

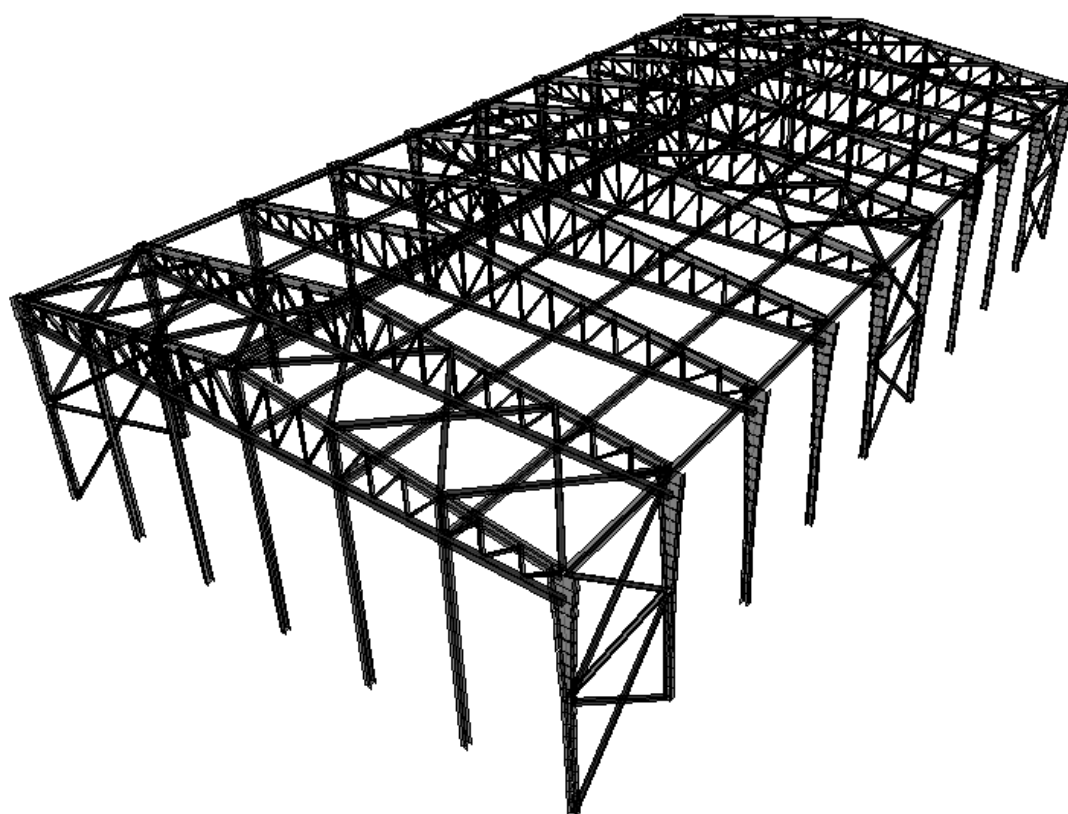


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη μεταλλικού αποθηκευτικού χώρου με στύλους μεταβλητής διατομής και δικτυωτά ζυγώματα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Περατικός Ευθύμιος

Αθήνα, Μάρτιος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/08

Επιβλέπων Καθηγητής: Αβραάμ Τάσος

ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Αντικείμενο αυτής της 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 μεταλλικό κτίριο το οποίο θα χρησιμεύει ως αποθηκευτικός χώρος. Τα υποστυλώματά του είναι μεταβλητής διατομής και τα ζυγώματα δικτυωτά. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση έγιναν με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3, 8 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο αντισεισμικός υπολογισμός έγινε με βάση τον Ευρωκώδικα 8. Ως υλικό κατασκευής χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας ποιότητας S235 και όλες οι διατομές είναι ελατές.

Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0 - Βάσεις Σχεδιασμού (EN1990)
- Ευρωκώδικας 1 - Δράσεις επί των Κατασκευών (EN1991)
- Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα (EN1993)
- Ευρωκώδικας 8 - Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών (EN1998)

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	1
1.1 Σύνοψη Περιγραφή του Κατασκευής.....	1
1.2 Μεταλλικές Κατασκευές.....	4
1.3 Τα στοιχεία του τυπικού μονώροφου κτιρίου.....	8
1.3.1 Κύριοι Φορείς – Πλαίσια.....	8
1.3.2 Τεγίδες.....	12
1.3.2.1 Γενικά.....	12
1.3.2.2 Αμφιέριστη τεγίδα στο παρών κτίριο.....	14
1.3.3 Μηκίδες.....	14
1.3.4 Κεφαλοδοκοί.....	15
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
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	25
2.1 Παρουσίαση προγράμματος Etabs.....	25
2.2 Προσομοίωση φέροντος οργανισμού στο Etabs.....	28
2.3 Στατικό Σύστημα.....	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	30
3.1 Γενικά περί φορτίων.....	30
3.2 Μόνιμες Δράσεις.....	30
3.3 Μεταβλητές Δράσεις.....	31
3.3.1 Ωφέλιμα Φορτία.....	31
3.3.1.1 Κινητό φορτίο στέγης.....	31
3.3.2 Φορτία Χιονιού.....	32
3.3.3 Φορτία Ανέμου.....	38
3.3.3.1 Βασικά Μεγέθη.....	38
3.3.3.2 Πιέσεις Ανέμου στο κτίριο.....	44
3.3.4 Θερμοκρασιακή Μεταβολή (T).....	62
3.3.5 Σεισμική Δράση.....	62
3.3.5.1 Γενικά.....	62
3.3.5.2 Κατηγορία και Συντελεστής Σπουδαιότητας.....	64
3.3.5.3 Κατηγορία Εδάφους.....	65
3.3.5.4 Εδαφική Επιτάχυνση Σχεδιασμού.....	67
3.3.5.5 Προσομοίωση Σεισμικής Δράση.....	68
3.3.5.6 Μέθοδος Ανάλυσης.....	75

