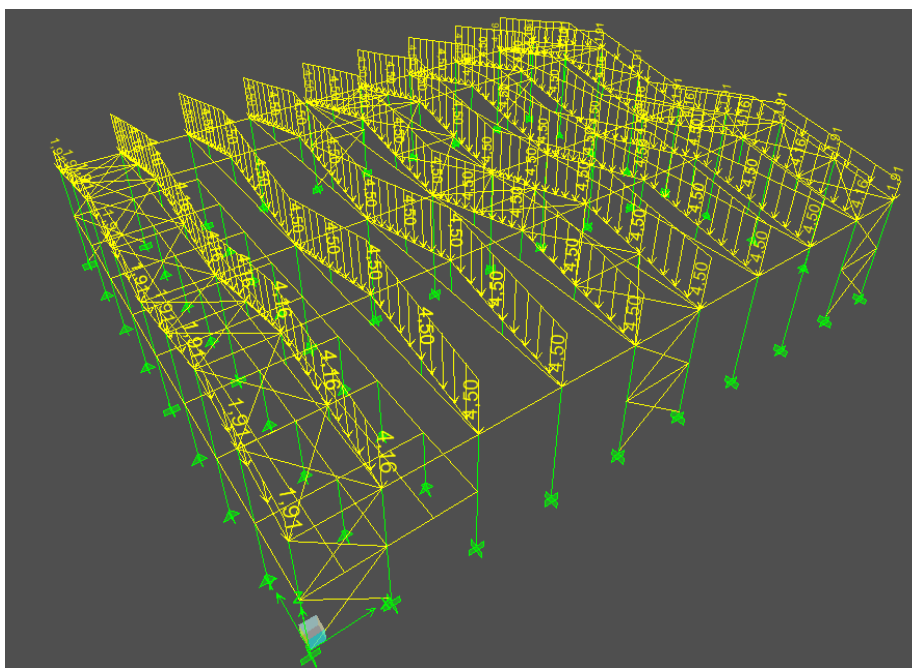
3.3.1 Ωφέλιμα Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Οι μεταβλητές δράσεις, θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μια ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

3.3.1.1 Κινητό φορτίο στέγης

Στην κατασκευή που σχεδιάζεται η στέγη δεν είναι βαθιά, όμως ορίζουμε κινητό ομοιόμορφο φορτίο στην οροφή ίσο με $0,75 \text{ kN/m}^2$ που προέρχεται π.χ. από εργάτη. Υπολογίζεται ως γραμμικό φορτίο στα ζυγώματα. Υπενθυμίζεται ότι το φορτίο αυτό δεν δρα ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Το κινητό φορτία στέγης φαίνεται στο σχήμα 3.1.



Σχ.3.1 Κινητά φορτία στη στέγη

3.3.1.2 Κινητό φορτίο δαπέδου στον ημιώροφο

Το κινητό φορτίο του δαπέδου στον ημιώροφο θεωρήθηκε ως $5,0 \text{ kN/m}^2$ και υπολογίστηκε ως επιφανειακό φορτίο στη σύμμικτη πλάκα.

3.3.2 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεντρωμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ.) του έργου, ενώ η πυκνότητα του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Έτσι, πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, μπορεί να είναι αναγκαίο να θεωρηθούν οι επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού και σε μερικές περιπτώσεις τη μερική του απομάκρυνση από την στέγη. Επιπλέον, πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής θερμότητας από το κτίριο, μέσω κάποιου τμήματος της στέγης ή εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, εάν οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.

Το Μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο του χιονιού), μπορεί να εφαρμοσθεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού, καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$$

όπου:

μ είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Περατικός Ανδρέας

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$.
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) $C_e = 1,2$.

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

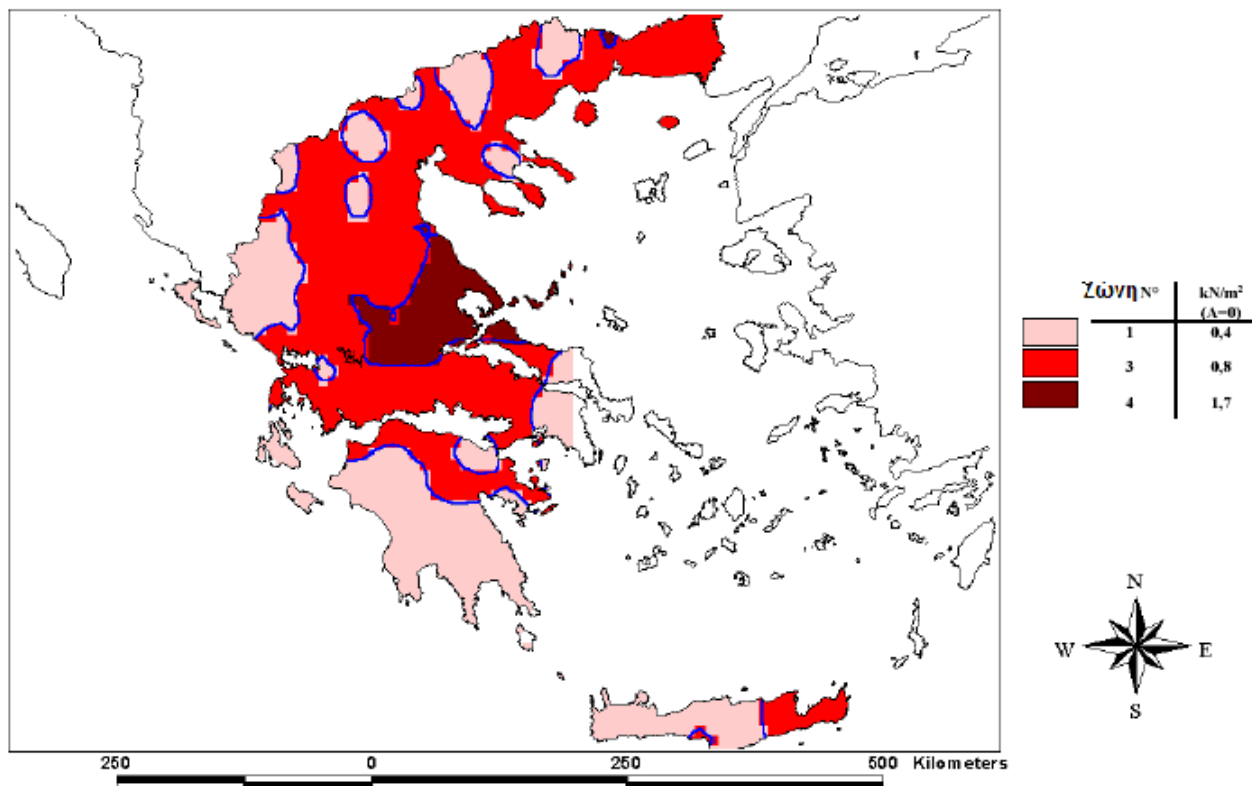
$s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $C_{esl} = 2, 0$).

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

1. Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
2. Ζώνη II ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
3. Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.



Σχ.3.2 Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500 m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m² συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

όπου:

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A = 0$), σε kN/m²

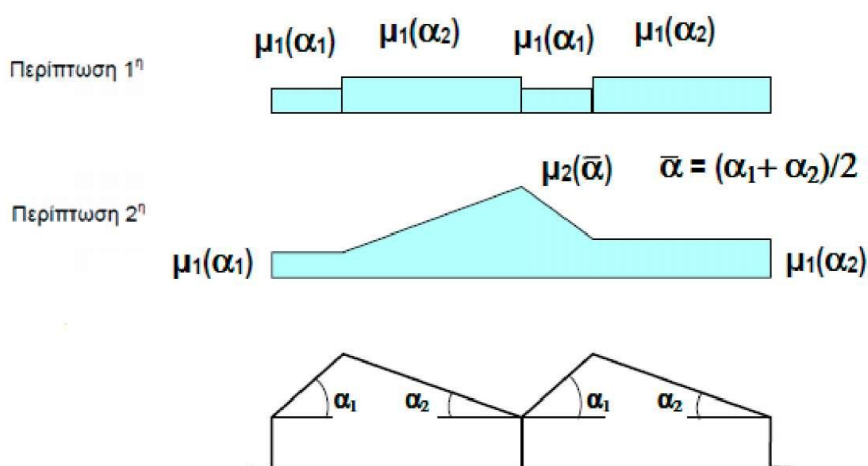
A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

Είναι σκόπιμο, οι τιμές αυτές, οι οποίες είναι οι ελάχιστες που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό, να επαληθεύονται από το μελετητή με ερώτηση στις επιτόπου αρμόδιες αρχές (δημόσιες υπηρεσίες, μετεωρολογική υπηρεσία, αστυνομία κλπ.), προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές τοπικές ιδιαιτερότητες, και να γίνει η ανάλογη αύξησή τους, ώστε να αντιστοιχούν κατά το δυνατόν στις πραγματικές.

Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Στο σχ. 3.3 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε επαναλαμβανόμενες στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.



Σχ.3.3 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού-στέγη πολλών ανοιγμάτων

Πίνακας 3.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης α	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	-

Εάν προβλέπεται στο χαμηλότερο άκρο της στέγης κάποιο κιγκλίδωμα ή στηθαίο ή άλλο εμπόδιο, ο συντελεστής μορφής δεν θα μειώνεται κάτω του 0,8.

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το βιομηχανικό κτίριο που μελετάται βρίσκεται στην περιοχή Αττικής (Ζώνη III) σε υψόμετρο $A=100\text{m}$ πάνω από τη θάλασσα.

Περατικός Ανδρέας

$$s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

$$A=100\text{m}$$

$$\text{Άρα } s_k = s_{k,0} [1+(A/917)^2] = 0,8 [1+(100/917)^2] = 0,81 \text{ KN/m}^2$$

Οι συντελεστές μορφής χιονιού για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha=12,8^\circ < 30^\circ$ είναι:

$$\mu_1=0,8$$

$$\mu_2=0,8+0,8*\alpha/30 = 0,8+0,8*12,8/30 = 1,14$$

Έτσι έχω :

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$s_1 = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,81 = 0,65 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 = 1,14 * 1,0 * 1,0 * 0,81 = 0,92 \text{ KN/m}^2$$

3.3.3. Φορτία Ανέμου

3.3.3.1 Βασικά Μεγέθη

Το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματα τους για ύψη μέχρι 200 m.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ.). Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό 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:

- **Η γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ότι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισουΐων καμπύλων, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου

τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.

- **Η φυσική θέση:** Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητα απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- **Η τοπογραφία:** Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με το συντελεστή τοπογραφίας.
- **Οι διαστάσεις των κτιρίων:** Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- **Η μέση ταχύτητα του ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.
- **Το σχήμα της κατασκευής:** Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μίας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μίας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά, ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις.
- **Η κλίση της στέγης:** Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από περίπου 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Η διεύθυνση του ανέμου.** Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Δεδομένα:

- Συνολικό Μήκος: 52,20m
- Συνολικό Πλάτος: 44m
- Ύψος: 12m

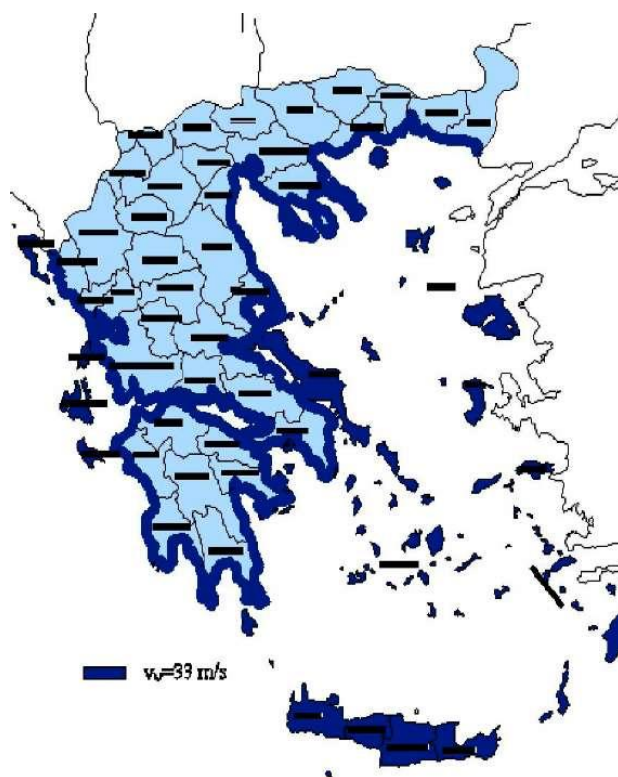
Βασική Ταχύτητα Ανέμου

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$$

όπου:

- c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (=1,0)
- c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (=1,0)
- $v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για την Ελλάδα ορίζεται 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.



Σχ.3.4 Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα

Άρα $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$

Άρα τελικά $v_b = 1,0 * 1,0 * 33 \text{ m/s} \Rightarrow v_b = 33 \text{ m/s}$

Περατικός Ανδρέας

Βασική Πίεση

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

όπου:

ρ air είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (ρ air = 1,25 kg/m³)

▪

$$\text{Άρα } q_b = 0,5 * 1,25 * 33^2 \Rightarrow \underline{q_b = 680,63 \text{ N/m}^2}$$

Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

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

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

Υπολογισμός του $V_m(z)$:

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

$$v_m(z) = c_T(z) \cdot c_O(z) \cdot v_b$$

όπου:

- $c_T(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_O(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (=1,0)
- v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου = 33 m/s

Στον Πίνακα 3.2 φαίνονται οι κατηγορίες εδάφους και οι αντίστοιχες παράμετροι.

Πίνακας 3.2 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	Z ₀ m	Z _{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	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) σε απόσταση μεταξύ τους 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 και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή με χαμηλή βλάστηση και αραιά εμπόδια (κτίρια, δέντρα κλπ) γι' αυτό κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους II (Ευρωκώδικας I, Πίνακας 4.1). Έτσι έχω Z₀ = 0,05 m και Z_{min} = 2,0 m.

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

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

Για $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ ο συντελεστής τραχύτητας Cr(z) είναι :

$$Cr(z) = K_r \cdot \ln(z/z_0)$$

Όπου K_r είναι ο συντελεστής εδάφους που δίνεται από τη σχέση:

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

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} = 200m, όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα

Περατικός Ανδρέας

- z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 3.2 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Έτσι έχω:

$$K_r = 0,19 \cdot (12/0,05)^{0,07} \Rightarrow \underline{K_r = 0,19}$$

$$C_r(z) = 0,19 \cdot \ln(12/0,05) \Rightarrow \underline{C_r(z) = 1,04}$$

Άρα τελικά :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,04 \cdot 1,0 \cdot 33 \Rightarrow \underline{v_m(z) = 34,36 \text{ m/s}}$$

Υπολογισμός της έντασης στροβιλισμού $I_v(z)$:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z < z_{\min}$$

όπου:

- k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_I που θα χρησιμοποιηθεί σε μια Χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του $k_I = 1,0$.
- c_o είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους.
- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας,

$$\begin{aligned} \text{Για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \text{ έχω } I_v(z) &= K_I / (C_o \cdot \ln(Z/Z_o)) \\ &= 1,0 / (1,0 \cdot \ln(12/0,05)) \\ &\Rightarrow \underline{I_v(z) = 0,182} \end{aligned}$$

Και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,182] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 34,36 \Rightarrow \underline{q_p(z) = 1,68 \text{ KN/m}^2}$$

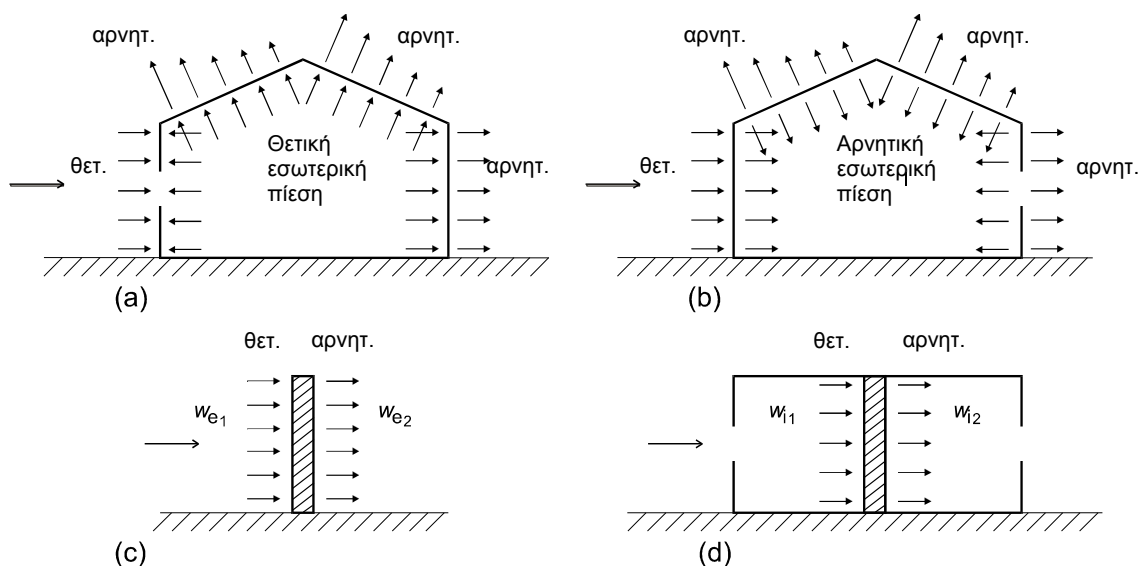
3.3.3.2 Πιέσεις Ανέμου στο κτίριο

Θα προσδιοριστούν οι τελικές πιέσεις στη στέγη και στα κατακόρυφα στοιχεία του βιομηχανικού κτιρίου από τη δράση του ανέμου.

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των

Περατικός Ανδρέας

πίεσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάλυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Μερικά παραδείγματα σήμανσης φαίνονται στο Σχήμα 3.5.



Σχ.3.5. Σήμανση πιέσεων επί των επιφανειών.

A. Θύρες Κλειστές (υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων)

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής προκύπτει από τη σχέση:

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

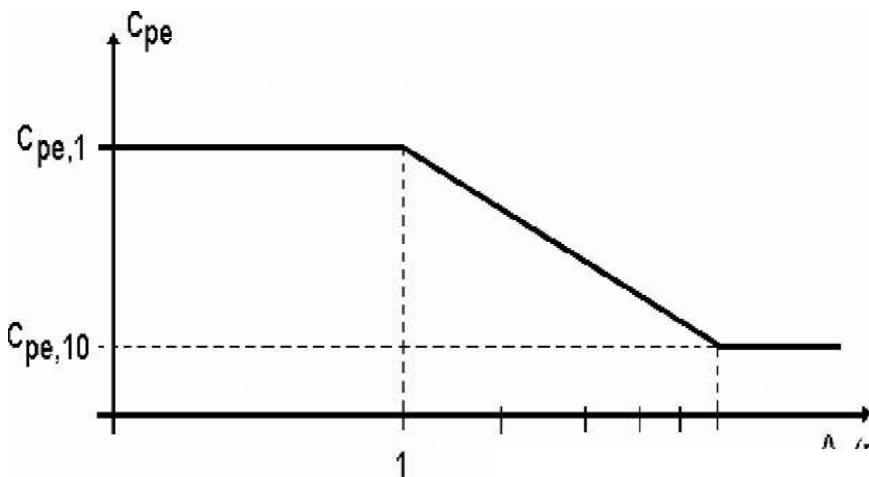
όπου:

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

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A, δίνονται δε στους πίνακες που ακολουθούν, για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, ήτοι για 1 m^2 και για 10 m^2 .

Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Στο σχήμα 3.6 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Σχ 3.6 Μεταβολή πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας

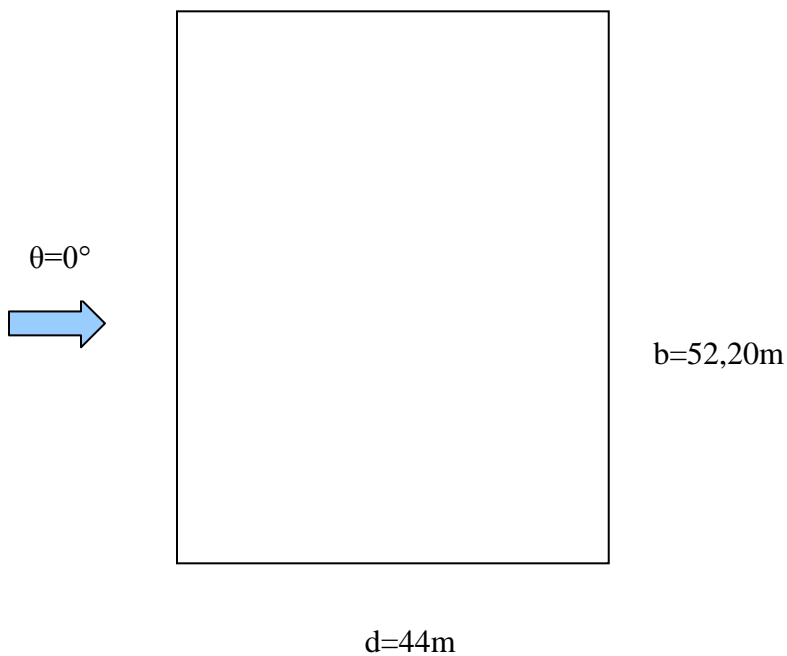
Όπως προκύπτει από το σχήμα για εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας $A > 10 \text{ m}^2$ έχω $C_{pe} = C_{pe,10}$ και για όλες τις φορτιζόμενες επιφάνειες του κτιρίου.