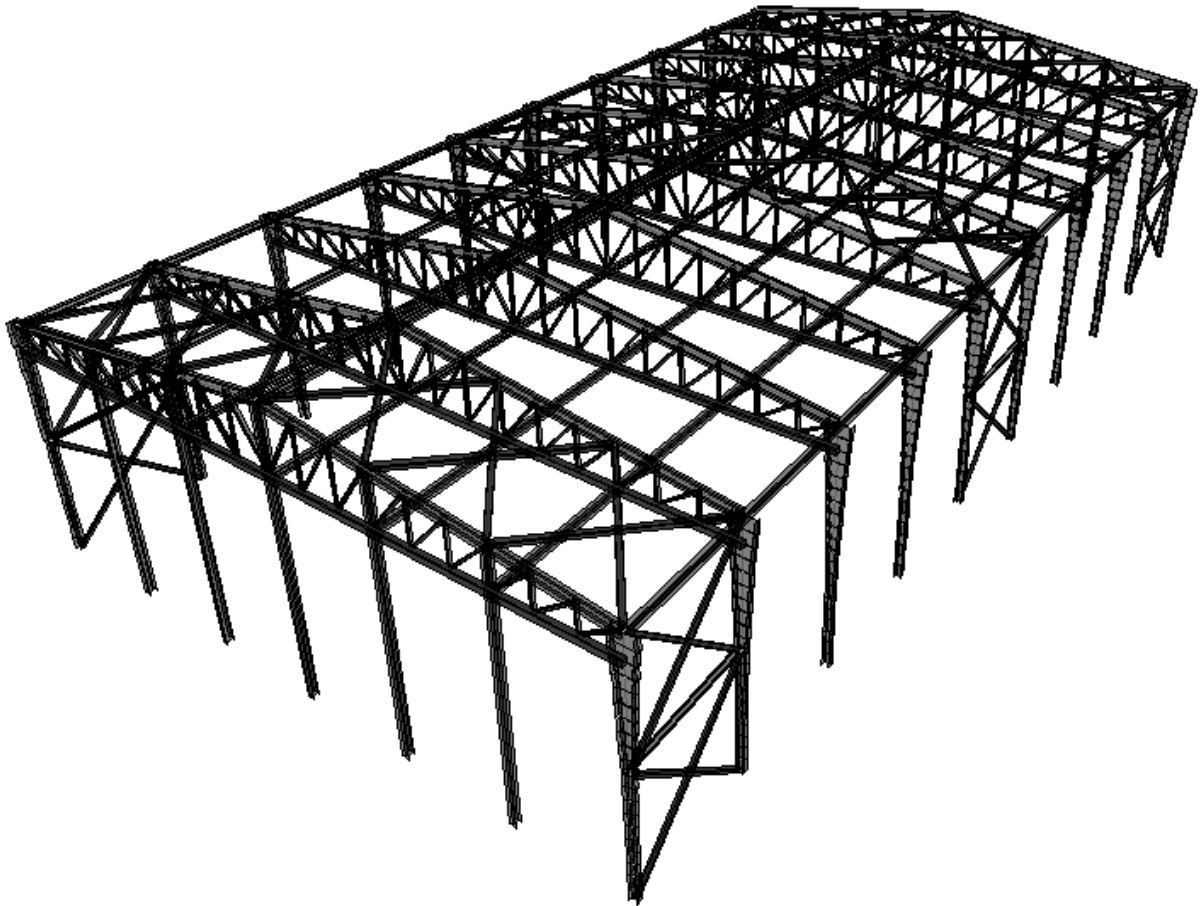
3.4	Συνδυασμοί Δράσεων.....	81
3.4.1	Οριακές Καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.....	81
3.4.1.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ultimate Limit State).....	83
3.4.1.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability Limit State).....	83
3.4.2	Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου.....	83
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ.....		88
4.1	Γενικά.....	88
4.2	Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.....	89
4.2.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS).....	89
4.2.1.1	Αντοχές διατομών.....	90
4.2.1.2	Αντοχές Μελών.....	93
4.2.2	Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS).....	98
4.3	Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου.....	101
4.3.1	Δικτύωμα Ζυγώματος.....	101
4.3.2	Άνω Πέλμα Δικτυώματος Ζυγώματος.....	102
4.3.3	Κάτω Πέλμα Δικτυώματος Ζυγώματος.....	103
4.3.4	Υποστυλώματα Μεταβλητής Διατομής.....	104
4.3.5	Μετωπικοί Στύλοι.....	105
4.3.6	Διαμήκεις Δοκοί.....	106
4.3.7	Κεφαλοδοκοί.....	107
4.3.8	Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	108
4.3.9	Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	109
4.3.10	Τεγίδες - Μηκίδες.....	110
4.4	Έλεγχος Βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	114
4.4.1	Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης.....	114
4.5	Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών.....	115
4.6	Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	118
4.6.1	Γενικά.....	118
4.6.2	Έλεγχος Διαγωνίων Συνδέσμων.....	120
4.6.3	Έλεγχος Δοκών και Υποστυλωμάτων.....	124
4.6.3.1	Έλεγχος Υποστυλωμάτων.....	125
4.6.3.2	Έλεγχος Δοκών.....	128
4.7	Έλεγχος έναντι Φαινομένων 2 ^{ος} Τάξεως.....	131
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....		133
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		135