Ο Ευρωκώδικας 1 διαχωρίζει τις φορτιζόμενες επιφάνειες (και αντίστοιχα τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης) σε :

- i. Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη
- ii. Οριζόντιες στέγες
- iii. Μονόκλινες στέγες
- iv. Δικλινείς στέγες
- v. Τετράκλινες στέγες
- vi. Επαναλαμβανόμενες στέγες
- vii. Κυλινδρικές στέγες και θόλοι

A.1. Πίεση ανέμου επί κατακόρυφων στοιχείων

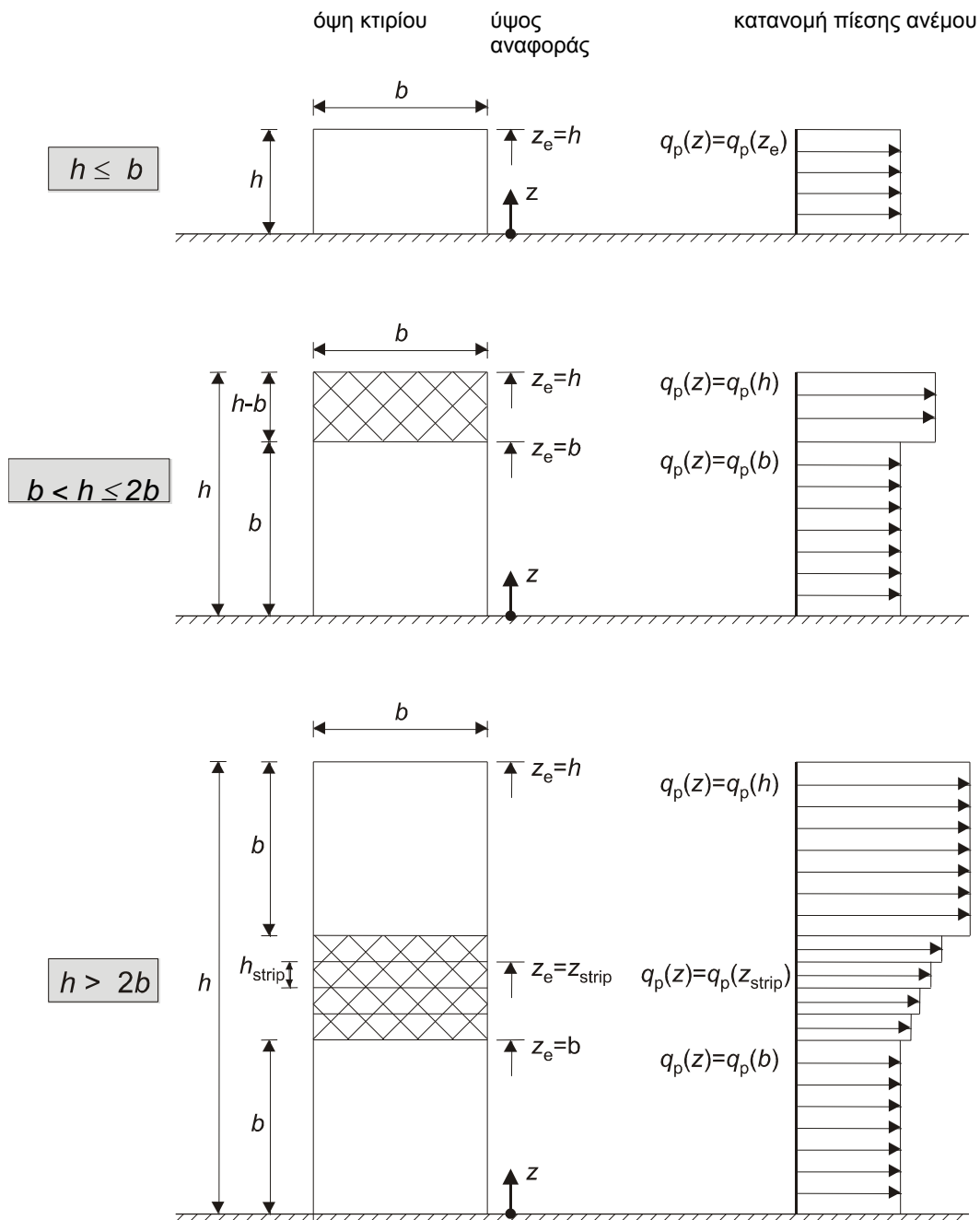
A.1.1 Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχ 3.7 Διεύθυνση και φορά ανέμου-προσανατολισμός κτιρίου

Για τον υπολογισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης σε τοίχους κτιρίων προέχει ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους, ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου.

Στο σχήμα 3.8 φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς z_e .



Σχ. 3.8 Ύψος αναφοράς, z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων. (Σημειώνεται ότι η πίεση του ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα)

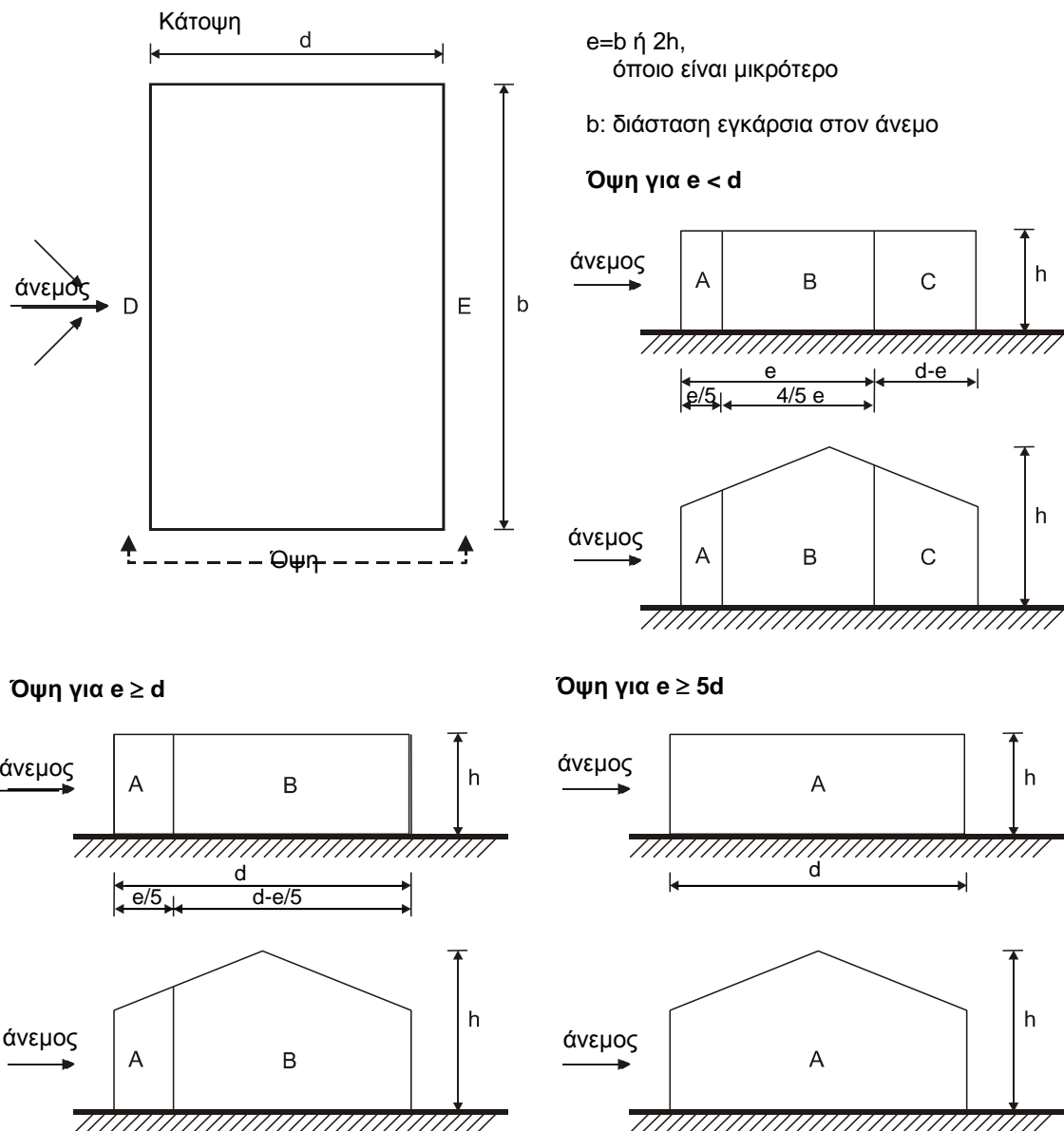
Στο υπό μελέτη κτίριο έχω:

Ύψος κτιρίου $h = 12 \text{ m}$
 Πλάτος κτιρίου $b = 44 \text{ m}$

Περατικός Ανδρέας

Άρα $h < b \Rightarrow$ Έχουμε ένα τμήμα καθ' ύψος με $z_e = h$
 ($h/d = 12/44 = 0,27$)

Στο παρακάτω σχήμα δίνονται οι συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους



Σχ. 3.9 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων δίνονται στον πίνακα 3.3

Πίνακας 3.3 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους

τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
< 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3
Για ενδιαμέσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιηθεί γραμμική παρεμβολή										

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 52,20 \text{ m}$$

$$d = 44\text{m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο σχήμα 3.9 είναι :

$$e = \min \{ b , 2h \} = \min \{ 52,20 , 2 \cdot 12 \} = \min \{ 52,20 , 24 \} \Rightarrow \underline{e = 24\text{m}}$$

$$e = 24\text{m} < d = 44\text{m} \quad \text{άρα έχω:}$$

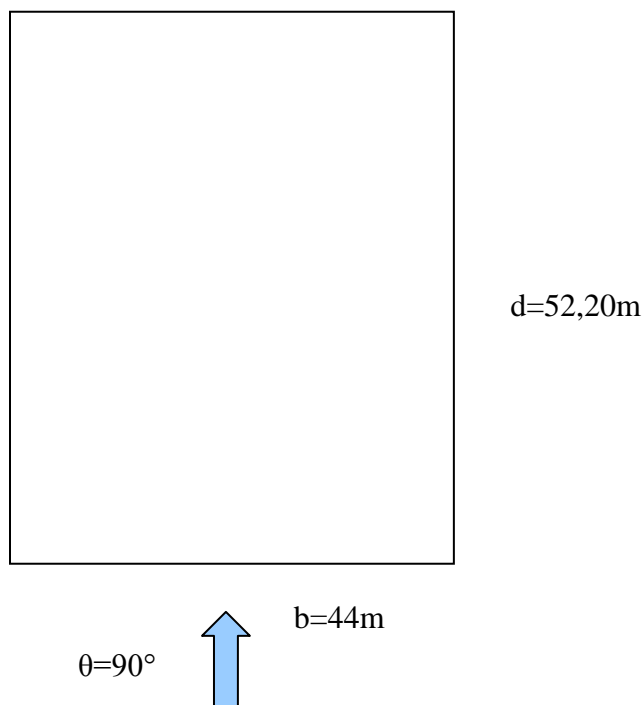
- Επιφάνεια A : $e/5 = 24/5 = \mathbf{4,8\text{m}}$
- Επιφάνεια B : $4e/5 = 4 \cdot 24/5 = \mathbf{19,2\text{m}}$
- Επιφάνεια C : $d - e = 44 - 24 = \mathbf{20\text{m}}$

Από τον πίνακα 3.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- A : $c_{pe,10} = -1,2 \quad \Rightarrow w = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,2) = -2,0 \text{ KN/m}^2$
- B : $c_{pe,10} = -0,8 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,8) = -1,34 \text{ KN/m}^2$
- C : $c_{pe,10} = -0,5 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,84 \text{ KN/m}^2$
- D : $c_{pe,10} = +0,7 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (+0,7) = +1,18 \text{ KN/m}^2$
- E : $c_{pe,10} = -0,3 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,5 \text{ KN/m}^2$

Η επιφάνεια D είναι η προσήνεμη πλευρά του κτιρίου και η επιφάνεια E η υπήνεμη.

A.1.2 Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$



Σχ 3.10 Διεύθυνση και φορά ανέμου-προσανατολισμός κτιρίου

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 44 \text{ m}$$

$$d = 52,20 \text{ m}$$

$$h/b = 12/52/20 = 0,23$$

Το μήκος e που αναφέρεται στον σχήμα 7.5 είναι :

$$e = \min \{ b, 2h \} = \min \{ 44, 2 \cdot 12 \} = \min \{ 44, 24 \} \Rightarrow \underline{e = 24\text{m}}$$

$$e = 24\text{m} < d = 52,20\text{m} \quad \text{άρα έχω:}$$

- Επιφάνεια A : $e/5 = 24/5 = \mathbf{4,8\text{m}}$
- Επιφάνεια B : $4e/5 = 4 \cdot 24/5 = \mathbf{19,2\text{m}}$
- Επιφάνεια C : $d - e = 44 - 24 = \mathbf{28,2\text{m}}$

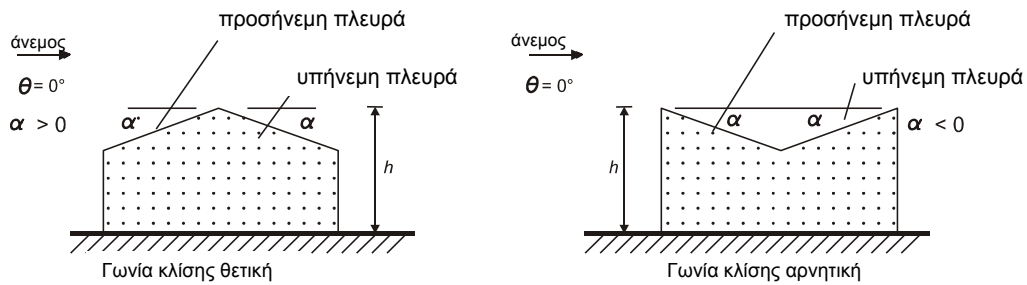
Από τον πίνακα 3.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- A : $c_{pe,10} = -1,2$ $\Rightarrow w = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,2) = -2,0 \text{ KN/m}^2$
- B : $c_{pe,10} = -0,8$ $\Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,8) = -1,34 \text{ KN/m}^2$
- C : $c_{pe,10} = -0,5$ $\Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,84 \text{ KN/m}^2$
- D : $c_{pe,10} = +0,7$ $\Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (+0,7) = +1,18 \text{ KN/m}^2$
- E : $c_{pe,10} = -0,3$ $\Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,5 \text{ KN/m}^2$

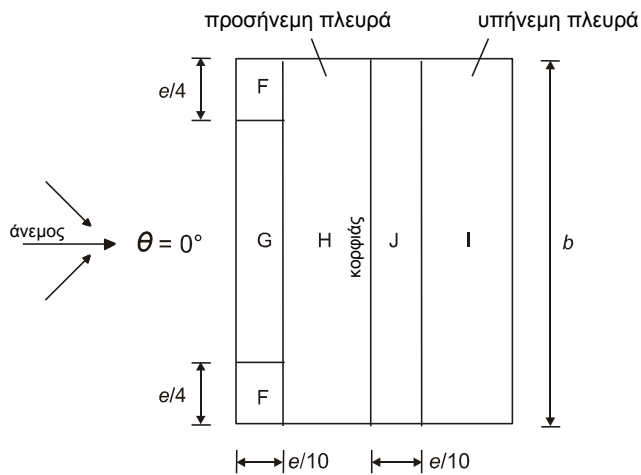
A.2 Πίεση ανέμου επί της στέγης του κτιρίου

Η στέγη του βιομηχανικού κτιρίου θεωρείται επαναλαμβανόμενη. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για διευθύνσεις ανέμου 0, 90, 180 για κάθε άνοιγμα μιας επαναλαμβανόμενης στέγης, θα εξάγονται από το συντελεστή πίεσης για κάθε μεμονωμένο άνοιγμα. Η στέγη είναι επαναλαμβανόμενη δικλινής, άρα θα πάμε στους αντίστοιχους πίνακες που αφορούν δικλινή στέγη.

- (1) Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.11.
- (2) Το ύψος αναφοράς z_e θα λαμβάνεται ίσο με h .
- (3) Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στον Πίνακα 3.4.



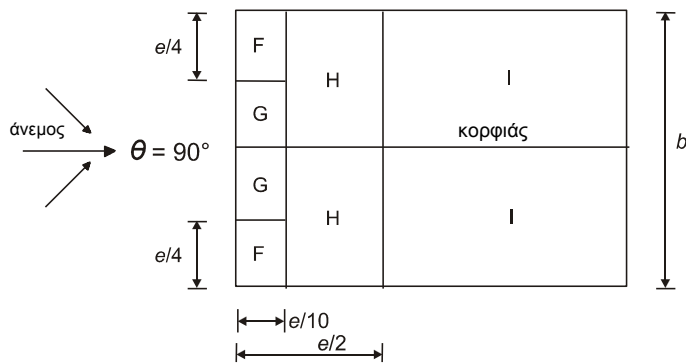
(α) γενικά



(β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

$e = b$ ή $2h$
όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Σχ. 3.11 Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

A.2.1 Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Πίνακας 3.4 εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και $\theta=0^\circ$.
Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για $\theta = 0^\circ$ η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha = -5^\circ$ έως $+45^\circ$, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, τέσσερις περιπτώσεις θα πρέπει να θεωρούνται όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου. (Όχι παρεμβολή μεταξύ $\alpha = +5^\circ$ και $\alpha = -5^\circ$, αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες στην 7.2.3). Οι τιμές ίσες με 0,0 δίνονται για σκοπούς παρεμβολής

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 52,20\text{m}$$

$$d = 44\text{ m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο σχήμα 3.11 είναι :

$$e = \min \{ b , 2h \} = \min \{ 52,20 , 2 \cdot 12 \} = \min \{ 52,20 , 24 \} \Rightarrow \underline{e = 24\text{m}}$$

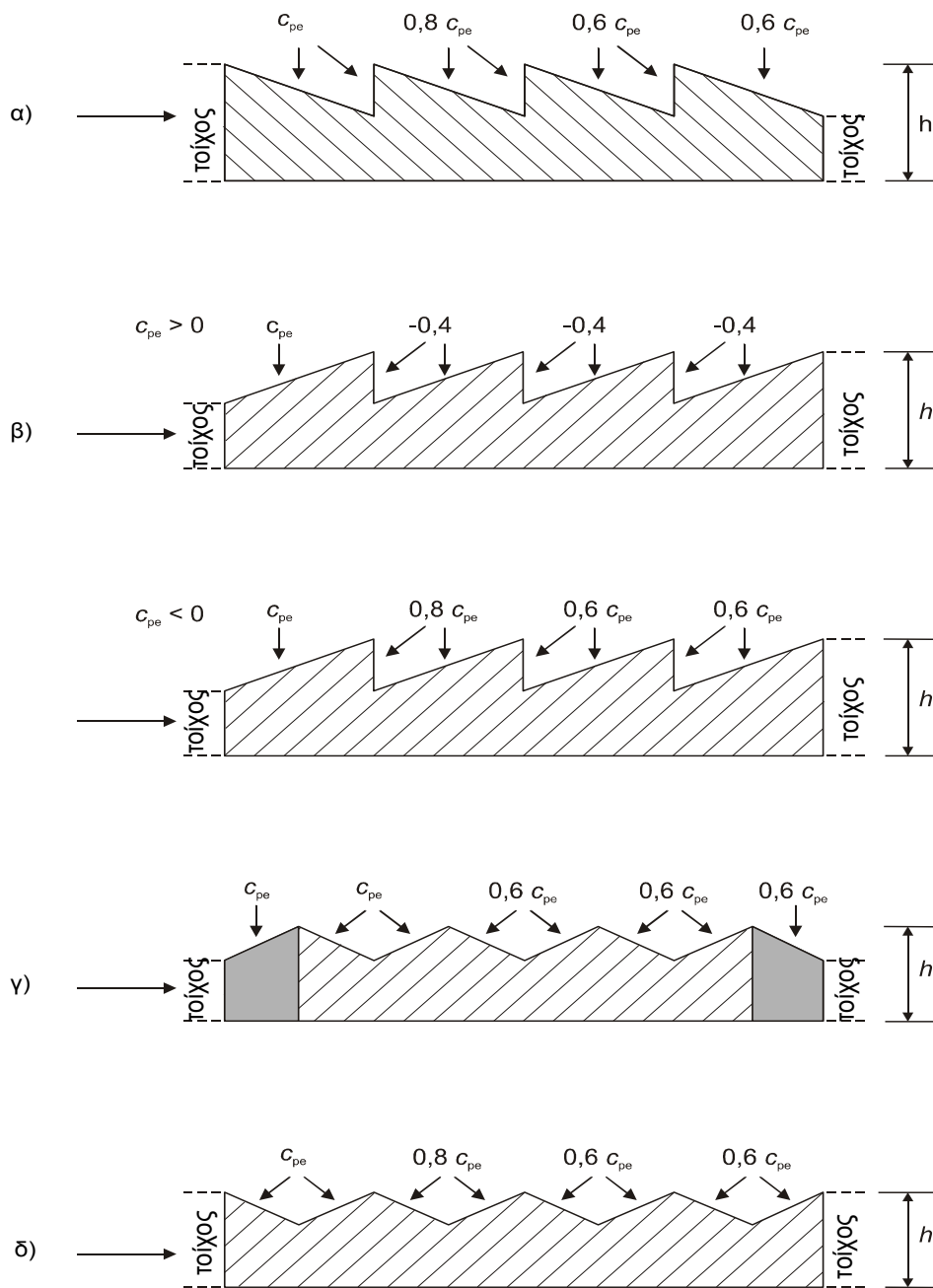
Περατικός Ανδρέας

- $e/4 = 24 / 4 = 6,0\text{m}$
- $e/10 = 24 / 10 = 2,4\text{m}$

Από τον πίνακα 7.4.α και για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha = 12,8^\circ$ έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- $F : c_{pe,10} = -0,9 \quad \Rightarrow w = q_p(ze) \cdot c_{pe,10} = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,9) = -1,51 \text{ KN/m}^2$
- $G : c_{pe,10} = -0,8 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,8) = -1,34 \text{ KN/m}^2$
- $H : c_{pe,10} = -0,3 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,84 \text{ KN/m}^2$
- $I : c_{pe,10} = -0,4 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (+0,7) = -0,67 \text{ KN/m}^2$
- $J : c_{pe,10} = -1,0 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,3) = -1,68 \text{ KN/m}^2$
- $I' : 0,6 \cdot c_{pe,10} = 0,6 \cdot (-0,4) \quad \Rightarrow w = 0,6 \cdot (-0,67) = -0,40 \text{ KN/m}^2$
- $J' : 0,6 \cdot c_{pe,10} = 0,6 \cdot (-1,0) \quad \Rightarrow w = 0,6 \cdot (-1,68) = -1,0 \text{ KN/m}^2$

Ο συντελεστής 0,6 που λήφθηκε στις περιοχές I' και J' προέρχεται από το αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα για επαναλαμβανόμενες στέγες. Πρόκειται για το σχήμα 3.12.



Σχ. 3.12. Υπόμνημα για επαναλαμβανόμενες στέγες

A.2.2 Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Πίνακας 3.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και $\theta=90^\circ$

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 44 \text{ m}$$

$$d = 52,20 \text{ m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο σχήμα 7.6 είναι :

$$e = \min \{ b, 2h \} = \min \{ 44, 2 \cdot 12 \} = \min \{ 44, 24 \} \Rightarrow \underline{e = 24\text{m}}$$

- $e/4 = 24 / 4 = \mathbf{6,0\text{m}}$
- $e/10 = 24 / 10 = \mathbf{2,4\text{m}}$
- $e/2 = 24 / 2 = \mathbf{12,0\text{m}}$

Από τον πίνακα 7.4.a και για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha = 12,8^\circ$ έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- F : $C_{pe,10} = -1,3 \quad \Rightarrow w = q_p(z_e) \cdot C_{pe,10} = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,3) = -2,18 \text{ KN/m}^2$
- G : $C_{pe,10} = -1,3 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,3) = -2,18 \text{ KN/m}^2$
- H : $C_{pe,10} = -0,6 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,6) = -1,0 \text{ KN/m}^2$
- I : $C_{pe,10} = -0,5 \quad \Rightarrow w = 1,68 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,84 \text{ KN/m}^2$

B. Θύρες Ανοικτές (υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων)

Περατικός Ανδρέας

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων.

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μια πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοιχτό θα πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική.

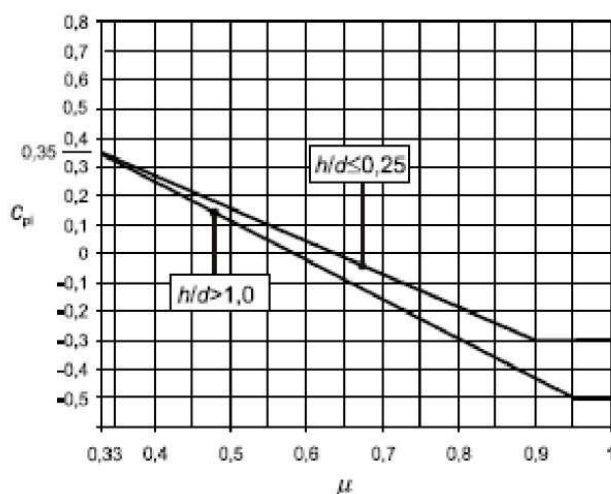
Η πλευρά ενός κτιρίου πρέπει να θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Σε κτίριο με μια καθοριστική πλευρά, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} θα προσδιορίζεται από το σχ. 3.18 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου Θ , που θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$\mu = (\Sigma \text{ επιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } c_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν} / \Sigma \text{ επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων})$

Αυτό εφαρμόζεται σε πλευρές και στέγες κτιρίων με ή χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά.



Σχ. 3.13 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Το υπό μελέτη βιομηχανικό κτίριο λόγω της χρήσης του (είσοδος και έξοδος εξοπλισμού και προσωπικού), πρακτικά θεωρείται ότι έχει αμελητέα ανοίγματα σε σχέση με τη συνολική του επιφάνεια. Πρόκειται για 4 θύρες διαστάσεων $5,5\text{m} \times 4,5\text{m}$. Επειδή δε θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του μ , το c_{pi} λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα $+0,2$ και $-0,3$.

Άρα έχουμε:

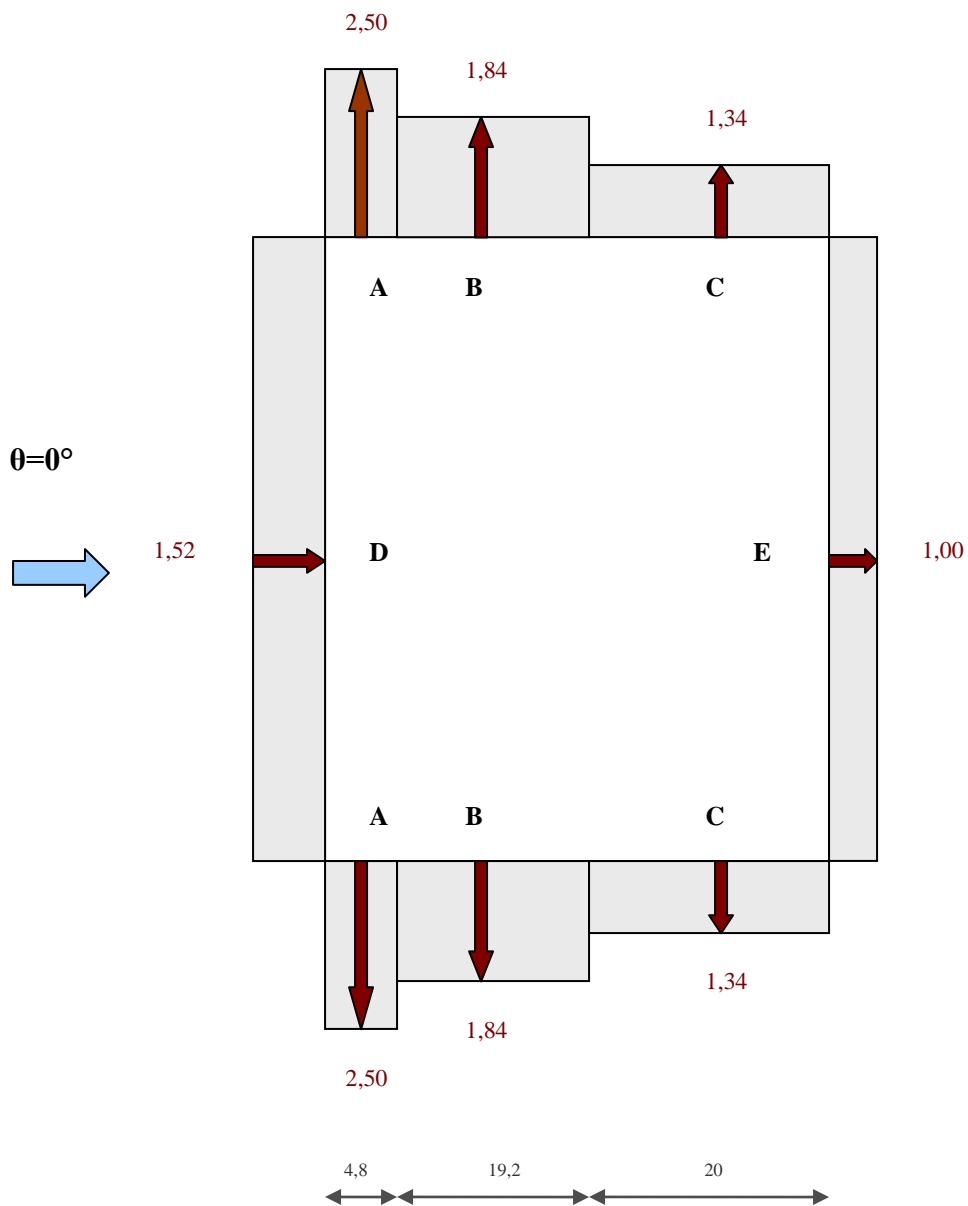
Περατικός Ανδρέας

- $c_{pi} = -0,3$, $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 1,68 * (-0,3) = -0,5 \text{ KN/m}^2$
- $c_{pi} = +0,2$, $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 1,68 * (+0,2) = +0,34 \text{ KN/m}^2$

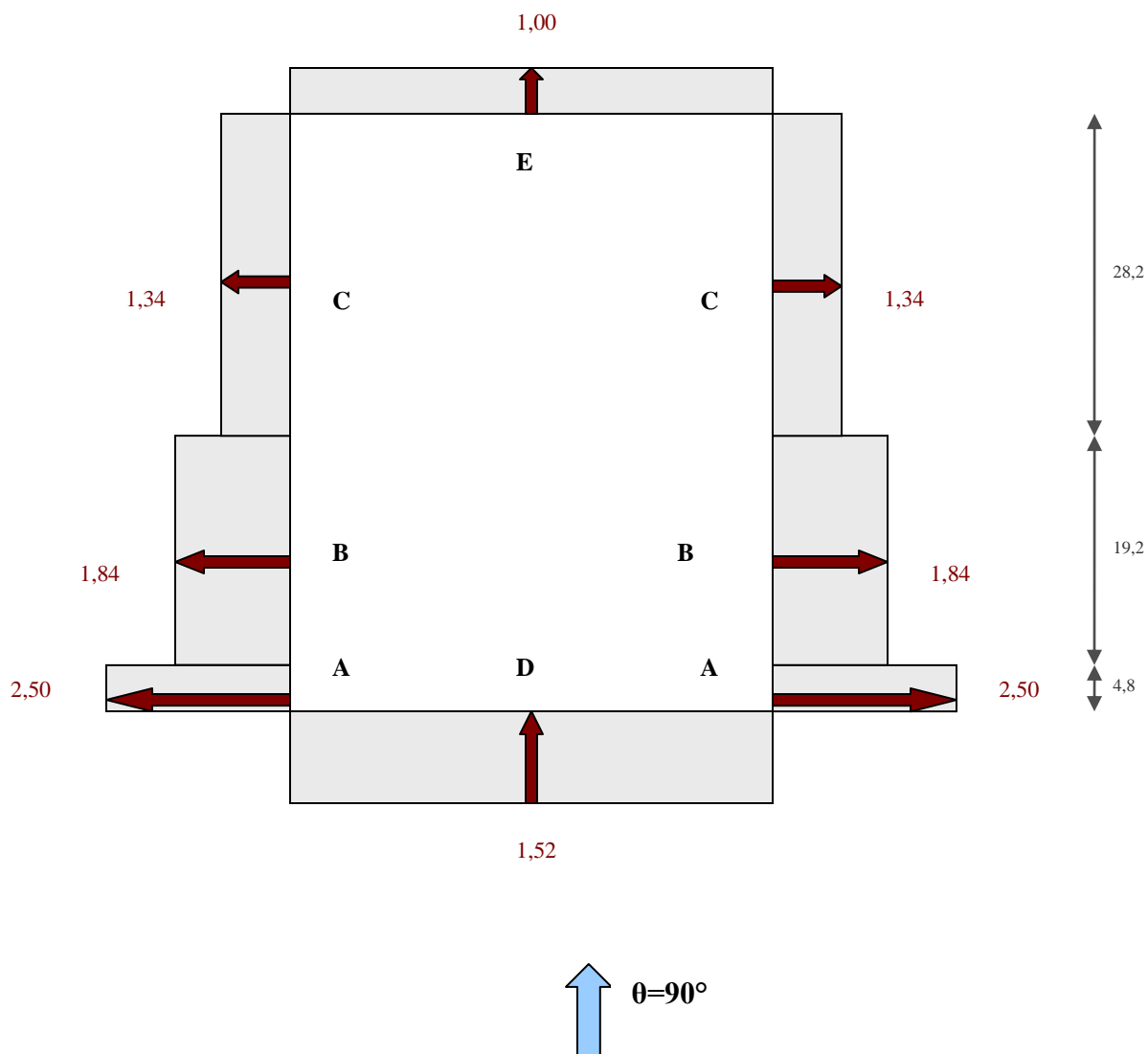
Γ. Τελικές πιέσεις ανέμου

Για όλες τις περιπτώσεις εξετάσαμε γωνία ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$. Από όλες τις περιπτώσεις επιλέγουμε τις δυσμενέστερες φορτίσεις για κάθε επιφάνεια χωριστά και με αυτές φορτίζουμε το κτίριο.

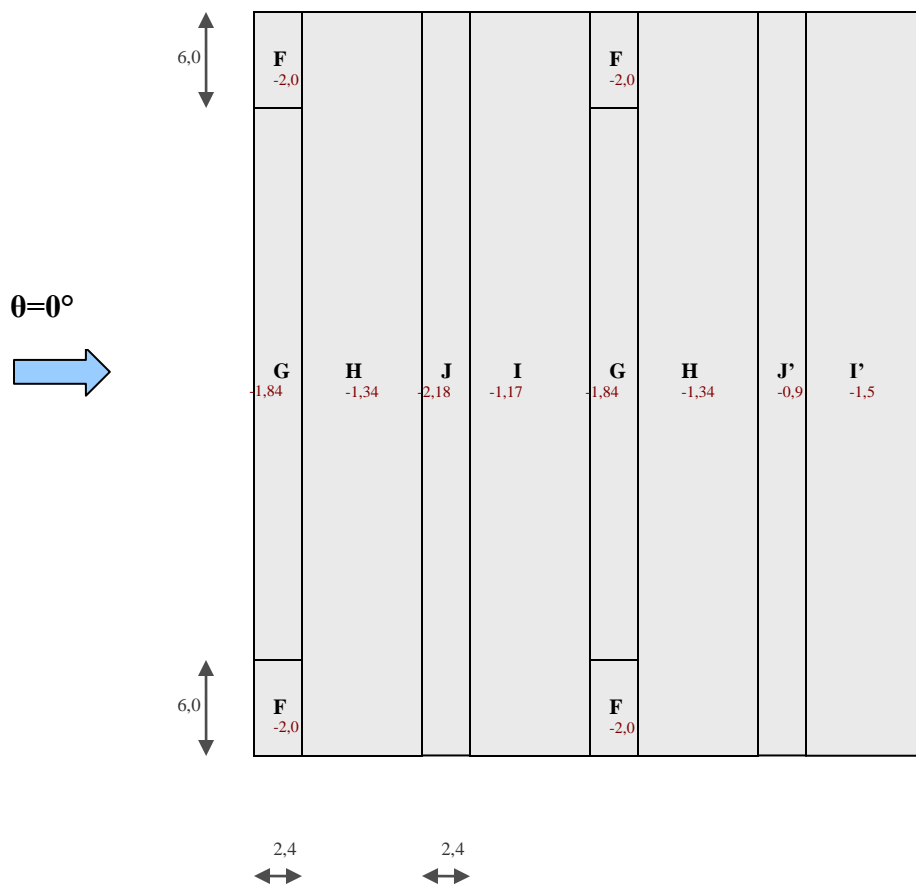
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι συνολικές πιέσεις επί των κατακόρυφων στοιχείων και επί της στέγης του κτιρίου.



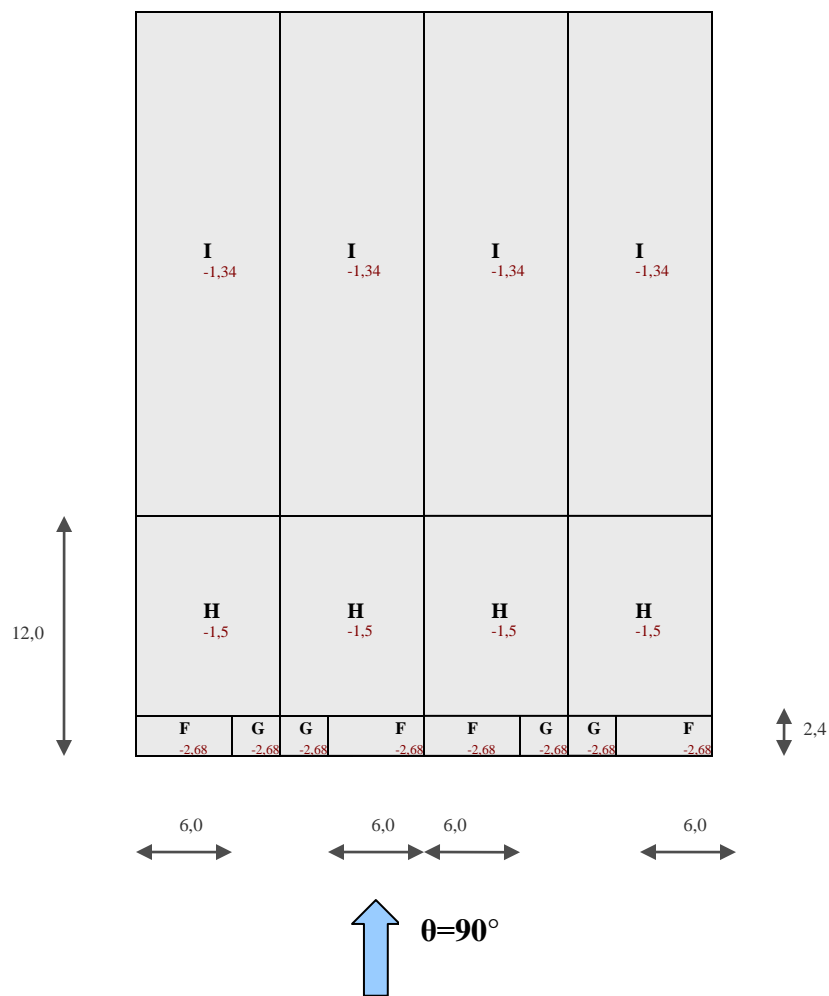
Σχ. 3.14 Πιέσεις ανέμου κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχ 3.15 Πιέσεις ανέμου κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$



Σχ. 3.16 Πιέσεις ανέμου στέγης για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχ. 3.17. Πιέσεις ανέμου στέγης για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

3.3.4 Θερμοκρασιακή Μεταβολή (T)

Μία κατασκευή υποβάλλεται στη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (πχ γέφυρες) από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (πχ κτίρια). Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλεται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (πχ χειμώνας - καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής και της θετικής ενεργού θερμοκρασίας.

Η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του) λήφθηκε στην περίπτωση μας ίση με 20° C.

3.3.5. Σεισμική Δράση

3.3.5.1. Γενικά

Ως σεισμός, ορίζεται μια ακολουθία δονήσεων, οι οποίες περιέχονται από ένα σημείο (περισσότερο ή λιγότερο βαθύ) του στερεού φλοιού της γης, οι οποίες οφείλονται σε φαινόμενα τεκτονικού χαρακτήρα και επιβάλλουν μετακινήσεις μεταβαλλόμενης φοράς σε μια περιοχή (περισσότερο ή λιγότερο εκτεταμένη) της επιφάνειας της γης.

Κατά τη διάρκεια ενός 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 μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η Ελλάδα βρίσκεται σε εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο ΕΑΚ 2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) ως νόμος του κράτους, καλύπτει τα λεγόμενα έργα «κανονικού κινδύνου» (δηλ. έργα των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενο του και στην άμεση γειτονία του) και περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

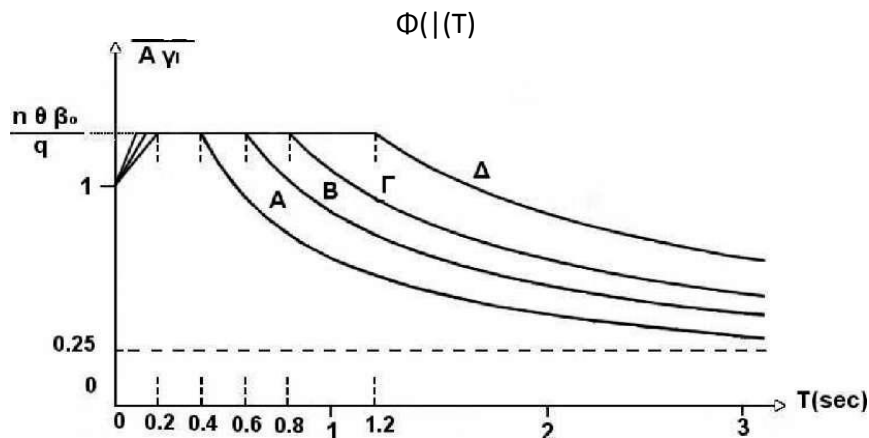
Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους.

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A, ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της

χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές $\gamma_H \cdot A$), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου». Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.

Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατικά ανεξάρτητες. Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων όλα τα σημεία του εδάφους θεωρείται ότι εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση. Η κίνηση αυτή θεωρείται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι την στάθμη ή τις στάθμες θεμελίωσης. Ειδικότερα, στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελίωσης, η σεισμική διέγερση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες.

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οι τεταγμένες του φάσματος απόκρισης δίνουν την μέγιστη επιτάχυνση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ζ . Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης του εδάφους χαρακτηρίζονται με το ίδιο «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης Φ_d . Το «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης δεν αντιστοιχεί σε καμία πραγματική σεισμική δόνηση, αλλά είναι αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας φασμάτων πολλών σεισμικών δονήσεων (ταξινόμηση κατά κατηγορίες εδαφών, κανονικοποίηση, κλπ.) και ομαλοποίηση της τελικής φασματικής γραμμής. Το φάσμα αυτό χρησιμοποιείται μόνο στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και εφόσον η απόκριση υπολογίζεται με τη δυναμική φασματική μέθοδο.



Σχ. 3.18. Φάσμα Σχεδιασμού κατά τον ΕΑΚ.

Για την «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα «φάσματα σχεδιασμού» Φ_d , τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων.

Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

1. Το σχήμα του φάσματος.
2. Την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

Πίνακας 3.6 Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0,10	0,15	0,20	0,20
T_2	0,40	0,60	0,80	1,20

Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_0 και τις περιόδους T_1 και T_2 . Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

Περιοχή Περιόδων	Εξίσωση
$0 \leq T < T_1$:	$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$
$T_1 \leq T \leq T_2$:	$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$
$T_2 < T$:	$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

όπου:

$A = \alpha \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

g επιτάχυνση της βαρύτητας

γ_I συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$

θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος

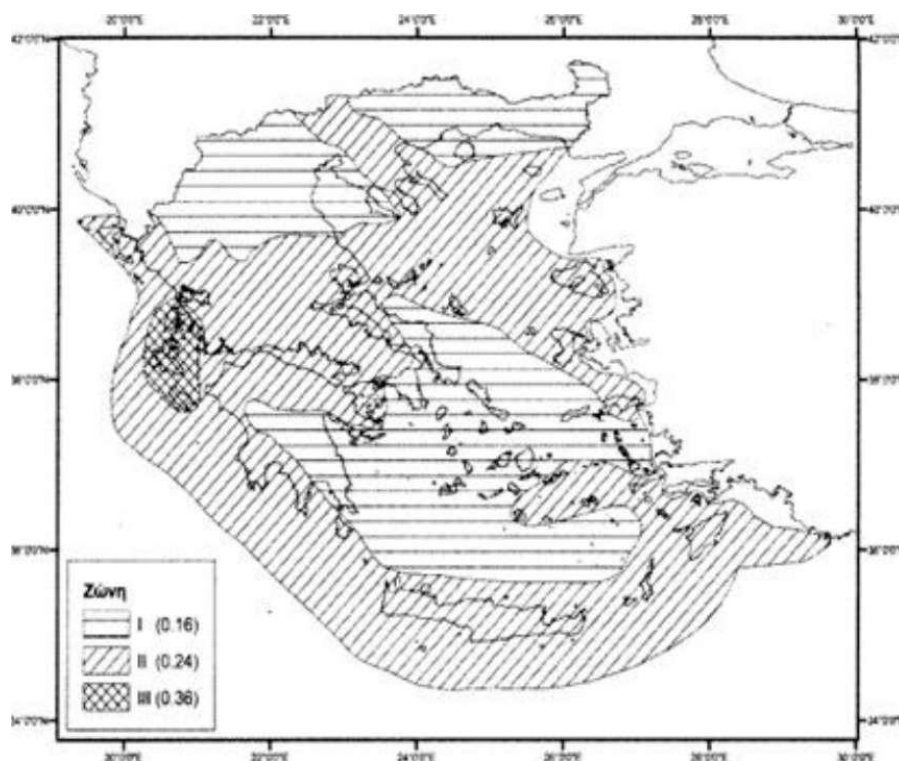
$\beta_0 = 2.5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

A, B, Γ, Δ κατηγορία εδάφους

3.3.5.2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Για την εφαρμογή του ΕΑΚ 2000 η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (Σχ. 3.19). Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7 Οι τιμές των

σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 3.7 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.