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

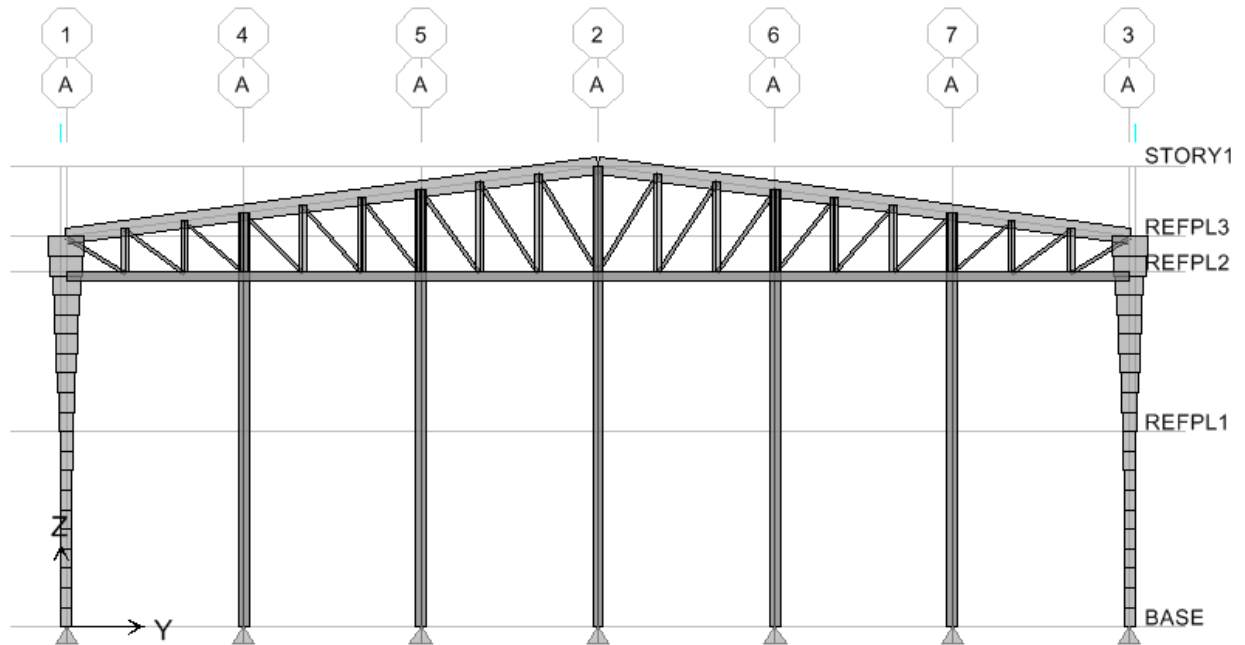
1.1 ΣΥΝΤΟΜΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

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.