Σχ. 3.19 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Πίνακας 3.7 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: A=a-g (g: επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στη Ζώνη I, δηλαδή έχουμε **A=0,16g**.

3.3.5.3 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γι σύμφωνα με τον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8 Συντελεστές Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας		Υι
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

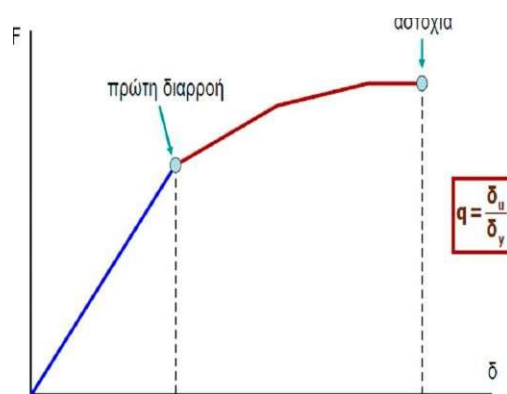
Το παρών βιομηχανικό κτίριο ανήκει στην κατηγορία Σ2, άρα $\gamma_i=1,0$

3.3.5.4 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί επιτρέπουν τον σχεδιασμό με μειωμένες δυνάμεις, δεχόμενοι την ανάπτυξη πλαστικοποιήσεων και ανελαστικής συμπεριφοράς, εξασφαλίζοντας όμως την ανάπτυξη πλαστικής συμπεριφοράς και την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας. Έτσι μπορεί να αποφευχθεί η ανελαστική ανάλυση κατά το σχεδιασμό της κατασκευής. Η ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων της, λαμβάνεται υπόψη πραγματοποιώντας ελαστική ανάλυση βασισμένη σε ένα μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σχέση με το αντίστοιχο ελαστικό. Ο συντελεστής q εισάγει

λοιπόν την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν στο απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Δηλαδή, ο δείκτης συμπεριφοράς μπορεί προσεγγιστικά να θεωρηθεί ως ο λόγος των σεισμικών δυνάμεων που θα δρούσαν σε μια κατασκευή αν η απόκρισή της ήταν πλήρως ελαστική, προς τις αντίστοιχες δυνάμεις που θα χρησιμοποιηθούν σ' έναν ισοδύναμο σχεδιασμό μ' ένα συμβατικό ελαστικό μοντέλο με ταυτόχρονη εξασφάλιση της δυνατότητας ανάπτυξης μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων ικανών να απορροφήσουν την ενέργεια ενός μεγάλου σεισμού χωρίς κατάρρευση. (Σχ. 3.20).



Σχ. 3.20. Διάγραμμα Σεισμικής Δύναμης και Απόκρισης Κατασκευής (Μετελαστική συμπεριφορά)

Άρα ο δείκτης αυτός αναφέρεται σε ολόκληρη την κατασκευή (υπολογίζεται όμως ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού) και συγκεντρώνει τόσο την πλαστιμότητά της, όσο και την απορρόφηση σημαντικής ποσότητας ενέργειας χωρίς μείωση της αντοχής.

Μέγιστες τιμές του q δίνονται στον Πίνακα 3.9 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

Πίνακας 3.9 Μέγιστες τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς μ

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	μ
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί - Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Το υπό μελέτη κτίριο συμπεριφέρεται ως ακολούθως:

Διεύθυνση Χ:

Είναι η διεύθυνση που είναι κάθετη στους κύριους φορείς (πλαίσια), και οι σεισμικές δυνάμεις (όπως και οι ανεμοπιέσεις) αναλαμβάνονται από τους δικτυωτούς σύνδεσμούς. Πρόκειται για

Περατικός Ανδρέας

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = \sqrt{\frac{7}{6}} = 1,080$$

3.3.5.6 Κατάταξη εδαφών

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ, που περιγράφονται στον Πίνακα 3.11.

Πίνακας 3.11 Κατηγορίες εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1 [3]). Απότομες κλιείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Έτσι για έδαφος κατηγορίας Β, και σύμφωνα με τον πίνακα 3.6 έχουμε :

$$T1=0,15 \text{ sec}$$

$$T2=0,60 \text{ sec}$$

3.3.5.7 Συντελεστής θεμελίωσης

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1,0.

Άρα στο κτίριο μας έχουμε $\theta=1,0$ (Κατηγορία Εδάφους Β)

3.3.5.8. Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

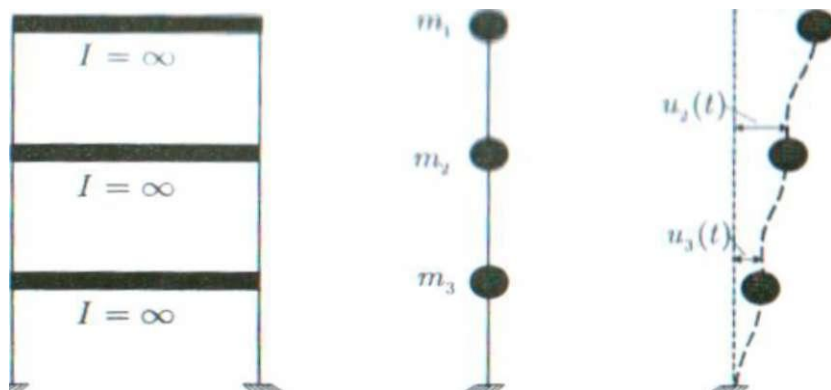
Σύμφωνα με τον ΕΑΚ προβλέπονται δύο μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος
- Η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος

Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος είναι γενικής εφαρμογής και μεγαλύτερης ακρίβειας από την Ισοδύναμη Στατική. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή. Το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνεται υπόψη διαφέρει κάθε φορά ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.

Στην Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από την εφαρμογή ισοδύναμων σεισμικών φορτίων, τα οποία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία, δηλαδή κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις να είναι αμελητέες. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης της κατασκευής.

Και οι δύο μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Αναλυτικότερα η μάζα, ενώ είναι κατανεμημένη σε όλα τα μέλη τους, συχνά εμφανίζει συγκεντρώσεις σε ορισμένα σημεία ή περιοχές, στα κτίρια π.χ. η μάζα συγκεντρώνεται στις στάθμες των ορόφων, υιοθετείται δηλαδή η παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων τους. Αυτό επιτρέπει να περιγράψουμε την κίνηση του απειροβάθμιου συστήματος με πολυβάθμιο λαμβάνοντας ως συντεταγμένες της παραμόρφωσης τις συνιστώσες μετατοπίσεως των σημείων της κατασκευής που παρουσιάζουν συγκέντρωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών τους (μαζών, ροπών αδρανείας).



Σχ. 21 Τριώροφο κτίριο με παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών

Στο μεταλλικό κτίριο θα εφαρμοστεί η δυναμική φασματική μέθοδος

Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα Φ^{\wedge} (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_{i}(T)$. Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντωμένης μάζας M του συστήματος. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T>0,20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

3.3.5.9. Σεισμική φόρτιση μεταλλικού κτιρίου

Κατά τη διάρκεια του σεισμού, η κατασκευή υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, οφειλόμενες στη μετακίνηση του εδάφους. Η κατασκευή αποκρίνεται σε αυτές τις μετακινήσεις, επιστρατεύοντας την ακαμψία και την αντοχή της.

Η σεισμική δύναμη (ουσιαστικά δεν επιβάλλεται δύναμη από το σεισμό αλλά λόγω των επιβαλλόμενων από το σεισμό παραμορφώσεων αναπτύσσονται εσωτερικά μεγέθη) παραλαμβάνεται από τα παράλληλα πλαίσια και ανακατανέμεται μέσω των συνδέσμων ακαμψίας σε όλη την κατασκευή.

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις 2 οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού.

Για την κατασκευή των φασμάτων οι παραδοχές συγκεντρωτικά είναι οι ακόλουθες:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, **A=0,16g**
- Συντελεστής σπουδαιότητας **$\gamma_i=1,0$**
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς κατά X : **$\alpha_x=4$**
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς κατά Y : **$\alpha_y=3$**
- Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης **$n=0,108$**
- Συντελεστής επιρροής θεμελίωσης **$\theta=1,0$**
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης **$\beta_0=2.5$**
- Κατηγορία εδάφους **B (T1=0,15sec , T2=0,60 sec)**

Με βάση τα παραπάνω έχουμε τις ακόλουθες εξισώσεις και τα ακόλουθα φάσματα:

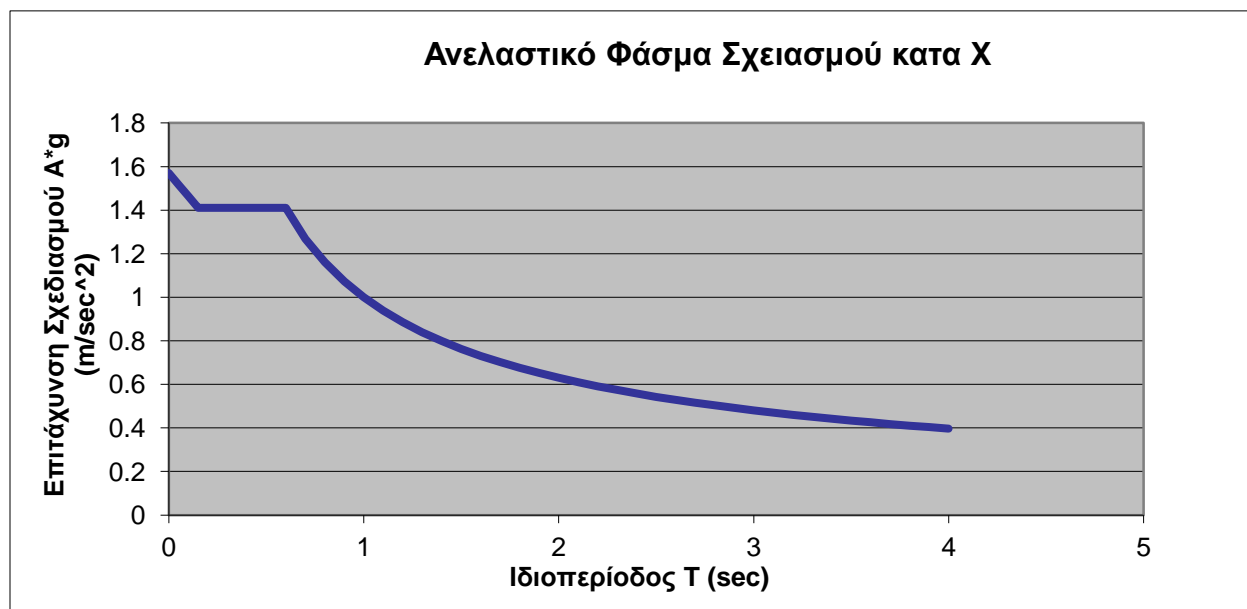
Σεισμός κατά διεύθυνση X

$$0 \leq T \leq T_1 \quad \Phi_d(T) = 1,57 - 1,046T$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_d(T) = 1,4126$$

$$T > T_2 \quad \Phi_d(T) = T^{-2/3}$$

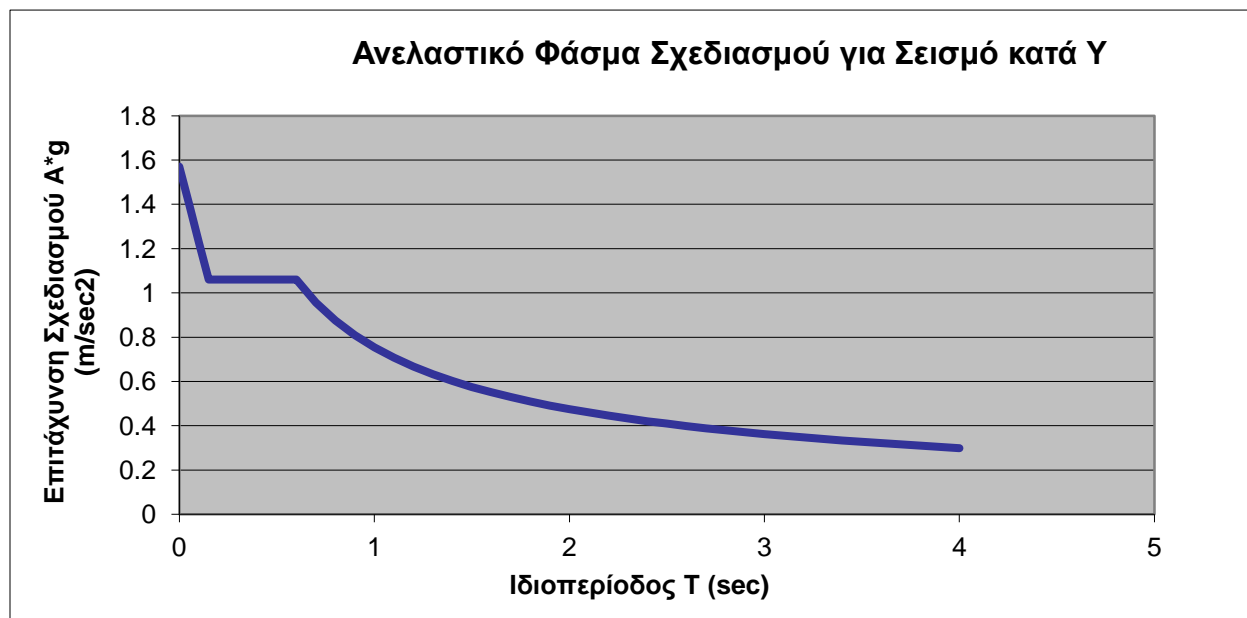
Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά X:



Σεισμός κατά διεύθυνση Υ

$0 \leq T \leq T_1$	$\Phi_d(T) = 1,57 - 3,4T$
$T_1 \leq T \leq T_2$	$\Phi_d(T) = 1,06$
$T > T_2$	$\Phi_d(T) = 0,7537T^{-2/3}$

Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά Υ:



3.3.5.10 Ιδιομορφές φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K], Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0,03$ sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T > 0,20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

1) **SRSS**: Square Root of the Sum of Squares

Περατικός Ανδρέας

2) CQC: Complete Quadratic Combination

Στη φασματική ανάλυση που χρησιμοποιήθηκε στο πρόγραμμα Etabs, η σεισμική απόκριση υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο SRSS, δηλαδή:

$$X = \pm (X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_K^2)^{1/2}$$

Όπου :

K: ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

X_i : συμμετοχή της I ιδιομορφής στο μέγεθος X.

Στην ανάλυση του κτιρίου λήφθηκαν υπόψη οι πρώτες 3 ιδιομορφές με συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας:

$$\Sigma m_x = 92,4834\%$$

$$\Sigma m_y = 98,7311\%$$

Οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου και τα ποσοστά των δρώσων μαζών που συμμετέχουν σε κάθε μια από αυτές φαίνονται στον πίνακα 3.12.

Πίνακας 3.12 Ποσοστά συμμετοχής μαζών(σε κάθε διεύθυνση) και ιδιοπερίοδοι κτιρίου

Modal Participating Mass Ratios							
Edit View							
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	1	0,662950	0,0005	89,9446	0,0000	0,0005	89,9446
	2	0,262663	1,2436	8,6320	0,0000	1,2441	98,5766
	3	0,247479	91,2393	0,1545	0,0000	92,4834	98,7311
	4	0,176138	0,4113	1,0631	0,0000	92,8947	99,7943
	5	0,165421	4,7614	0,1744	0,0000	97,6560	99,9687
	6	0,105432	0,0320	0,0243	0,0000	97,6880	99,9930
	7	0,079048	0,2423	0,0051	0,0000	97,9303	99,9980
	8	0,067696	1,9403	0,0001	0,0000	99,8705	99,9982
	9	0,054783	0,0076	0,0000	0,0000	99,8782	99,9982
	10	0,047904	0,0457	0,0000	0,0000	99,9239	99,9983
	11	0,047477	0,0142	0,0000	0,0000	99,9381	99,9983
	12	0,044445	0,0006	0,0001	0,0000	99,9387	99,9983
	13	0,042429	0,0066	0,0000	0,0000	99,9453	99,9984
	14	0,039714	0,0012	0,0000	0,0000	99,9465	99,9984
	15	0,037373	0,0000	0,0000	0,0000	99,9465	99,9984
	16	0,037290	0,0000	0,0000	0,0000	99,9465	99,9984
	17	0,037248	0,0000	0,0000	0,0000	99,9465	99,9984
	18	0,037248	0,0000	0,0000	0,0000	99,9465	99,9984
	19	0,037248	0,0000	0,0000	0,0000	99,9465	99,9984
	20	0,037248	0,0000	0,0000	0,0000	99,9465	99,9984

3.4 Συνδυασμοί Δράσεων

3.4.1. Οριακές Καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις Αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας

Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα 1 τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων συνοψίζονται στον πίνακα 3.12.

Πίνακας 3.12. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0
$\gamma^{\wedge} \gamma_E$	1,0	0	-	-

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διάφορων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Οι συντελεστές ψ για τα κτίρια, όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 3.13.

Πίνακας 3.13. Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Το υπό μελέτη μεταλλικό κτίριο ανήκει στην Κατηγορία E: Χώροι αποθήκευσης.
Οι συντελεστές ψ για φορτία που θα χρησιμοποιηθούν φαίνονται στον Πίνακα 3.13.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ωφέλιμα	1,0	0,9	0,8
Χιόνι	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

3.4.1.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ultimate Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \acute{\eta} \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού:

$$\Sigma G_{k,j} + P + A_{ED} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.4.1.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.). Ο συνδυασμός σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που χρησιμοποιείται είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1$$

3.4.2 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου

Τα φορτία που εισέρχονται στους συνδυασμούς δράσεων και οι συμβολισμοί τους στο πρόγραμμα Etabs είναι τα ακόλουθα:

1) Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού (χάλυβας, σκυρόδεμα, χαλυβδόφυλλα):
Υπολογίζεται ταυτόχρονα από το πρόγραμμα: **DEAD**

2) Πρόσθετο μόνιμο φορτίο : **SDEAD**

3) Κινητό φορτίο στέγης: **LIVEST**

4) Κινητό φορτίο ημιωρόφου: **LIVESUM**

5) Φορτίο χιονιού: **SNOW**

6) Φορτίο ανέμου κατά διεύθυνση X: **WINDX**

7) Φορτίο ανέμου κατά διεύθυνση Y: **WINDY**

8) Θερμοκρασιακή μεταβολή: **TEMP**

9) Σεισμός κατά διεύθυνση X: **EX**

10) Σεισμός κατά διεύθυνση Y: **EY**

Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

➤ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

A) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVEST:

$$1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5LIVEST+1,5*1,0LIVESUM+1,5*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVESUM:

$$1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5LIVESUM+1,5*0,5SNOW+1,5*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:

$$1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5SNOW +1,5*1,0LIVESUM+1,5*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:

$$1,35DEAM+1,35SDEAD+1,5TEMP+1,5*1,0LIVESUM+1,5*0,5SNOW$$

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WY:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,5WINDY+1,5*0,6TEMP$$

➤ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

A) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVEST:

$$1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5LIVEST+1,5*1,0LIVESUM+1,5*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVESUM:

$$1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5LIVESUM+1,5*0,5SNOW+1,5*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:

$$1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5SNOW +1,5*1,0LIVESUM+1,5*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:

$$1,35DEAM+1,35SDEAD+1,5TEMP+1,5*1,0LIVESUM+1,5*0,5SNOW$$

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WX:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,5WINDX+1,5*0,6TEMP$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί θα επαναληφθούν και αρνητική θερμοκρασία.

Σε καμία από τις παραπάνω περιπτώσεις το κινητό φορτίο της στέγης (LIVEST) δεν επαλληλίζεται με το χιόνι.

Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας:

➤ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

A) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVEST:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0LIVEST+1,0LIVESUM+0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVESUM:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0LIVESUM+0,5SNOW+0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0SNOW +1,0LIVESUM+*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:

$$1,0DEAM+1,0SDEAD+1,0TEMP+1,0LIVESUM+0,5SNOW$$

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WY:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0WINDY+0,6TEMP$$

➤ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

A) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVEST:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0LIVEST+1,0LIVESUM+0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVESUM:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0LIVESUM+0,5SNOW+0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0SNOW +1,0LIVESUM+*0,6TEMP$$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:

$$1,0DEAM+1,0SDEAD+1,0TEMP+1,0LIVESUM+0,5SNOW$$

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WY:

$$1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0WINDX+0,6TEMP$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί θα επαναληφθούν και αρνητική θερμοκρασία.

Σε καμία από τις παραπάνω περιπτώσεις το κινητό φορτίο της στέγης (LIVEST) δεν επαλληλίζεται με το χιόνι.