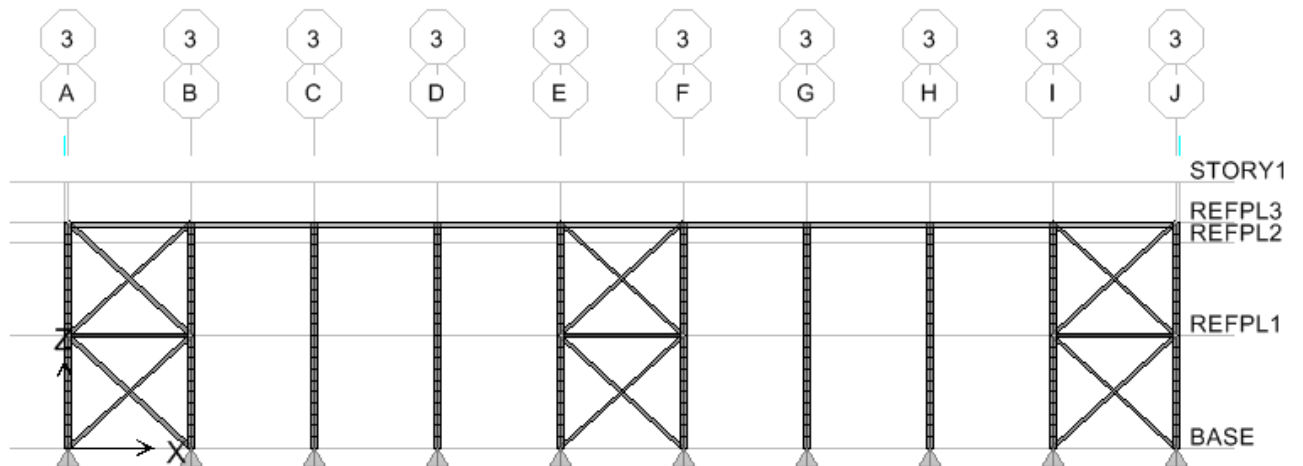
- Η κατασκευή στεγάζει συνολική επιφάνεια 1620 m². Κατά τον άξονα Χ το συνολικό μήκος είναι 54,00m και κατά τον άξονα Υ είναι 30m.
- Ο σκελετός της κατασκευής αποτελείται από δέκα πανομοιότυπα πλαίσια ανοίγματος 30m το καθένα και διατεταγμένα σε απόσταση 6m το ένα από το άλλο. Το ύψος του κτηρίου είναι 10,00m στο χαμηλότερο σημείο και 13,00m στο ψηλότερο σημείο. Η κλίση είναι 7.6° και στις δύο επιφάνειες στέγασης.
- Στο κτίριο υπάρχουν και δυο θύρες στο ανατολικό μέτωπο με διαστάσεις 4,50m x 4,00m.
- Για την πλευρική εξασφάλιση του κτιρίου από τα φορτία ανέμου και τα σεισμικά φορτία χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας όπως φαίνονται στις παρακάτω όψεις του κτιρίου:



Σχήμα 1.1 Τρισδιάστατη άποψη κτιρίου



Σχήμα 1.2 Δυτική όψη κτιρίου



Σχήμα 1.3 Βόρεια 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 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 ποιότητά 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:

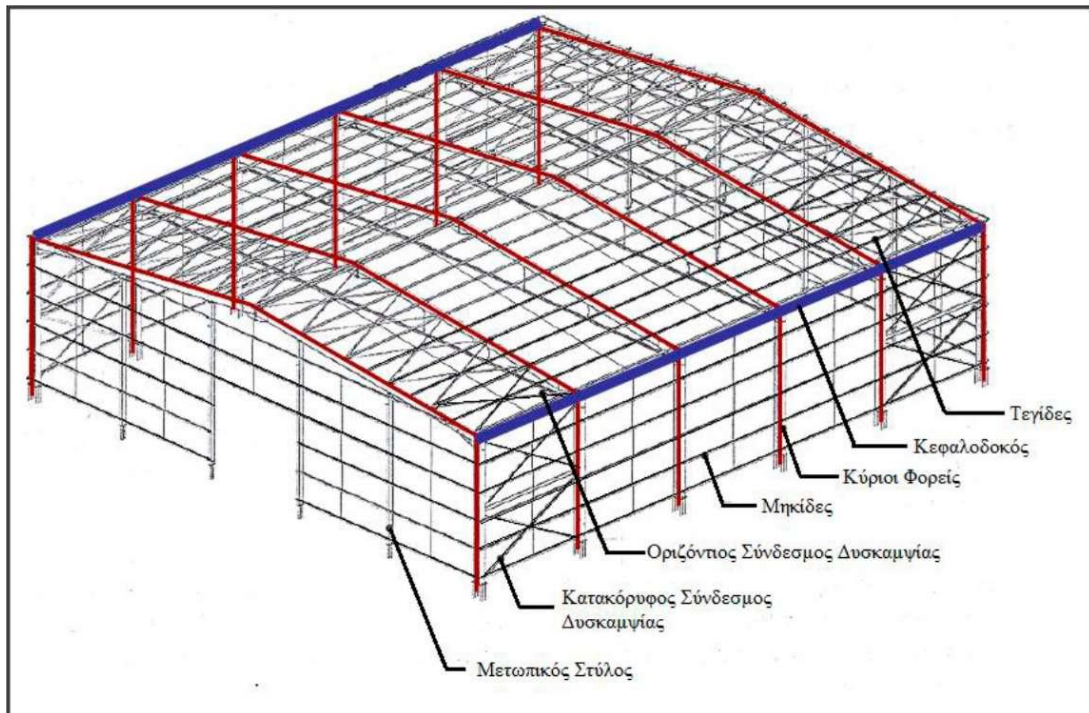
A) Κόστος πρώτης ύλης.

B) Αυξημένη ανάγκη προστασίας από διάβρωση και πυροπροστασίας.

Γ) Ανάγκη συντήρησης.

Δ) Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.

Πιο κάτω φαίνονται εικόνες μονώροφων μεταλλικών κτιρίων:



Σχήμα 1.4 Φέρων οργανισμός μεταλλικού υποστέγου



Σχήμα 1.5



Σχήμα 1.6

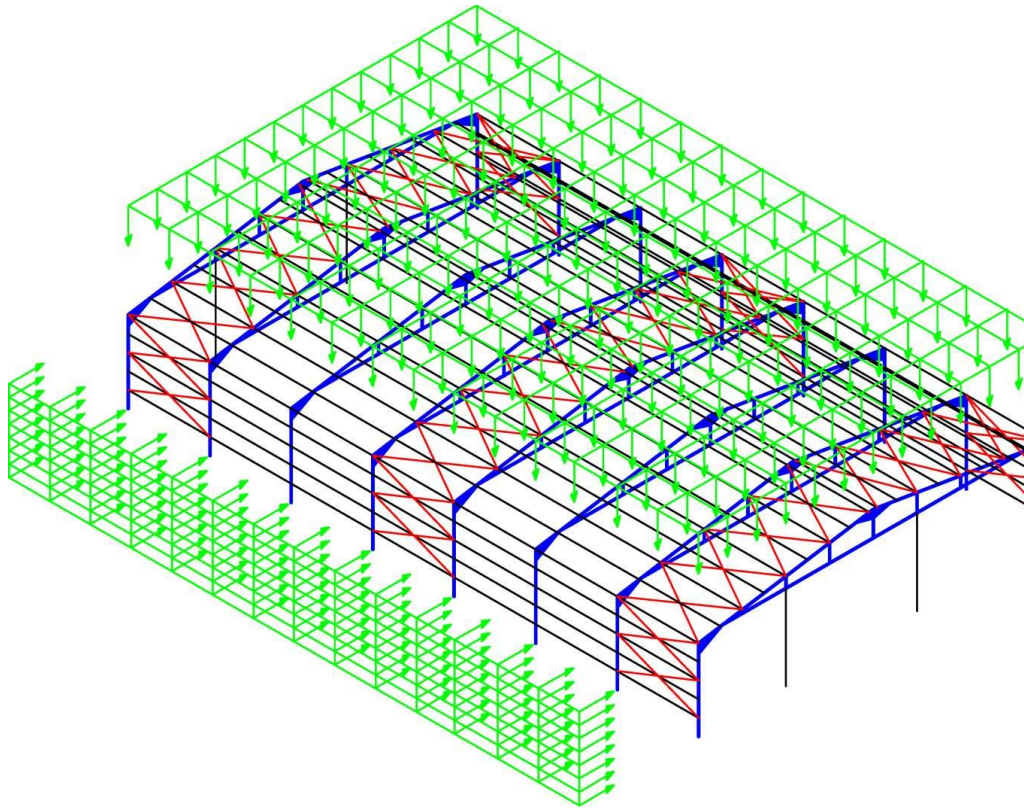


Σχήμα 1.7

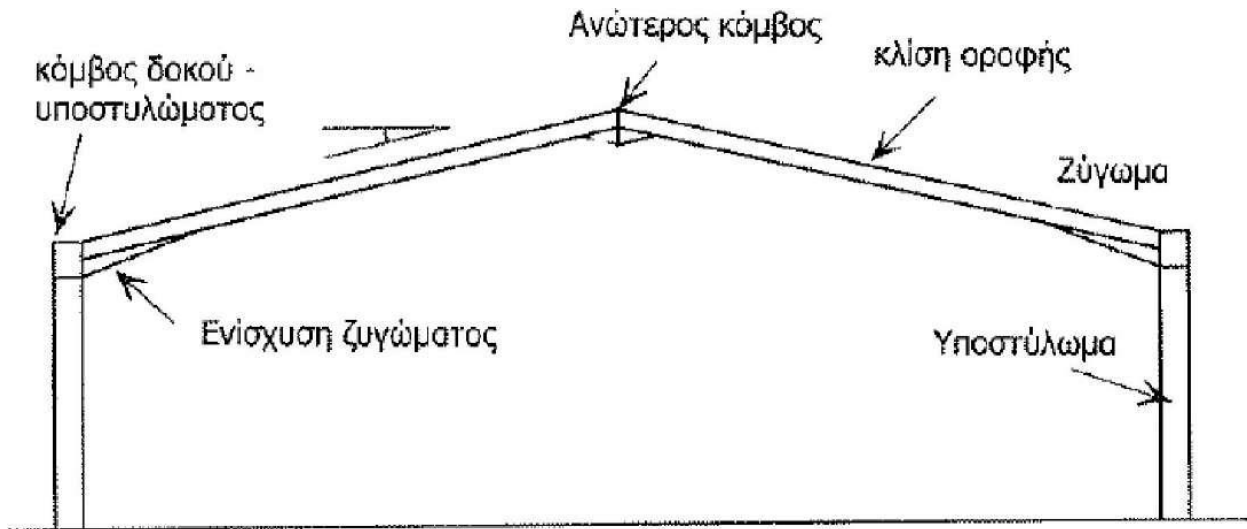