Καταστάσεις Σεισμικού Συνδυασμού:

$$1) 1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)+EX+0,3EY$$

$$2) 1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)+EX-0,3EY$$

$$3) 1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)-EX+0,3EY$$

Περατικός Ανδρέας

- 4) $1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)-EX-0,3EY$
 5) $1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)+EY+0,3EX$
 6) $1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)+EY+0,3EX$
 7) $1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)+EY+0,3EX$
 8) $1,0(DEAD+SDEAD)+0,8(LIVEST+LIVESUM)+EY+0,3EX$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω θεωρήθηκαν οι ακόλουθοι συνδυασμοί φορτίσεων:

Πίνακας 3.14. Συνδυασμοί Δράσεων

Συνδυασμοί	DEAD	SDEAD	LIVEST	LIVESUM	SNOW	TEMP	WINDX	WINDY	EX	EY
ULS1	1,35	1,35	1,5	1,5		0,9				
ULS2	1,35	1,35		1,5	0,75	0,9				
ULS3	1,35	1,35		1,5	1,5	0,9				
ULS4	1,35	1,35		1,5	0,75	1,5				
ULS5	1,0	1,0				0,9		1,5		
ULS6	1,0	1,0				0,9	1,5			
ULS7	1,35	1,35	1,5	1,5		-0,9				
ULS8	1,35	1,35		1,5	0,75	-0,9				
ULS9	1,35	1,35		1,5	1,5	-0,9				
ULS10	1,35	1,35		1,5	0,75	-1,5				
ULS11	1,0	1,0				-0,9		1,5		
ULS12	1,0	1,0				-0,9	1,5			
SLS1	1,0	1,0	1,0	1,0		0,6				
SLS2	1,0	1,0		1,0	0,5	0,6				
SLS3	1,0	1,0		1,0	1,0	0,6				
SLS4	1,0	1,0		1,0	0,5	1,0				
SLS5	1,0	1,0				0,6		1,0		
SLS6	1,0	1,0				0,6	1,0			
SLS7	1,0	1,0	1,0	1,0		-0,6				
SLS8	1,0	1,0		1,0	0,5	-0,6				
SLS9	1,0	1,0		1,0	1,0	-0,6				
SLS10	1,0	1,0		1,0	0,5	-1,0				
SLS11	1,0	1,0				-0,6		1,0		
SLS12	1,0	1,0				-0,6	1,0			

SEISMIC1	1,0	1,0	0,8	0,8					1,0	0,3
SEISMIC2	1,0	1,0	0,8	0,8					1,0	-0,3
SEISMIC3	1,0	1,0	0,8	0,8					-1,0	0,3
SEISMIC4	1,0	1,0	0,8	0,8					-1,0	-0,3
SEISMIC5	1,0	1,0	0,8	0,8					0,3	1,0
SEISMIC6	1,0	1,0	0,8	0,8					-0,3	1,0
SEISMIC7	1,0	1,0	0,8	0,8					0,3	-1,0
SEISMIC8	1,0	1,0	0,8	0,8					-0,3	-1,0

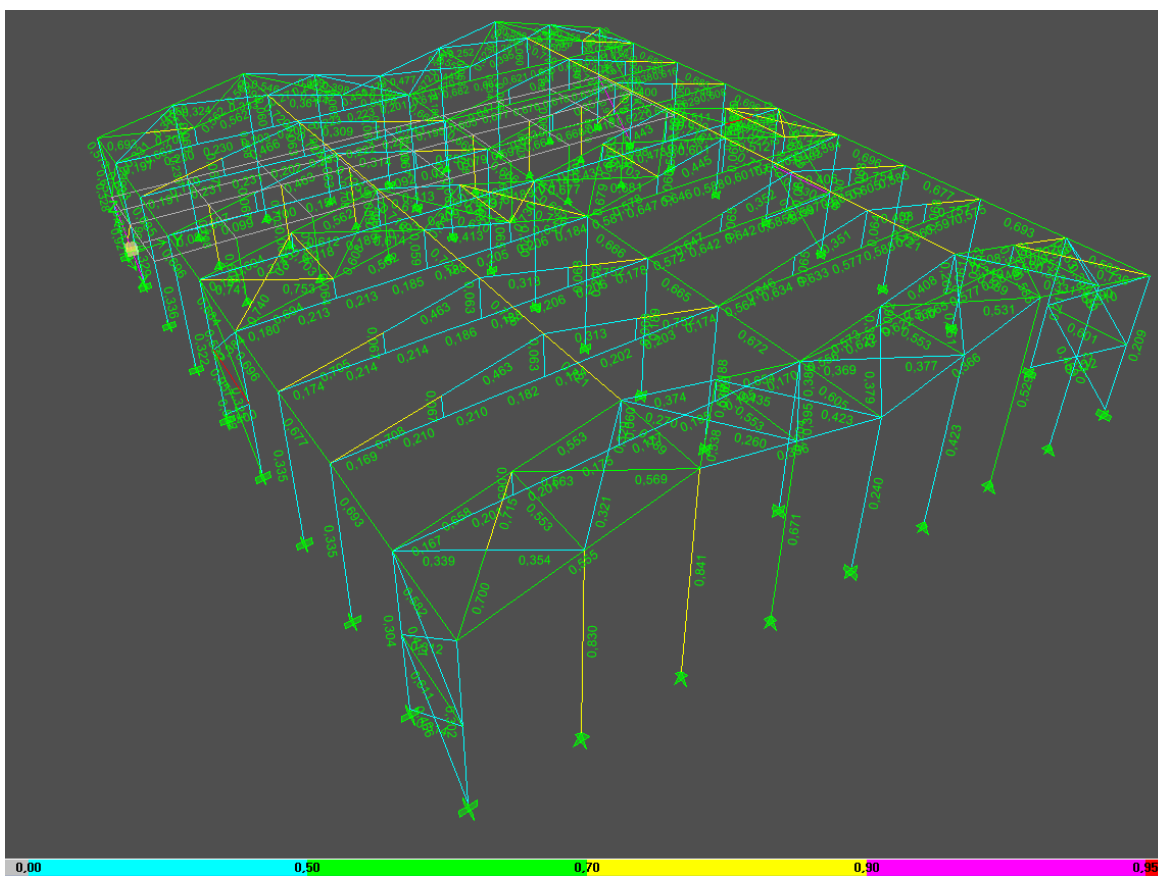
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

4.1. Γενικά

Η στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια ηλεκτρονικού υπολογιστή με χρήση του προγράμματος Etabs Nonlinear v9.5. Ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Sym Deck Designer.

Μέσω του προγράμματος Etabs, βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής, για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα, με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των στοιχείων του φορέα επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, και επίσης να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής.

Μέσω της εντολής Start Steel Design/Check of Structure, το πρόγραμμα βρήκε τα εντατικά μεγέθη για όλους τους συνδυασμούς, και εμφάνισε τα εξής αποτελέσματα (συντελεστές εκμετάλλευσης):



Σχ.4.1 Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών κτιρίου

Απ' ότι φαίνεται η κατασκευή απαιτεί τις απαιτήσεις σε στατικότητα.

Περατικός Ανδρέας

4.2. Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3

4.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS)

Κατάταξη διατομών:

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στρωφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στρωφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις 4 κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορία 1: Η πλαστική ροπή $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$

Κατηγορία 2: Η πλαστική ροπή $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$

Κατηγορία 3: Η ελαστική ροπή $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$

Κατηγορία 4: Η ροπή τοπικού λυγισμού $M < M_{el}$

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

4.2.1.1 Αντοχές διατομών

Μονοαξονικός Εφελκυσμός

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, 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 $N_{t,Rd}$ είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανόμενη ως η μικρότερη από:

Περατικός Ανδρέας

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα

πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$

Όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη, και είναι ίση με:

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

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

Τέμνουσα

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

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

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η

πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ η οποία δίνεται από τη σχέση: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, 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 οποία ισούται με:

α) $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

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

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

Κάμψη και Τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας.

Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται. Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται.

Όταν ή δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{ed} είναι μεγαλύτερη από το **50%** της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης A_v τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής: $(1 - \rho) f_y$

$$\text{όπου } \rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί εναλλακτικά να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά πρέπει } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

Κάμψη και Αξονική Δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι: $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$ 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:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

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

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

Error! No text of specified style in document.

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

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{αλλά } a \leq 0,5$$

Για κοίλες διατομές σταθερού πάχους στις οποίες δε λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a_w) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a_f) \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

όπου

$$a_w = (A - 2bt) / A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A - 2ht) / A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5$$

Διακονική Κάμψη

Για διακονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών και που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

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

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} .$$

4.2.1.2 Αντοχές Μελών

Στην παράγραφο 4.2.1.1 παρουσιάστηκε η αντοχή των διατομών σε διάφορα είδη καταπονήσεων και στους συνδυασμούς τους. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους (π.χ. εφελκυσμός, κάμψη πλευρικά προστατευμένων δοκών).

Σε πολλές άλλες περιπτώσεις όμως διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας (λυγισμός). Η στάθμη αυτή φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους παρατηρείται δε, γενικά, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.

Σε αυτή την παράγραφο εξετάζονται περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

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

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 για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

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

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

όπου:

α είναι ένας συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού, και λαμβάνεται από τον πίνακα 4.1.

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

Πίνακας 4.1 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 δίνεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1}$$

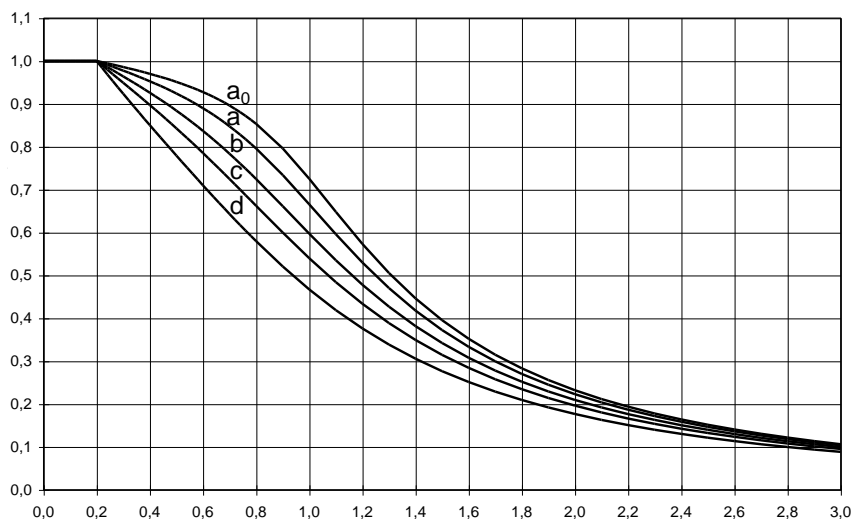
όπου L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

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

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε } N/mm^2)$$

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 4.2



Σχ.4.2 Καμπύλες λυγισμού

Στρεπτοκαμπτικός (Πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον κανονισμό, μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

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

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

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

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες 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

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0$$

όπου $\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_T)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_T)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_{\xi} - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_{\xi} - C_3 z_j) \right\}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

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

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

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 άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y και χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

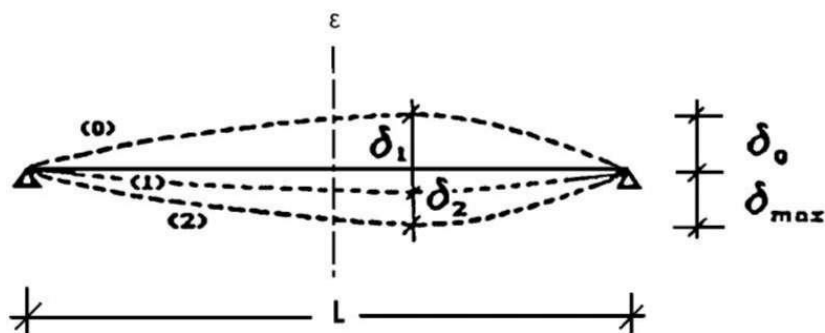
4.2.2 Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

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 (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά, όπως γυαλί γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονίαμα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις, αλλαγές στην στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση 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).



Σχ.4.3 Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με: $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

όπου:

δ_{\max} είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

δ_1 είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.2 Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

	δ_{\max}	δ_2
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων, και συγκεκριμένα για τα μονώροφα κτίρια πρέπει να ισχύει:

- Μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες: $u \leq H/150$
(u είναι η μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου)

4.3. Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου

Για την ανάλυση τα κοινά δομικά στοιχεία γίνονται ομάδες (groups), και διαστασιολογούνται με βάση αυτό που καταπονείται περισσότερο. Τα αποτελέσματα κάθε διατομής φαίνονται παρακάτω.

Υπενθυμίζεται ότι για τα παρακάτω μέλη (μέχρι και την παράγραφο 4.2.12) ο έλεγχος γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα Etabs με βάση τον Ευρωκώδικα 3.

4.3.1 Ζυγώματα Πλαισίων

Επιλέχθηκε διατομή IPE500.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο ζυγώμα του πλαισίου C με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,787.

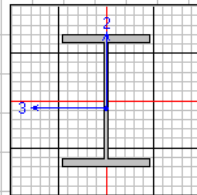
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	Units: KN-m
Level: STORY1 Element: D1276 Station Loc: 0,000 Section ID: IPE500								
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1								
L=5,640								
A=0,012 I22=2,142E-05 I33=4,820E-04 Wp122=3,360E-04 Wp133=0,002								
We122=2,142E-04 We133=0,002 i22=0,043 i33=0,204								
E=210000000,00 fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,787 = 0,524 + 0,263 + 0,000								
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS9	P	M33	M22	U2	U3		
		-496,529	-103,375	0,025	-46,951	0,002		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
	496,529	948,401	2478,182	2425,505	948,401			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd				
Minor Bending	0,025	468,718	468,718	362,882				
Major Bending	K	L	k	klt	C1			
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	0,923	1,591			
SHEAR DESIGN								
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
Minor Shear	46,951	629,049	0,075					
	0,002	657,829	2,750E-06					

Σχ.4.4 Ανάλυση ζυγώματος πλαισίου

4.3.2 Περιμετρικά Υποστυλώματα Πλαισίων

Επιλέχθηκε διατομή HEB450.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο υποστύλωμα του πλαισίου Β (υποστύλωμα 5B) με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,352.

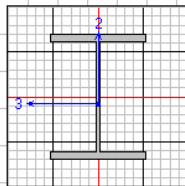
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)						Units: KN-m
Level: STORY1 Element: C61-1 Station Loc: 0,000 Section ID: HE450B						
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1						
L=9,500						
A=0,022 I22=1,172E-04 I33=7,989E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,004						
We122=7,813E-04 We133=0,004 i22=0,073 i33=0,191						
E=210000000,00 Fy=235000,000						
RLLF=1,000						
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,352 = 0,117 + 0,225 + 0,010						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
	P	M33	M22	U2	U3	
ComboSEISMIC5	-379,265	182,180	-2,574	43,792	-0,749	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)						
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd	
Axial	379,265	3233,220	4657,273	4590,795	3233,220	
	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd		
Major Bending	182,180	850,700	850,700	811,289		
Minor Bending	2,574	255,936	255,936			
	K	L	k	k1t	C1	
Major Bending	1,000	0,500	1,000	1,000	2,700	
Minor Bending	1,230	0,500	1,000			
SHEAR DESIGN						
	U.Sd	U.Rd	Ratio			
Major Shear	43,792	777,061	0,056			
Minor Shear	0,749	1603,459	0,000			

Σχ.4.5 Ανάλυση περιμετρικού υποστυλώματος πλαισίου

4.3.3 Εσωτερικά Υποστυλώματα Πλαισίων

Επιλέχθηκε διατομή HEB400.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο υποστύλωμα του πλαισίου Β (υποστύλωμα 3B) με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,338.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)						Units: KN-m
Level: STORY1 Element: C76-1 Station Loc: 0,000 Section ID: HE400B						
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1						
L=9,500						
A=0,020 I22=1,002E-04 I33=5,768E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,003						
We122=7,213E-04 We133=0,003 i22=0,074 i33=0,171						
E=210000000,00 Fy=235000,000						
RLLF=1,000						
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,338 = 0,188 + 0,032 + 0,118						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
	P	M33	M22	U2	U3	
ComboSEISMIC6	-631,488	-19,938	27,906	-7,522	7,503	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)						
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd	
Axial	631,488	3352,504	4230,000	3990,853	3352,504	
	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd		
Major Bending	19,938	690,473	690,473	627,379		
Minor Bending	27,906	235,855	235,855			
	K	L	k	k1t	C1	
Major Bending	1,466	0,500	1,000	1,000	1,000	
Minor Bending	1,000	0,500	1,000			
SHEAR DESIGN						
	U.Sd	U.Rd	Ratio			
Major Shear	7,522	666,052	0,011			
Minor Shear	7,503	1480,116	0,005			

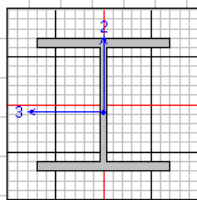
Σχ.4.6 Ανάλυση εσωτερικού υποστυλώματος πλαισίου

4.3.4 Υποστυλώματα Ημιορόφου

Επιλέχθηκε διατομή HEB200.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στα υποστυλώματα 2B, 3B και 4B με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,703.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: C81-1 Station Loc: 4,350 Section ID: HE200B							Units: KN-m	
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1								
L=4,750								
A=0,008 I22=2,003E-05 I33=5,696E-05 Wp122=3,060E-04 Wp133=6,430E-04								
We122=2,003E-04 We133=5,696E-04 i22=0,051 i33=0,085								
E=210000000,00 fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,703 = 0,672 + 0,000 + 0,031	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS10	P	M33	M22	U2	U3		
		-662,952	-3,858E-04	-2,246	8,869E-05	0,516		
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
	662,952	985,855	1668,500	1443,166	985,855			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd				
Minor Bending	2,246	137,368	137,368	128,695				
		65,373	65,373					
Major Bending	K	L	k	kIt	C1			
Minor Bending	1,000	0,916	1,000	0,941	1,800			
	1,000	0,916	0,901					
SHEAR DESIGN								
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
Minor Shear	8,869E-05	222,017	0,000					
	0,516	616,715	0,001					



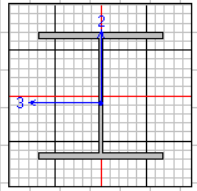
Σχ.4.7 Ανάλυση υποστυλώματος ημιορόφου

4.3.5 Μετωπικοί Στύλοι

Επιλέχθηκε διατομή HEA320

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο πλαίσιο J (υποστυλώμα 2J) με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,841.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: C101 Station Loc: 5,885 Section ID: HE320A							Units: KN-m	
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1								
L=12,000								
A=0,012 I22=6,985E-05 I33=2,293E-04 Wp122=7,100E-04 Wp133=0,002								
We122=4,657E-04 We133=0,001 i22=0,075 i33=0,136								
E=210000000,00 fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,841 = 0,000 + 0,833 + 0,000	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS11	P	M33	M22	U2	U3		
		-5,728	-181,824	0,000	0,000	0,000		
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
	5,728	702,907	2649,091	1714,643	702,907			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd				
Minor Bending	181,824	347,800	347,800	218,152				
	0,000	151,682	151,682					
Major Bending	K	L	k	kIt	C1			
Minor Bending	1,000	0,981	1,000	0,999	1,000			
	1,000	0,981	1,000					
SHEAR DESIGN								
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
Minor Shear	0,000	344,127	0,000					
	0,000	955,908	0,000					



Σχ.4.8 Ανάλυση μετωπικού στύλου

4.3.6 Ελκυστήρες

Επιλέχθηκε διατομή 2L180×18

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στον ελκυστήρα του πλαισίου E με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,746.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: B742 Station Loc: 5,470 Section ID: 2L180X18/20/							Units: KN-m	
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 3								
L=5,500								
A=0,012 I22=8,345E-05 I33=3,731E-05 Wp122=7,558E-04 Wp133=5,304E-04								
We122=4,392E-04 We133=2,893E-04 i22=0,082 i33=0,055								
E=210000000,00 fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,746 = 0,657 + 0,089 + 0,000	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS5	P	M33	M22	U2	U3		
		-186,804	5,523	-1,350E-06	-3,064	0,000		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
		Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd		
Axial		186,804	284,507	2644,818	1345,190	284,507		
		M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
Major Bending		5,523	61,808	61,808	61,808			
Minor Bending		1,350E-06	93,831	93,831				
		K	L	k	kIt	C1		
Major Bending		1,000	0,989	1,000	0,813	1,000		
Minor Bending		1,000	3,932	1,000				
SHEAR DESIGN								
		U.Sd	U.Rd	Ratio				
Major Shear		3,064	799,263	0,004				
Minor Shear		0,000	663,339	0,000				

Σχ.4.9 Ανάλυση ελκυστήρα

4.3.7 Αναρτήρες

Επιλέχθηκε διατομή 2L180×18

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στους αναρτήρες των πλαισίου F,G και H με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,068.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: C165-1 Station Loc: 1,250 Section ID: L60X6							Units: KN-m	
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 3								
L=1,250								
A=6,909E-04 I22=0,000 I33=0,000 Wp122=9,823E-06 Wp133=9,823E-06								
We122=5,284E-06 We133=5,284E-06 i22=0,018 i33=0,018								
E=210000000,00 fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,068 = 0,068 + 0,000 + 0,000	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS10	P	M33	M22	U2	U3		
		10,027	0,000	0,000	0,000	0,000		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
		Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd		
Axial		10,027	79,747	147,601	113,516	79,747		
		M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
Major Bending		0,000	1,129	1,129	1,129			
Minor Bending		0,000	1,129	1,129				
		K	L	k	kIt	C1		
Major Bending		1,000	0,856	1,000	1,000	1,000		
Minor Bending		1,000	0,856	1,000				
SHEAR DESIGN								
		U.Sd	U.Rd	Ratio				
Major Shear		0,000	44,403	0,000				
Minor Shear		0,000	44,403	0,000				

Σχ.4.10 Ανάλυση αναρτήρα

Περατικός Ανδρέας

4.3.8 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι

Επιλέχθηκε διατομή 2L90×12

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στους χιαστί σύνδεσμους του πρώτου φατνώματος (μεταξύ πλαισίων A και B) με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,786.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: D831 Station Loc: 3,485 Section ID: 2L90X12/20/							Units: KN-m	
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 3								
L=6,969								
A=0,004 I22=8,392E-06 I33=2,960E-06 Wp122=1,485E-04 Wp133=8,585E-05								
We122=8,392E-05 We133=4,668E-05 i22=0,045 i33=0,027								
E=210000000,00 Fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,786 = 0,728 + 0,059 + 0,000	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS4	P	M33	M22	U2	U3		
		-173,717	-0,584	-0,003	0,716	8,769E-04		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
	173,717	238,736	866,936	311,288	238,736			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd				
	0,584	9,973	9,973	9,973				
Minor Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd				
	0,003	17,928	17,928	17,928				
Major Bending	K	L	k	kIt	C1			
	1,000	0,500	1,000	0,921	1,000			
Minor Bending	K	L	k	kIt	C1			
	1,000	1,000	1,000	0,921	1,000			
SHEAR DESIGN								
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
	0,716	266,421	0,003					
Minor Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
	8,769E-04	221,154	3,965E-06					

Σχ.4.11 Ανάλυση κατακόρυφου χιαστί

4.3.9 Οριζόντιοι σύνδεσμοι εσωτερικού φατνώματος (πλαίσια E,F)

Επιλέχθηκε διατομή TUBO140×140×16.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο στοιχείο D1115 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,792.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: D1115 Station Loc: 0,000 Section ID: TUBO140X140X16							Units: KN-m	
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1								
L=4,117								
A=0,008 I22=2,068E-05 I33=2,068E-05 Wp122=3,711E-04 Wp133=3,711E-04								
We122=2,954E-04 We133=2,954E-04 i22=0,051 i33=0,051								
E=210000000,00 Fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,792 = 0,681 + 0,084 + 0,026	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS10	P	M33	M22	U2	U3		
		-339,382	6,687	-2,090	-0,087	-0,508		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
	339,382	498,358	1695,418	498,358	1289,187			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd				
	6,687	79,280	79,280	79,280				
Minor Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd				
	2,090	79,280	79,280	79,280				
Major Bending	K	L	k	kIt	C1			
	1,000	2,000	1,000	0,984	1,880			
Minor Bending	K	L	k	kIt	C1			
	1,000	1,000	1,000	0,984	1,880			
SHEAR DESIGN								
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
	0,087	552,577	0,000					
Minor Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
	0,508	552,577	0,001					

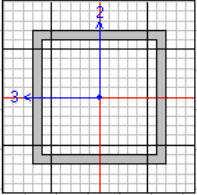
Σχ.4.12 Ανάλυση οριζόντιου χιαστί εσωτερικού φατνώματος

4.3.10 Οριζόντιοι σύνδεσμοι 2 εξωτερικών φατνωμάτων (πλαισίων A-B,I-J)

Επιλέχθηκε διατομή TUBO140×140×10.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο στοιχείο D1127 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,752.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	Units: KN-m
Level: STORY1 Element: D1127 Station Loc: 0,000 Section ID: TUBO140X140X10								
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1								
L=3,802								
A=0,005 I22=1,473E-05 I33=1,473E-05 Wp122=2,540E-04 Wp133=2,540E-04								
We122=2,104E-04 We133=2,104E-04 i22=0,053 i33=0,053								
E=210000000,00 Fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,752 = 0,662 + 0,067 + 0,023								
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS10	P	M33	M22	U2	U3		
		-267,195	3,640	1,266	-0,076	0,333		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
	267,195	403,902	1110,909	403,902	908,054			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd				
Minor Bending	1,266	54,264	54,264	54,264				
Major Bending	K	L	k	klt	C1			
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	0,989	1,880			
SHEAR DESIGN								
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
Minor Shear	0,076	345,360	0,000					
	0,333	345,360	0,001					



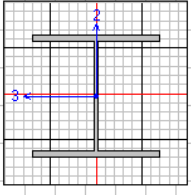
Σχ.4.13 Ανάλυση οριζόντιου χιαστί εξωτερικών φατνωμάτων

4.3.11 Κεφαλοδοκοί

Επιλέχθηκε διατομή HEA240.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στην κεφαλοδοκό 3 (στοιχείο B315) με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,728.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	Units: KN-m
Level: STORY1 Element: B315 Station Loc: 5,970 Section ID: HE240A								
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 2								
L=6,000								
A=0,008 I22=2,769E-05 I33=7,763E-05 Wp122=3,520E-04 Wp133=7,450E-04								
We122=2,308E-04 We133=6,750E-04 i22=0,060 i33=0,101								
E=210000000,00 Fy=235000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,728 = 0,694 + 0,033 + 0,000								
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Combo	ULS4	P	M33	M22	U2	U3		
		-580,608	-4,513	0,000	2,521	0,000		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
	580,608	836,135	1640,727	1348,979	836,135			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd				
Minor Bending	0,000	159,159	159,159	131,058				
Major Bending	K	L	k	klt	C1			
Minor Bending	1,000	0,990	1,000	0,967	1,059			
SHEAR DESIGN								
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio					
Minor Shear	2,521	212,767	0,012					
	0,000	592,046	0,000					



Σχ.4.14 Ανάλυση κεφαλοδοκού

4.3.12 Τεγίδες-Μηκίδες

Οι τεγίδες και οι μηκίδες δεν εισήχθησαν στο λογισμικό πρόγραμμα Etabs, και υπολογίστηκαν ξεχωριστά. Η διαφραγματική λειτουργία της στέγης του κτιρίου εξασφαλίστηκε μέσω της εντολής Assign Diaphragm, με την οποία ορίστηκαν 4 διαφορετικά διαφράγματα για τα 4 κεκλιμένα μέρη της στέγης.

Οι τεγίδες και οι μηκίδες είναι στοιχεία κυρίως καμπτόμενα. Διαστασιολογούνται με βάση τη μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή κάμψης περί τον ισχυρό άξονα, και στη συνέχεια ελέγχονται σε τέμνουσα, και διακονική κάμψη.

Διαστασιολόγηση τεγίδων

Όπως προαναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 1 της παρούσας εργασίας (Παράγραφος 1.3.2.2) η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται στην τεγίδα τύπου Gerber είναι $ql^2/16$.

Το πλάτος επιρροής για τα φορτία στην τεγίδα είναι 2,75m.

Τα φορτία στην τεγίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο Βάρος Τεγίδας: 0,158 kN/m
- Φορτίο Επικάλυψης στέγης (Πρόσθετο Μόνιμο) : $0,30\text{kN/m}^2 * 2,75\text{m} = 0,825$ kN/m
- Κινητό φορτίο στέγης: $0,75\text{ kN/m}^2 * 2,75 = 2,06$ kN/m
- Φορτίο Χιονιού: $0,92\text{ kN/m}^2 * 2,75\text{m} = 2,53$ kN/m
- Φορτίο Ανέμου : $-2,18\text{ kN/m}^2 * 2,75 = -6,0$ kN/m

Η τεγίδα βρίσκεται υπό γωνία $\alpha=12,8^\circ$, συνεπώς

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας υπολογίζουμε το συνδυασμό δράσεων με κύρια μεταβλητή το φορτίο ανέμου, διότι είναι η κυριότερη φόρτιση στην τεγίδα.

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

Για δυσμενή συνδυασμό με φορτία προς τα πάνω και κύρια φόρτιση ο άνεμος έχουμε:

$$\begin{aligned} P_{d,y} &= (1,0*G+0*Q)\cos\alpha+1,5*Wind \\ &= 1,0*(0,158+0,825)\cos 12,8 - 1,5*6,0 \\ &= \mathbf{-8,04\text{ kN/m}} \end{aligned}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

Για δυσμενή συνδυασμό με φορτία προς τα κάτω και κύρια φόρτιση το χιόνι έχουμε:

$$\begin{aligned} P_{d,z} &= [1,35*G+0*1,0*LIVEST+1,5*SNOW]\sin\alpha \\ &= [1,35*(0,158+0,825)+1,5*2,53]\sin 12,8 \\ &= \mathbf{1,14\text{ kN/m}} \end{aligned}$$

[Υπενθυμίζεται ότι το κινητό φορτίο στέγης δεν συνδυάζεται με τα φορτία χιονιού και ανέμου]

$$M_{Ed,y} = P_{d,y}*l^2/16 = 8,04*6^2/16 = 18,09\text{kNm} = \mathbf{1809\text{ kNcm}}$$

$$M_{Ed,z} = P_{d,z}*l^2/16 = 1,14*6^2/16 = 2,57\text{kNm} = \mathbf{257\text{ kNc m}}$$

Για χάλυβα S235 έχω $M_{Ed,y} \leq M_{pl,Rd,y} = W_{pl,Rd,y}*f_y/\gamma_{m0}$

Άρα πρέπει $W_{pl,Rd,y} \geq M_{Ed,y} * \gamma_{m0} / f_y$

Περατικός Ανδρέας

$W_{pl,Rd,y} \geq 1809 \cdot 1,0/23,5 = 76,98 \text{ cm}^3$.
Επιλέγουμε IPE160 με $W_{pl,Rd,y} = 123,9 \text{ cm}^3$.

Έλεγχος σε Τέμνουσα

$$V_{Ed} = q \cdot l/2 = 8,04 \cdot 6/2 = 24,12 \text{ kN}$$

$V_{c,rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo}) = (9,66 \cdot 23,5) / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 131 \text{ kN} > V_{Ed} = 24,12 \text{ kN}$ Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος σε Διακονική Κάμψη

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

Για διατομές I και H έχω: $\alpha = 2 ; \beta = 5n$ αλλά $\beta \geq 1$

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

Επειδή όπου $N_{Ed} = 0$, έχω $\alpha=2$ και $\beta=0$

$$M_{y,Rd} = W_{pl,Rd,y} \cdot f_y = 123,9 \cdot 23,5 = 3233,79 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,Rd} = W_{pl,Rd,z} \cdot f_y = 26,1 \cdot 23,5 = 613,35 \text{ kNcm}$$

Έχουμε:

$(1809/3233,79)^2 + (257/613,35)^0 = 0,732 < 1,0$. Άρα ο έλεγχος σε διακονική κάμψη ικανοποιείται.

Διαστασιολόγηση μηκίδων

Το πλάτος επιρροής για τα φορτία στη κηκίδα είναι 1,583 m.

Τα φορτία στην τεγίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο Βάρος Τεγίδας: 0,158 kN/m
- Φορτίο Ανέμου : $2,34 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,583 = 3,71 \text{ kN/m}$

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας έχουμε:

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

$$\begin{aligned} P_{d,y} &= 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \text{Wind} \\ &= 1,35 \cdot 0 + 1,5 \cdot 3,71 \\ &= \mathbf{5,57 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

$$\begin{aligned} P_{d,z} &= 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \text{Wind} \\ &= 1,35 \cdot 0,158 + 1,5 \cdot 0 \\ &= \mathbf{0,213 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

$$M_{Ed,y} = P_{d,y} \cdot l^2/16 = 5,57 \cdot 6^2/8 = 24,75 \text{ kNm} = \mathbf{2475 \text{ kNcm}}$$

$$M_{Ed,z} = P_{d,z} \cdot l^2/16 = 0,213 \cdot 6^2/8 = 0,96 \text{ kNm} = \mathbf{95,6 \text{ kNcm}}$$

Περατικός Ανδρέας

Για χάλυβα S235 έχω $M_{Ed,y} \leq M_{pl,Rd,y} = W_{pl,Rd,y} \cdot f_y / \gamma_{m0}$

Άρα πρέπει $W_{pl,Rd,y} \geq M_{Ed,y} \cdot \gamma_{m0} / f_y$

$W_{pl,Rd,y} \geq 2475 \cdot 1,0 / 23,5 = 105,32 \text{ cm}^3$.

Επιλέγουμε IPE160, όπως και οι τεγίδες με $W_{pl,Rd,y} = 123,9 \text{ cm}^3$.

Έλεγχος σε Τέμνουσα

$V_{Ed} = q \cdot l / 2 = 5,57 \cdot 6 / 2 = 16,71 \text{ kN}$

$V_{c,rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}) = (9,66 \cdot 23,5) / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 131 \text{ kN} > V_{Ed} = 16,71 \text{ kN}$ Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος σε Διακονική Κάμψη

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

Για διατομές I και H έχω: $\alpha = 2 ; \beta = 5n$ αλλά $\beta \geq 1$

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

Επειδή όπου $N_{Ed} = 0$, έχω $\alpha=2$ και $\beta=0$

$M_{y,Rd} = W_{pl,Rd,y} \cdot f_y = 123,9 \cdot 23,5 = 3233,79 \text{ kNcm}$

$M_{z,Rd} = W_{pl,Rd,z} \cdot f_y = 26,1 \cdot 23,5 = 613,35 \text{ kNcm}$

Έχουμε:

$(2475/3233,79)^2 + (95,6/613,35)^0 = 0,742 < 1,0$. Άρα ο έλεγχος σε διακονική κάμψη ικανοποιείται.

4.4. Διαστασιολόγηση σύμμικτου ημιωρόφου κτιρίου

Ο ημιώροφος γραφείων του κτιρίου αποτελείται από τη σύμμικτη πλάκα (χαλυβδόφυλλα και σκυρόδεμα) και τις σύμμικτες δοκούς.

4.4.1 Σύμμικτη Πλάκα

4.4.1.1 Αντοχές σύμμικτης πλάκας

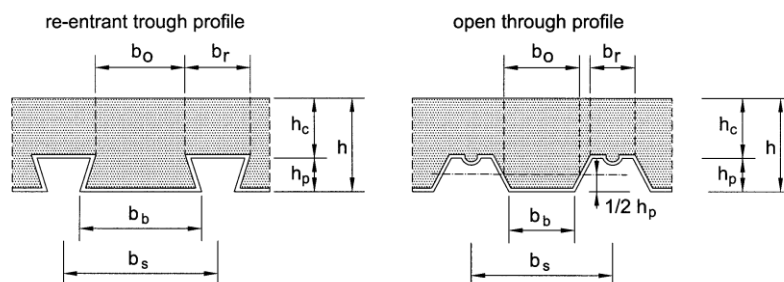
Ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού προγράμματος Sym Deck Designer.

Από στατική επομένως άποψη, οι σύμμικτες πλάκες συμπεριφέρονται ως δοκοί για τις οποίες πρέπει να προσδιοριστούν οι ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και επειδή πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία, η μεταφορά της διαμήκου διάτμησης.

Περατικός Ανδρέας

Ο Ευρωκώδικας 4 ορίζει τα ελάχιστα πάχη των σύμμικτων πλακών:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος: $\min d = 80 \text{ mm}$
- Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο : $\min h_c = 40 \text{ mm}$

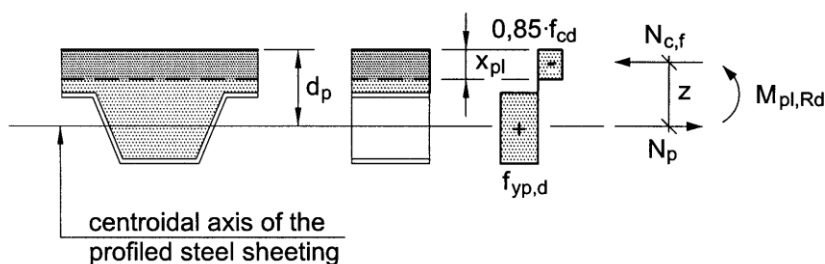


Σχ.4.15 Διαστάσεις χαλυβδόφυλλου και πλάκας

Αν οι αυλακώσεις της πλάκας είναι παράλληλες στη διεύθυνση της σιδηροδοκού και η πλάκα συμμετέχει στη λειτουργία της δοκού ή αν πρέπει να εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία τα ελάχιστα πάχη γίνονται αντίστοιχα, $\min d = 90 \text{ mm}$ και $\min h_c = 50 \text{ mm}$. Μέσα στο ύψος h_c πρέπει να τοποθετείται ελάχιστος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, εμβαδού $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση.

Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης

Η πιο συνηθισμένη περίπτωση σύμμικτων πλακών είναι όταν ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται πάνω από τα χαλυβδόφυλλα (η 2^η περίπτωση είναι όταν βρίσκεται μέσα στα χαλυβδόφυλλα).



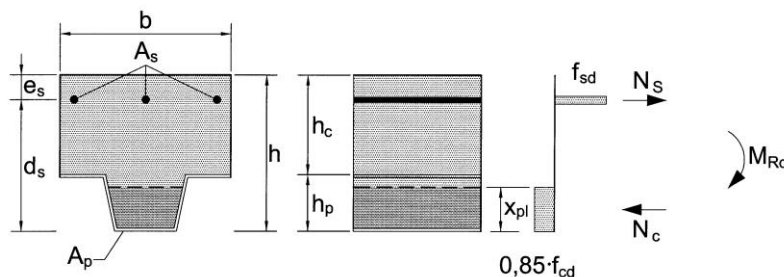
Σχ.4.15 Κατανομή τάσεων για θετική κάμψη εάν ο ουδέτερος άξονας ευρίσκεται μέσα στο χαλυβδόφυλλο

- Θλιπτική Δύναμη Σκυροδέματος: $N_{c,f} = b \cdot z \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$
- Εφελκυστική Δύναμη Χάλυβα: $N_p = A \cdot f_{y,p,d}$
- Θέση ουδέτερου άξονα : $z = (A_p \cdot f_{y,p,d}) / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) < h_c$

- Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{plrd}^+ = N_p \cdot (d_p - z / 2)$ όπου:
 A_p : εμβαδόν χάλυβα χαλυβδόφυλλων
 d : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης

Η διατομή μπορεί να προσομοιωθεί ως μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούμενη από το σιδηροπλισμό της πλάκας και το σκυρόδεμα, όπου προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται.



Σχ.4.16 Κατανομή τάσεων για αρνητική ροπή

- Εφελκυστική Δύναμη : $N_s = A_s \cdot f_{sd}$
- Θλιπτική Δύναμη : $N_c = b_p \cdot x_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$
- Θέση ουδέτερου άξονα : $x_{pl} = N_s / (b_p \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$ όπου:
 A_s = Εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας
 b_p μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου
 e_s = επικάλυψη οπλισμού πλάκας
- Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{plrd}^- = N_s \cdot (h - e_s - x_{pl} / 2)$

Αντοχή έναντι κατακόρυφης διάτμησης

$V_{v,Rd} = b_o \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} \cdot K_v (1,2 + 40\rho)$ όπου:

b_o από το παραπάνω σχήμα

d_p στατικό ύψος της πλάκας

$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctk} \cdot 0,05 / \gamma_c$

$\rho = A_p / b_o \cdot d_p < 2\%$ (ποσοστό διαμήκους οπλισμού)

$K_v = 1,6 - d_p > 1$, d_p σε [m]

4.4.1.2 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στην παρούσα εργασία

Γενικά στοιχεία:

- Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30
- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: B500c
- Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe320
- Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t = 1,25\text{mm}$
- Επικάλυψη οπλισμού: $c = 3\text{cm}$
- Διάμετρος οπλισμών : $\Phi 8$
- Απόσταση οπλισμών: $d = 20\text{cm}$

Περατικός Ανδρέας

- Άνοιγμα φατνωμάτων: $L_1=2,55\text{m}$ $L_2=3,0\text{m}$
- Κινητό φορτίο πλάκας: $q=5,0\text{K}\text{N}/\text{m}^2$

The screenshot shows the Sym Deck Designer software interface. The main window displays a continuous beam with four spans: 2.55 m, 2.55 m, 3.0 m, and 3.0 m. A uniform load of 5.0 kN/m is applied across the entire length. The software provides various design parameters and results.

α/α	L (m)	q (kN/...)
1	2.55	5
2	2.55	5
3	3	5
4	3	5

Τύπος βάρους = 2.50 kN/m²
 Πρόσθετα μόνιμα = 0 kN/m²

Σχεδίαση φορέα
 $\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας

$M_{Rd,S}^+$ $M_{Rd,S}^-$
 $M_{pl,Rd}^+ = 35.02 \text{ kNm/m}$
 $M_{pl,Rd}^- = 15.23 \text{ kNm/m}$
 $V_{V,Rd} = 31.91 \text{ kN/m}$

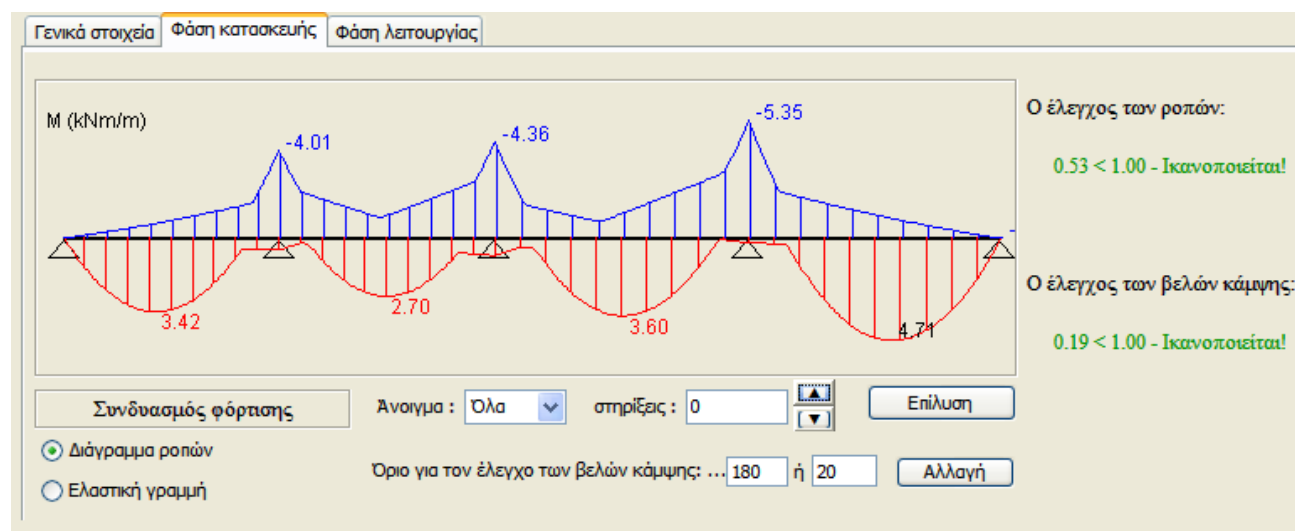
$m = 90.83 \text{ MPa}$
 $k = 0.0144 \text{ MPa}$
 $V_{I,Rd}$

$t = 1.25 \text{ mm}$ $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_s = 3.926 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $C : 25/30 \text{ MPa}$ $\gamma_C = 1.5$ $\emptyset : 6 \text{ mm} / d = 10 \text{ cm}$
 $S : 500 \text{ MPa}$ $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.14 \text{ m}$ $c = 0.03 \text{ m}$
 $Fe : 320 \text{ GPa}$

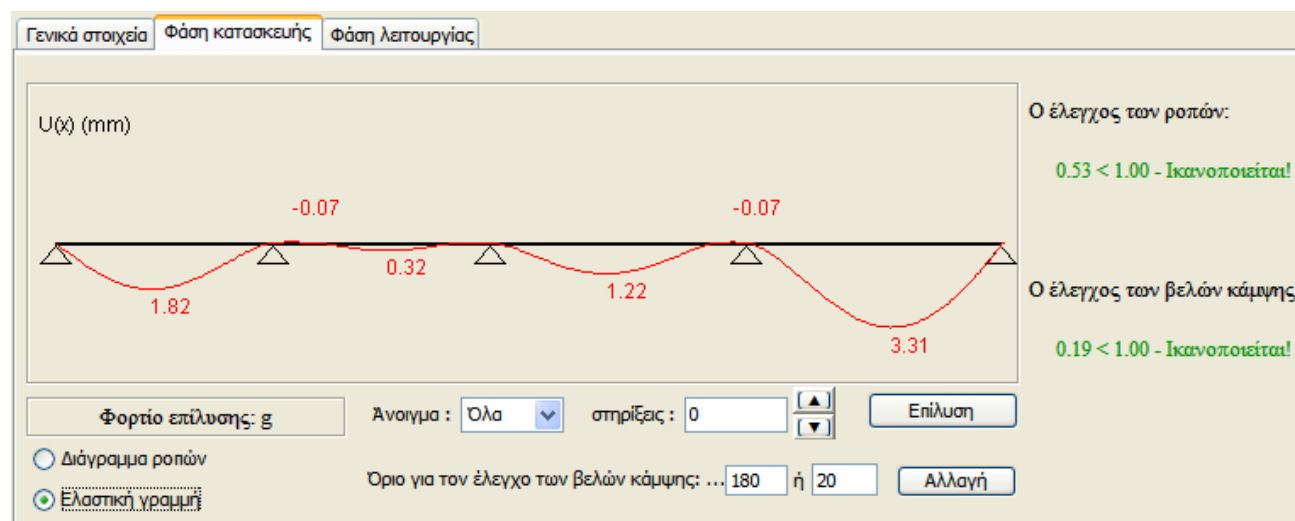
Σχ.4.17 Γενικά στοιχεία

Θα ελεγχθεί το χαλυβδόφυλλο στη φάση κατασκευής, και ακολούθως η σύμμικτη (πλέον) πλάκα στη φάση λειτουργίας της. Οι έλεγχοι αφορούν και στις 2 περιπτώσεις την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Φάση κατασκευής:

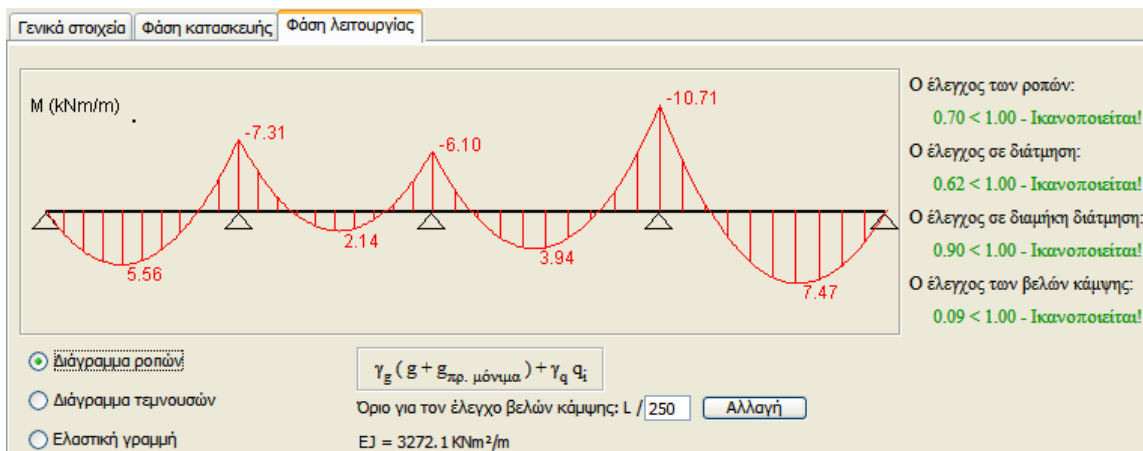


Σχ.4.18 Διάγραμμα Ροπών Κάμψης

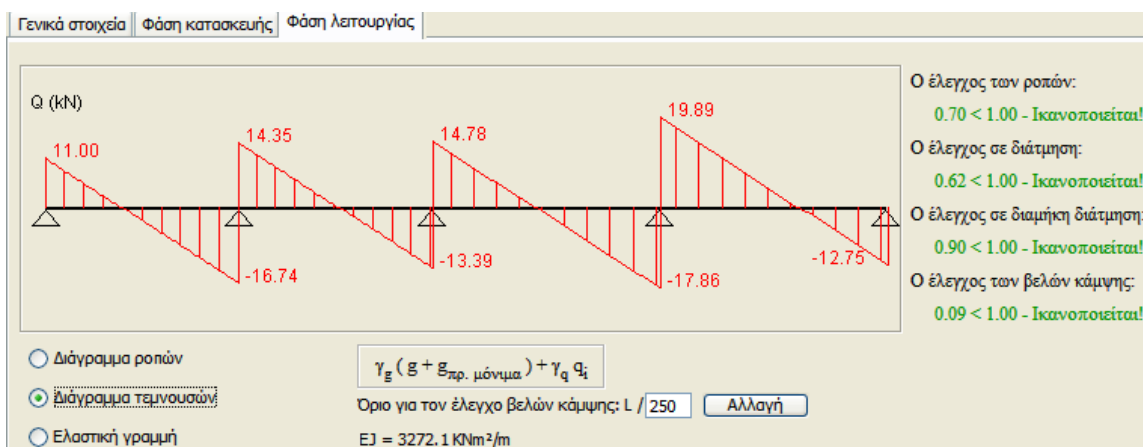


Σχ.4.19 Ελαστική Γραμμή

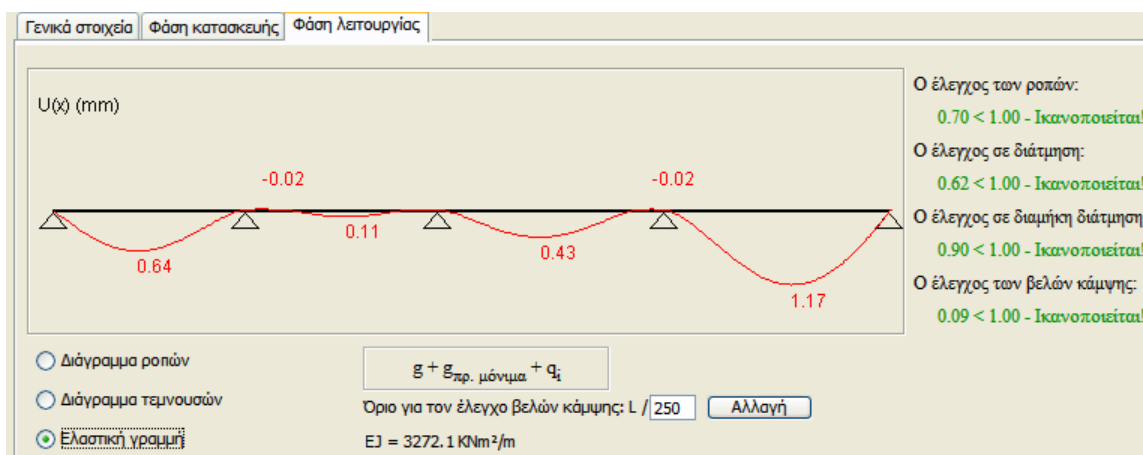
Φάση Λειτουργίας:



Σχ.4.20 Διάγραμμα Ροπών Κάμψης



Σχ.4.21 Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων



Σχ.4.22 Ελαστική Γραμμή

Παρατηρούμε ότι και για τις 2 φάσεις (κατασκευής, λειτουργίας) ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι αντοχής και λειτουργικότητας. Άρα η σύμμικτη πλάκα επαρκεί.

4.4.2 Σύμμικτες Δοκοί

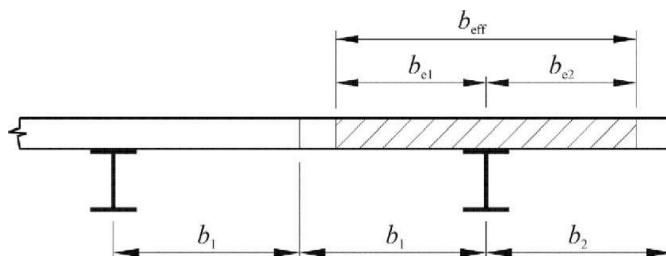
Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για τις σύμμικτες δοκούς (βλέπε Σχήμα 1.28) είναι:

- IPE300 και IPE400 για τις κύριες δοκούς της διεύθυνσης x.
- IPE220 και IPE270 για τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς της διεύθυνσης y.

Μέσω της ανάλυσης του προγράμματος Etabs, εντοπίστηκε η δυσμενέστερη φόρτιση για κάθε μία από τις διατομές αυτές.

Συνεργαζόμενο πλάτος δοκών:

Το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} του πέλματος από σκυρόδεμα, το οποίο σχετίζεται με κάθε κορμό από χάλυβα, θα πρέπει να λαμβάνεται ως το σύνολο των συνεργαζόμενων πλατών b_{e1} και b_{e2} του τμήματος του πέλματος σε κάθε πλευρά του άξονα του κορμού από χάλυβα, αλλά δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τα πραγματικά διαθέσιμα πλάτη b_x και b_2 (Σχήμα 4.23).



Σχ. 4.23 Ορισμός του συνεργαζόμενου πλάτους b_e και b_{eff}

- ❖ Στο μέσον του ανοίγματος ή σε μία εσωτερική στήριξη, το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} είναι:

$$b_{eff} = \sum b_{ei}$$

b_{ei} είναι η τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού το οποίο λαμβάνεται ίσο με $L_e/8$.

L_e είναι η προσεγγιστική απόσταση μεταξύ των σημείων μηδενικής καμπτικής ροπής.

- ❖ Το συνεργαζόμενο πλάτος σε μία ακραία στήριξη μπορεί να προσδιορίζεται ως :

$$b_{eff} = \sum \beta_i b_{ei}$$

$$\text{όπου } \beta_i = (0,55 + 0,25 L_e / b_{ei}) \leq 1,0$$

4.4.2.1 Αντοχές σύμμικτης δοκού

Έλεγχος σε ροπή κάμψης

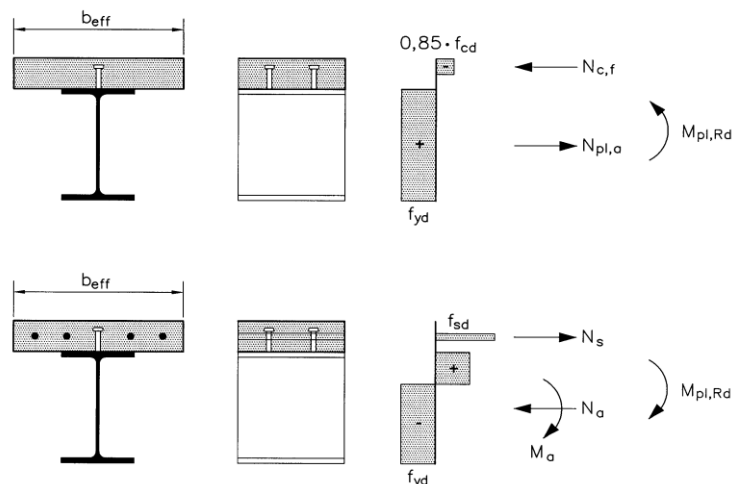
$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

Περατικός Ανδρέας

$$f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 0,85 \cdot 2,5/1,5 = 1,417 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ad} = f_y/\gamma_a = 23,5/1,1 = 21,36 \text{ kN/cm}^2$$



Σχ. 4.24 Παραδείγματα κατανομών πλαστικών τάσεων σύμμικτης δοκού με συμπαγή πλάκα και πλήρη διατμητική σύνδεση σε περίπτωση θετικής και αρνητικής κάμψης

Υποθέτουμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος.

$$\text{Μέγιστη θλιπτική δύναμη σκυροδέματος: } P_{dc,max} = A_c \cdot f_{cd}$$

$$\text{Μέγιστη εφελκυστική δύναμη χάλυβα: } P_{za,max} = A_a \cdot f_{ad}$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη: } P_{dc,max} = P_{za,max} \rightarrow z_c = P_{za,max}/b \cdot f_{cd}$$

Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd} = P_{za,max} \cdot \mu$ (όπου μ είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων)

Έλεγχος σε τέμνουσα

Η διάτμηση αναλαμβάνεται από τον κορμό της χαλύβδινης διατομής A_v .

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση: } V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo})$$

4.4.2.2 Έλεγχος σύμμικτων δοκών στην παρούσα εργασία

(1) Διατομή IPE360

Έλεγχος σε ροπή κάμψης

$$M_{Ed} = 386,094 \text{ kN}$$

Περατικός Ανδρέας

$$L_e = 5,10\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{ei} = 2 * L_e / 8 = 2 * 510 / 8 = 127,5\text{cm}$$

$$A_c = 127,5 * 14 = 1785 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 72,73 \text{ cm}^2$$

$$P_{dc,\text{max}} = A_c \cdot f_{cd} = 1785 * 1,417 = 2529,35\text{kN}$$

$$P_{za,\text{max}} = A_a \cdot f_{ad} = 72,73 * 21,36 = 1553,5\text{kN}$$

$$P_{dc,\text{max}} = P_{za,\text{max}} \rightarrow z_c = P_{za,\text{max}} / b \cdot f_{cd} = 1553,5 / (127,5 * 1,417) = 8,6\text{cm}$$

$$M_{pl,Rd} = P_{za,\text{max}} \cdot \mu = 1553,5 * (50 - 8,6 / 2 - 36 / 2) = 430,32\text{kNm} > M_{Ed} = 386,094\text{kN}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = 152,14\text{kN}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}) = (35,14 * 23,5) / (\sqrt{3} * 1,1) = 433,4\text{kN} > V_{Ed} = 152,14\text{kN}$$

(2) Διατομή IPE400

Έλεγχος σε ροπή κάμψης

$$M_{Ed} = 530,141\text{kN}$$

$$L_e = 6,0\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{ei} = 2 * L_e / 8 = 2 * 600 / 8 = 150\text{cm}$$

$$A_c = 150 * 14 = 2100 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 84,46 \text{ cm}^2$$

$$P_{dc,\text{max}} = A_c \cdot f_{cd} = 2100 * 1,417 = 2975,7\text{kN}$$

$$P_{za,\text{max}} = A_a \cdot f_{ad} = 84,46 * 21,36 = 1804\text{kN}$$

$$P_{dc,\text{max}} = P_{za,\text{max}} \rightarrow z_c = P_{za,\text{max}} / b \cdot f_{cd} = 1804 / (150 * 1,417) = 8,49\text{cm}$$

$$M_{pl,Rd} = P_{za,\text{max}} \cdot \mu = 1804 * (54 - 8,49 / 2 - 40 / 2) = 536,78\text{kNm} > M_{Ed} = 530,141\text{kN}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = 179,72\text{kN}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}) = (42,69 * 23,5) / (\sqrt{3} * 1,1) = 526,5\text{kN} > V_{Ed} = 179,72\text{kN}$$

(3) Διατομή IPE220

Έλεγχος σε ροπή κάμψης

$$M_{Ed} = 116,277\text{kN}$$

$$L_e = 5,5\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{ei} = b_{e1} = 5,5 / 8 = 0,6875\text{m} = 68,75\text{cm}$$

$$A_c = 68,75 * 14 = 962,5 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 33,37 \text{ cm}^2$$

$$P_{dc,\text{max}} = A_c \cdot f_{cd} = 962,5 * 1,417 = 1363,86\text{kN}$$

$$P_{za,\text{max}} = A_a \cdot f_{ad} = 33,37 * 21,36 = 712,78\text{kN}$$

$$P_{dc,\text{max}} = P_{za,\text{max}} \rightarrow z_c = P_{za,\text{max}} / b \cdot f_{cd} = 712,78 / (68,75 * 1,417) = 7,32\text{cm}$$

Περατικός Ανδρέας

$$M_{pl,Rd} = P_{za,max} \cdot \mu = 712,78 \cdot (36 - 10,45/2 - 22/2) = 140,95 \text{ kNm} > M_{Ed} = 116,277 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = 90,44 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}) = (15,88 \cdot 23,5) / (\sqrt{3} \cdot 1,1) = 195,87 \text{ kN} > V_{Ed} = 152,14 \text{ kN}$$

(4) Διατομή IPE270

Έλεγχος σε ροπή κάμψης

$$M_{Ed} = 240,426 \text{ kN}$$

$$L_e = 5,5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \sum b_{ei} = 2 \cdot L_e / 8 = 2 \cdot 550 / 8 = 137,5 \text{ cm}$$

$$A_c = 137,5 \cdot 14 = 1925 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 45,95 \text{ cm}^2$$

$$P_{dc,max} = A_c \cdot f_{cd} = 1925 \cdot 1,417 = 2727,73 \text{ kN}$$

$$P_{za,max} = A_a \cdot f_{ad} = 45,95 \cdot 21,36 = 981,49 \text{ kN}$$

$$P_{dc,max} = P_{za,max} \rightarrow z_c = P_{za,max} / b \cdot f_{cd} = 981,49 / (137,5 \cdot 1,417) = 5,04 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = P_{za,max} \cdot \mu = 981,49 \cdot (41 - 5,04/2 - 27/2) = 245,18 \text{ kNm} > M_{Ed} = 240,426 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = 177,04 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}) = (22,14 \cdot 23,5) / (\sqrt{3} \cdot 1,1) = 273,08 \text{ kN} > V_{Ed} = 177,04 \text{ kN}$$

4.4.2.3 Διατμητική σύνδεση

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή, στις σύμμικτες κατασκευές, γίνεται με μηχανικά μέσα τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος, εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμικτη λειτουργία.

Στην παρούσα εργασία θα γίνεται πλήρης διατμητική σύνδεση, δηλαδή οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση, έτσι ώστε να εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος.

Θα χρησιμοποιηθούν διατμητικοί ήλοι κεφαλής και ποιότητας S275, διαμέτρου Φ16 και ύψους $h=100 \text{ mm}$, έτσι ώστε να υπάρχει η απαραίτητη επικάλυψη σκυροδέματος πάνω από τους ήλους.

Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής είναι ο συνηθέστερος τύπος διατμητικών συνδέσμων λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής και πλεονεκτικής συμπεριφοράς τους. Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλληση της από τη σιδηροδοκό. Γι' αυτό ακριβώς το ύψος του ήλου πρέπει να είναι το μέγιστο δυνατό,

Φυσικά πάντα με την απαραίτητη επικάλυψη από τον κανονισμό.

Θα ακολουθηθεί η παρακάτω διαδικασία και για τις 4 διαφορετικές σύμμικτες δοκούς:

- Βρέθηκε η πλαστική ροπή αντοχής $M_{pl,Rd}$ και η μέγιστη δύναμη που αναλαμβάνει η χαλύβδινη διατομή $P_{za,max}$ η οποία αποτελεί και τη διαμήκη διάτμηση για το μισό μήκος της διατομής V_1 .

Η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος είναι η ελάχιστη τιμή από τις:

- Η αντοχή ενός ήλου σε διάτμηση $P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}$
- Η αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας $P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$

Όπου:

d η διάμετρος κορμού του ήλου (=1,6cm)

f_u είναι η ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου $\leq 500\text{Mpa}$ (=43kN/cm²)

f_{ck} , E_{cm} είναι η θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ($f_{ck}=2,5\text{kN/cm}^2$, $E_{cm}=3050\text{kN/cm}^2$)

h το ύψος του ήλου (10cm)

$\gamma_v = 1,25$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

για $h/d=100/16=6,25 > 4$ άρα λαμβάνουμε $\alpha=1$ σύμφωνα με τον EC4

- Αριθμός διατμητικών συνδέσμων $N_f = V_1/P_{Rd}$

Έτσι για όλες τις διατομές έχουμε:

Αντοχή ήλου σε διάτμηση:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot 43 \cdot (\pi \cdot 1,6^2 / 4) / 1,25 = 55,33 \text{Kn}$$

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας: $P_{Rd} = [0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,6^2 \cdot (2,5 \cdot 3050)^{1/2}] / 1,25 = 51,86 \text{kN}$

Η ελάχιστη από τις 2 τιμές είναι $P_{Rd} = 51,86 \text{kN}$

(1) Διατομή IPE360

$$M_{pl,Rd} = 430,32 \text{kNm}$$

$$P_{za,max} = V_1 = 1553,5 \text{kN}$$

$$P_{Rd} = 51,86 \text{kN}$$

$$N_f = V_1/P_{Rd} = 1553,5/51,86 = 29,96 \approx 30 \text{ σύνδεσμοι για το μισό μήκος}$$

$$\text{Απόσταση συνδέσμων } e_L = (L/2)/N_f = (510/2)/30 = 8,5 \text{cm}$$

Έλεγχος αποστάσεων:

- $5d < e_L < \min(6h_c, 80\text{cm})$. Ισχύει $8 < 8,5 < 80$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος $c = 140 - 100 = 40\text{mm} > 20\text{mm}$
- Απόσταση από τα άκρα του πέλματος $e_L = 85\text{mm}$
Πρέπει $e_L \leq 9 \cdot t_f \cdot \epsilon = 9 \cdot 12,7 \cdot 1 = 114,3\text{mm}$.

(2) Διατομή IPE400

$$M_{pl,Rd} = 530,141 \text{kNm}$$

Περατικός Ανδρέας

$$P_{z_{a,max}} = V_1 = 1804\text{kN}$$

$$P_{Rd} = 51,86\text{kN}$$

$$N_f = V_1/P_{Rd} = 1804/51,86 = 34,79 = 35 \text{ σύνδεσμοι για το μισό μήκος}$$

$$\text{Απόσταση συνδέσμων } e_L = (L/2)/N_f = (600/2)/30 = 8,57\text{cm.}$$

$$\text{Αποφασίζεται } e_L = 8,5\text{cm}$$

Έλεγχος αποστάσεων:

- $5d < e_L < \min(6h_c, 80\text{cm})$. Ισχύει $8 < 8,5 < 80$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος $c = 140 - 100 = 40\text{mm} > 20\text{mm}$
- Απόσταση από τα άκρα του πέλματος $e_L = 90\text{mm}$
Πρέπει $e_L \leq 9 \cdot t_f \cdot \epsilon = 9 \cdot 13,5 \cdot 1 = 121,5\text{mm}$.

(3) Διατομή IPE220

$$M_{pl,Rd} = 116,277\text{kNm}$$

$$P_{z_{a,max}} = V_1 = 712,78\text{kN}$$

$$P_{Rd} = 51,86\text{kN}$$

$$N_f = V_1/P_{Rd} = 712,78/51,86 = 13,74 = 14 \text{ σύνδεσμοι για το μισό μήκος}$$

$$\text{Απόσταση συνδέσμων } e_L = (L/2)/N_f = (550/2)/14 = 19,64\text{cm}$$

$$\text{Αποφασίζεται } e_L = 19\text{cm}$$

Έλεγχος αποστάσεων:

- $5d < e_L < \min(6h_c, 80\text{cm})$. Ισχύει $8 < 19 < 80$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος $c = 140 - 100 = 40\text{mm} > 20\text{mm}$
- Απόσταση από τα άκρα του πέλματος $e_L = 55\text{mm}$
Πρέπει $e_L \leq 9 \cdot t_f \cdot \epsilon = 9 \cdot 9,2 \cdot 1 = 82,8\text{mm}$.

(4) Διατομή IPE270

$$M_{pl,Rd} = 250,426\text{kNm}$$

$$P_{z_{a,max}} = V_1 = 981,49\text{kN}$$

$$P_{Rd} = 51,86\text{kN}$$

$$N_f = V_1/P_{Rd} = 981,49/51,86 = 18,93 = 19 \text{ σύνδεσμοι για το μισό μήκος}$$

$$\text{Απόσταση συνδέσμων } e_L = (L/2)/N_f = (550/2)/19 = 14,47\text{cm}$$

$$\text{Επιλέγεται απόσταση } e_L = 14\text{cm}$$

Έλεγχος αποστάσεων:

- $5d < e_L < \min(6h_c, 80\text{cm})$. Ισχύει $8 < 14 < 80$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος $c = 140 - 100 = 40\text{mm} > 20\text{mm}$
- Απόσταση από τα άκρα του πέλματος $e_L = 67,5\text{mm}$
Πρέπει $e_L \leq 9 \cdot t_f \cdot \epsilon = 9 \cdot 10,7 \cdot 1 = 96,3\text{mm}$.

4.5. Έλεγχος Βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Στην παράγραφο αυτή θα ελεγχθούν τα βέλη από τα δυσμενέστερα μέλη κάθε ομάδας στοιχείων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, και θα συγκριθούν με τις αντίστοιχες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης του πίνακα 4.2 (παράγραφος 4.2.2).

Τα βέλη υπολογίζονται από το Etabs για ανάλυση με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

4.5.1 Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης

$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2$ (αντιβέλος $\delta_0=0$)

δ_1 είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

δ_3 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων

Σύμμικτες Δοκοί:

- IPE360

$$\delta_{\max}=L/250=510/250=2,04\text{cm}$$

$$\delta_{2\max}=L/300=510/300=1,7\text{cm}$$

$$\delta=1,89\text{cm}<2,04\text{cm}$$

$$\delta_2=1,05\text{cm}<1,7\text{cm}$$

- IPE400

$$\delta_{\max}=L/250=600/250=2,4\text{cm}$$

$$\delta_{2\max}=L/300=600/300=2\text{cm}$$

$$\delta=2,22\text{cm}<2,4\text{cm}$$

$$\delta_2=1,27\text{cm}<2\text{cm}$$

- IPE220

$$\delta_{\max}=L/250=550/250=2,2\text{cm}$$

$$\delta_{2\max}=L/300=550/300=1,83\text{cm}$$

$$\delta=0,78\text{cm}<2,2\text{cm}$$

$$\delta_2=0,51\text{cm}<1,83\text{cm}$$

- IPE270

$$\delta_{\max}=L/250=550/250=2,2\text{cm}$$

$$\delta_{2\max}=L/300=550/300=1,83\text{cm}$$

$$\delta=0,96\text{cm}<2,2\text{cm}$$

$$\delta_2=0,62\text{cm}<1,83\text{cm}$$

Ζυγώματα Πλαισίων:

$$\delta_{\max}=L/200=1128/200=5,64\text{cm}$$

$$\delta_{2\max}=L/250=1128/250=4,51\text{cm}$$

$$\delta=1,26\text{cm}<5,64$$

$$\delta_2=1,01<4,51$$

Τεγίδες:

$$\delta_{\max} = L/200 = 600/200 = 3\text{cm}$$

Με κύρια μεταβλητή τον άνεμο έχουμε:

$$q_z (\text{φορτία προς τα πάνω}) = 1,0 \cdot G \cos \alpha - 1,0 \cdot W_{\text{Wind}} = 1,0 \cdot 0,983 \cdot \cos 12,8 - 1,0 \cdot 3,7 = -2,74 \text{kN/m} = -0,0274 \text{kN/cm}$$

$$q_y (\text{φορτία προς τα πάνω}) = 1,0 \cdot G \sin \alpha = 1,0 \cdot 0,983 \sin 12,8 = 0,2178 \text{kN/m} = 0,002178 \text{kN/cm}$$

$$w_y = (5 \cdot q_y \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I_y) = (5 \cdot 0,0274 \cdot 600^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 869,3) = 2,53 \text{cm}$$

$$w_z = (5 \cdot q_z \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I_z) = (5 \cdot 0,00217 \cdot 600^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 68,31) = 1,51 \text{cm}$$

$$\delta = (w_y + w_z)^{1/2} = 2,95 < 3 \text{cm}$$

4.5.2 Έλεγχος σε οριζόντια μετατόπιση

Αφού γίνει ανάλυση του κτιρίου με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, εντοπίζεται η μέγιστη μετακίνηση κατά x και η μέγιστη κατά y του κτιρίου.

$$u_{x,\max} = 0,1641 \text{cm}$$

$$u_{y,\max} = 1,02 \text{cm}$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.2.2 πρέπει $u \leq H/150$

u : οριζόντια μετατόπιση

H : Ύψος κτιρίου

$$\text{Άρα } u_{\max} = H/150 = 9,5/150 = 0,0633 = 6,33 \text{cm}$$

$$u_{x,\max} < 6,33$$

$$u_{y,\max} < 6,33$$

4.6. Κανονισμοί ΕΑΚ

4.6.1 Έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση (ΕΑΚ 4.2.2)

Για την αποφυγή βλαβών κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, θα πρέπει μεταξύ άλλων εκτενέστερων ελέγχων να πληρείται και ο έλεγχος της γωνιακής παραμόρφωσης. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q που λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών μεγεθών συμμετέχει στον έλεγχο της γωνιακής παραμόρφωσης. Ο ρόλος του είναι να εξασφαλίζει περιορισμένες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ συγχρόνως να ελαχιστοποιούνται οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης εντάσεως και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ (4.2.2), η γωνιακή παραμόρφωση του μονώροφου κτιρίου, σε κάθε διεύθυνση, περιορίζεται σε $\gamma \leq 0.7\%$.

$$\gamma = (q \cdot \Delta_{ελ}) / (2,5 \cdot h) \geq \Delta_{ελ} / h$$

όπου:

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

$\Delta_{ελ}$ είναι η σχετική μετακίνηση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση

h είναι το ύψος του ορόφου

Θα ελεγχθεί η γωνιακή παραμόρφωση για σεισμό και κατά τις δύο διευθύνσεις. Στο Etabs, αφού τρέξουμε μόνο τους 8 σεισμικούς συνδυασμούς, ανοίγουμε τον πίνακα μετακινήσεων για κάθε διάφραγμα (Diaphragm CM Displacements). Τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3 Μετακινήσεις οροφής για τους σεισμικούς συνδυασμούς

Diaphragm CM Displacements												
Diaphragm CM Displacements												
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
STORY1	D1	SEISMIC1	0,0018	0,0053	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D1	SEISMIC2	0,0016	-0,0030	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D1	SEISMIC3	-0,0015	0,0054	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D1	SEISMIC4	-0,0017	-0,0030	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D1	SEISMIC5	0,0008	0,0151	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D1	SEISMIC6	-0,0001	0,0151	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D1	SEISMIC7	0,0002	-0,0127	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D1	SEISMIC8	-0,0008	-0,0127	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	4561	20,846	38,500	12,000
STORY1	D2	SEISMIC1	0,0022	0,0048	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D2	SEISMIC2	0,0020	-0,0035	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D2	SEISMIC3	-0,0019	0,0048	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D2	SEISMIC4	-0,0021	-0,0035	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D2	SEISMIC5	0,0009	0,0145	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D2	SEISMIC6	-0,0003	0,0145	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D2	SEISMIC7	0,0004	-0,0132	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D2	SEISMIC8	-0,0008	-0,0132	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	4562	20,254	30,667	12,000
STORY1	D3	SEISMIC1	0,0020	0,0039	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00002	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D3	SEISMIC2	0,0021	-0,0043	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D3	SEISMIC3	-0,0020	0,0039	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D3	SEISMIC4	-0,0019	-0,0044	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D3	SEISMIC5	0,0006	0,0135	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D3	SEISMIC6	-0,0006	0,0135	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D3	SEISMIC7	0,0007	-0,0140	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D3	SEISMIC8	-0,0005	-0,0140	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	4563	23,204	16,913	12,000
STORY1	D4	SEISMIC1	0,0017	0,0037	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00002	4564	20,252	8,668	12,000
STORY1	D4	SEISMIC2	0,0018	-0,0046	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	4564	20,252	8,668	12,000
STORY1	D4	SEISMIC3	-0,0017	0,0036	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	4564	20,252	8,668	12,000
STORY1	D4	SEISMIC4	-0,0016	-0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002	4564	20,252	8,668	12,000
STORY1	D4	SEISMIC5	0,0004	0,0133	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4564	20,252	8,668	12,000
STORY1	D4	SEISMIC6	-0,0006	0,0133	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00004	4564	20,252	8,668	12,000
STORY1	D4	SEISMIC7	0,0007	-0,0143	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003	4564	20,252	8,668	12,000
STORY1	D4	SEISMIC8	-0,0003	-0,0143	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	4564	20,252	8,668	12,000

Σεισμός κατά χ:

Μέγιστη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση χ παρατηρείται στο διάφραγμα2 κατά το σεισμικό συνδυασμό SEISMIC1, η οποία είναι $U_x=0,0022m$

- $q_\chi=3$
- $h=9,5m$

$$\gamma = (q \cdot \Delta_{ελ}) / (2,5 \cdot h) = (3 \cdot 0,0022) / (2,5 \cdot 9,5) = 0,028\% > 0,7\%$$

Σεισμός κατά γ:

Μέγιστη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση γ παρατηρείται στο διάφραγμα1 κατά το σεισμικό συνδυασμό SEISMIC5 και SEISMIC6, η οποία είναι $U_y=0,0151m$

- $q_\gamma=4$
- $h=9,5m$

$$\gamma = (q \cdot \Delta_{ελ}) / (2,5 \cdot h) = (4 \cdot 0,0151) / (2,5 \cdot 9,5) = 0,254\% > 0,7\%$$

Άρα ο έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση ικανοποιείται για σεισμό και κατά τις 2 διευθύνσεις.

4.6.2 Έλεγχος επιρροών 2ας Τάξεως (ΕΑΚ 4.1.2.2)

Ο φορέας παραμορφώνεται λόγω των φορτίων που επιβάλλονται, κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι παραμορφώσεις αυτές συχνά προκαλούν αύξηση της έντασης. Αυτό ονομάζεται μεταβολή της έντασης λόγω φαινομένων 2ας τάξεως. Επιτρέπεται να παραλείπονται όταν σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10.

Δηλαδή πρέπει:

$$\theta \leq 0,10$$

$$\theta = (N_{ολ} \cdot \delta) / (V_{ολ} \cdot h)$$

όπου:

- $N_{ολ}$, $V_{ολ}$ είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς
- h είναι το ύψος του ορόφου
- $\delta = q \cdot \delta_{ελ}$ είναι η πλαστική σχετική μετατόπιση του κέντρου μάζας διαδοχικών διαφραγμάτων

Στο Etabs, αφού τρέξουμε μόνο τους 8 σεισμικούς συνδυασμούς, ανοίγουμε τον πίνακα που δείχνει τα συνολικά κατακόρυφα φορτία και τις τέμνουσες οροφής και βάσης του κτιρίου (Story Shears). Τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 4.4.

Πίνακας 4.4 Τέμνουσες και κατακόρυφα φορτία οροφής και βάσης κτιρίου

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY1	SEISMIC1	Top	62,94	-68,62	-2,00	5406,311	1384,695	-1642,752
	STORY1	SEISMIC1	Bottom	11012,77	-769,57	-173,52	14735,175	243726,117	-146887,865
	STORY1	SEISMIC2	Top	62,94	16,49	218,46	8946,893	1384,695	-1642,752
	STORY1	SEISMIC2	Bottom	11012,77	-769,57	173,52	19126,060	241781,615	-146863,317
	STORY1	SEISMIC3	Top	62,94	-6,89	-4,31	-3563,701	1384,695	-1642,752
▶	STORY1	SEISMIC3	Bottom	11012,77	769,57	-173,52	-19126,060	243731,619	-136272,550
	STORY1	SEISMIC4	Top	62,94	78,23	216,15	-23,119	1384,695	-1642,752
	STORY1	SEISMIC4	Bottom	11012,77	769,57	173,52	-14735,175	241787,117	-136248,002
	STORY1	SEISMIC5	Top	62,94	-146,32	-260,01	-1863,872	1384,695	-1642,752
	STORY1	SEISMIC5	Bottom	11012,77	-230,87	-578,39	-2238,957	245996,628	-143201,144
	STORY1	SEISMIC6	Top	62,94	-127,80	-260,71	-4554,875	1384,695	-1642,752
	STORY1	SEISMIC6	Bottom	11012,77	230,87	-578,39	-12397,328	245998,279	-140016,549
	STORY1	SEISMIC7	Top	62,94	137,40	474,85	9938,068	1384,695	-1642,752
	STORY1	SEISMIC7	Bottom	11012,77	-230,87	578,39	12397,328	239514,956	-143119,318
	STORY1	SEISMIC8	Top	62,94	155,92	474,16	7247,064	1384,695	-1642,752
	STORY1	SEISMIC8	Bottom	11012,77	230,87	578,39	2238,957	239516,606	-139934,723

Σεισμός κατά χ:

$$N_{ολ} = 11012,77 \text{ kN}$$

$$V_{ολ} = 769,57 \text{ kN}$$

$$h = 10,75$$

$$\delta = 0,0066 \text{ m}$$

$$\theta = (N_{ολ} \cdot \delta) / (V_{ολ} \cdot h) = \theta = (11012,77 \cdot 0,0066) / (769,57 \cdot 10,75) = 0,0088 < 0,10$$

Σεισμός κατά γ:

$$N_{ολ} = 11012,77 \text{ kN}$$

$$V_{ολ} = 578,39 \text{ kN}$$

$$h = 10,75$$

Περατικός Ανδρέας

$$\delta=0,0544\text{m}$$

$$\theta = (N_{\text{ολ}} \cdot \delta) / (V_{\text{ολ}} \cdot h) = \theta = (11012,77 \cdot 0,0544) / (578,39 \cdot 10,75) = 0,096 < 0,10$$

4.6.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός (ΕΑΚ Παράρτημα Γ.5)

Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος — Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού:

1. Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλαστική μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.
2. Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).
3. Πιθανές ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. Ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.
4. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα.

Κατακόρυφοι Διαγώνιοι Σύνδεσμοι

Η ανηγμένη λυγηρότητα των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}} \leq 1.50$$

όπου: A το εμβαδόν της διατομής

f_y το όριο διαρροής

$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2$ το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

Οι κατακόρυφοι διαγώνιοι είναι διατομής 2L90×12 με εμβαδόν $A=40,32\text{cm}^2$

$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$

$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

$I = 296 \text{ cm}^4$

$l = l_0 / 2 = 6,969 / 2 = 3,485\text{m} = 348,5\text{cm}$

$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2 = 505,132 \text{ kN}$

Άρα $\bar{\lambda} = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr})} = \underline{1,37} < \underline{1,50}$

Υποστυλώματα και Δοκοί

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα ελεγχθούν σε λυγισμό υπό την επίδραση των 8 σεισμικών συνδυασμών, αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = (1,20 \cdot N_{Pdi} - N_{vdi}) / N_{Edi} \leq q$$

όπου:

N_{Pdi} είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκόμενης διαγωνίου

N_{vdi} είναι η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

N_{Edi} είναι η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του σεισμικού συνδυασμού

$N_{Pdi} = 866,936\text{kN}$ (από το σχήμα 4.10)

$N_{vdi} = 29,782\text{kN}$

$N_{Edi} = 156,95 - 29,782 = 127,17\text{kN}$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά χ είναι $q_x = 3$

Άρα $\alpha_{cd} = (1,20 \cdot 866,936 - 29,782) / 127,17 = 7,95$. Λαμβάνουμε $\alpha_{cd} = 3$

Θα ελεγχθεί το υποστυλώμα και η κεφαλοδοκός με δύναμη $N_{Ed} = \alpha_{cd} \cdot N_{seismic}$

Κεφαλοδοκός HEA240:

$N_{seismic} = 126,71\text{kN}$

$N_{Ed} = \alpha_{cd} \cdot N_{seismic} = 3 * 126,71 = 380,13\text{kN}$

Δυσμενέστερος ο λυγισμός περί τον άξονα z.

1. Καμπύλη λυγισμού (Από πίνακα επιλογής καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή)

Για $h/b = 230/240 = 0,96 < 1,2$ και

$t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm}$ έχω: Καμπύλη c

2. Μήκος λυγισμού

Περατικός Ανδρέας

$$L_z = 600\text{cm}$$

3. Ανηγγμένη λυγηρότητα

$$\bar{\lambda} = L_z / (i_z \cdot \lambda_1) = 600 / (6 \cdot 93,91) = 1,06$$

$$\text{όπου } \lambda_1 = \pi \cdot (E \cdot f_y)^{1/2}$$

$$\varepsilon = (235 / f_y)^{1/2} = 1$$

4. Μειωτικός Συντελεστής χ

Με βάση την καμπύλη λυγισμού b έχουμε $\chi_z = 0,54$

5. Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{t,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,54 \cdot 76,84 \cdot 23,5 / 1 = 975,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 380,13 \text{ kN}$$

Υποστώλωμα HEB450:

$$N_{\text{seismic}} = 416,62 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \alpha_{cd} \cdot N_{\text{seismic}} = 3 \cdot 416,62 = 1249,86 \text{ kN}$$

Δυσμενέστερος ο λυγισμός περί τον άξονα z.

1. Καμπύλη λυγισμού (Από πίνακα επιλογής καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή)

Για $h/b = 450/300 = 1,5 > 1,2$ και

$t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ έχω: Καμπύλη b

2. Μήκος λυγισμού

$$L_z = 475 \text{ cm}$$

3. Ανηγγμένη λυγηρότητα

$$\bar{\lambda} = L_z / (i_z \cdot \lambda_1) = 475 / (7,33 \cdot 93,91) = 0,7$$

$$\text{όπου } \lambda_1 = \pi \cdot (E \cdot f_y)^{1/2}$$

$$\varepsilon = (235 / f_y)^{1/2} = 1$$

4. Μειωτικός Συντελεστής χ

Με βάση την καμπύλη λυγισμού b έχουμε $\chi_z = 0,87$

5. Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{t,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,87 \cdot 218 \cdot 23,5 / 1 = 4457 \text{ kN} > N_{Ed} = 1249,86 \text{ kN}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η διπλωματική εργασία είναι αναμφίβολα μια εξαιρετική ευκαιρία εφαρμογής των πολλών θεωρητικών γνώσεων που παρέχονται κατά τη διάρκεια των σπουδών. Αφομοιώνεται η λογική του σχεδιασμού, ανάλυσης και διαστασιολόγησης μιας κατασκευής, και σε πολλές περιπτώσεις, όταν παρουσιαστούν δυσκολίες, πρέπει να αναπτυχθεί η κριτική ικανότητα από τον ίδιο τον συντάκτη της εργασίας.

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός μονώροφου βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκεια του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την ικανοποίηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται.

Αν παρατηρήσουμε τα αποτελέσματα των δράσεων επί τις κατασκευής, και συγκεκριμένα τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσω των συνδυασμών δράσεων, βλέπουμε ότι κύριο φορτίο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι ο άνεμος. Ο κύριος λόγος είναι οι μεγάλες διαστάσεις που έχουν τέτοιου είδους κτίρια, σε συνδυασμό με τα μικρά ίδια βάρη του φέροντος οργανισμού, και τα μικρά ωφέλιμα φορτία επί της στέγης.

Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση X είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου. Κατά την διεύθυνση Y, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα είναι αρκετή για να παραλάβει τα φορτία αυτά.

Από την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, με την εφαρμογή των σεισμικών δράσεων καταφέραμε να πετύχουμε την επιδιωκόμενη συμμετοχή (90%) των ιδιομορφιών μαζών, όπως απαιτείται από τον αντισεισμικό κανονισμό.

Για τον ημιώροφο γραφείων, η λύση της σύμμικτης πλάκας αποτελεί οικονομικότερη λύση από μία πλάκα ωπλισμένου σκυροδέματος, διότι εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δυο συνεργαζόμενων υλικών, δηλαδή την καλή αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη, και του χάλυβα σε εφελκυσμό (όσο και σε θλίψη). Επίσης το χαλυβδόφυλλο της πλάκας λειτουργεί ως ξυλότυπος κατά τη φάση της ανέγερσης. Ακόμα η εφαρμογή της σύμμικτης πλάκας στο κτίριο, αυξάνει πολύ την ταχύτητα ανέγερσης.

Με την εκμετάλλευση ανελαστικής συμπεριφορά του κτιρίου έγινε αντισεισμική ανάλυση με τα δύο ανελαστικά φάσματα σχεδιασμού, δηλαδή τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού διαιρεμένα με τους αντίστοιχους συντελεστές συμπεριφοράς. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα ένα οικονομικότερο σχεδιασμό, δηλαδή επιτρέπουμε στην κατασκευή να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού.

Τέλος, από τη χρησιμοποίηση του λογισμικού προγράμματος Etabs, προσφέρθηκε η εκπαίδευση και η εμβάθυνση στη φιλοσοφία του σχεδιασμού και ανάλυσης ενός μεταλλικού κτιρίου βάσει των αναγκών και της λειτουργίας της. Η εισαγωγή των μελών του φορέα στο πρόγραμμα και η προσομοίωση των στοιχείων αυτών έτσι ώστε να ανταποκρίνονται κατά το δυνατό στην πραγματική υπόσταση του έργου, έδωσε τη δυνατότητα μιας πρακτικής εφαρμογής των θεωρητικών γνώσεων που έλαβα κατά τη διάρκεια των σπουδών μου στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ι. Ερμόπουλος «**Ευρωκώδικας 1**», Κλειδάριθμος, Β' έκδοση 2008
- [2] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σχεδιασμός δομικών έργων από Χάλυβα**», Κλειδάριθμος, εκδ.2005
- [3] Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3**», Κλειδάριθμος, Τόμος Ι, Αθήνα 2008
- [4] Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3**», Κλειδάριθμος, Τόμος ΙΙ, Αθήνα 2008
- [5] Ι.Βάγιας «**Σιδηρές Κατασκευές-Ανάλυση και Διαστασιολόγηση**», Κλειδάριθμος, Αθήνα 2003
- [6] Ι.Βάγιας «**Σύμμικτες Κατασκευές**», Κλειδάριθμος, 3^η Έκδοση Αθήνα 2010
- [7] Eurocode 0 «**Eurocode - Basis of Structural Design** », European Standard EN 1990
- [8] Eurocode 1 «**Basis of Design and Actions on Structures**», European Standard EN 1991
- [9] Eurocode 3 «**Design of Steel Structures** », European Standard EN 1993
- [10] Eurocode 4 «**Design of Composite Steel and Concrete Structures** », European Standard EN 1994
- [11] Α. Καλπίνης - Ν. Σίμος ΑΕΒΕ «**SYMDECK 73** » Εγχειρίδιο σχεδιασμού σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3- τμήμα 1.3 και Ευρωκώδικα 4.
- [12] Berkeley, California, USA «ETABS® Structural and Earthquake Engineering Software, Integrated Analysis, Design and drafting of building systems –**Steel Design Manual, Composite Design Manual** », Computers and Structures, Inc.
- [13] Ο.Α.Σ.Π. – Σ.Π.Μ.Ε. «**Ελληνικό Αντισεισμικός Κανονισμός 2000** » Αθήνα 2006
- [14] Παπασταματίου Δ, Ι Ψυχάρης. «**Βοηθητικές Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας** », Αθήνα 2001