1.3 ΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΤΥΠΙΚΟΥ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

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.



Σχήμα 1.8 Φορτίσεις κύριων φορέων (πλαισίων)

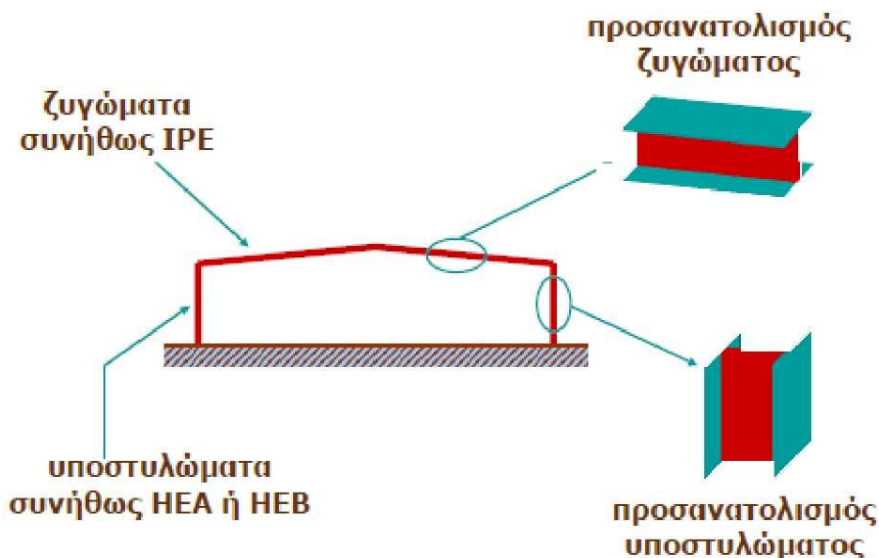


Σχήμα 1.9 Διάταξη Πλαισίου

Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι:

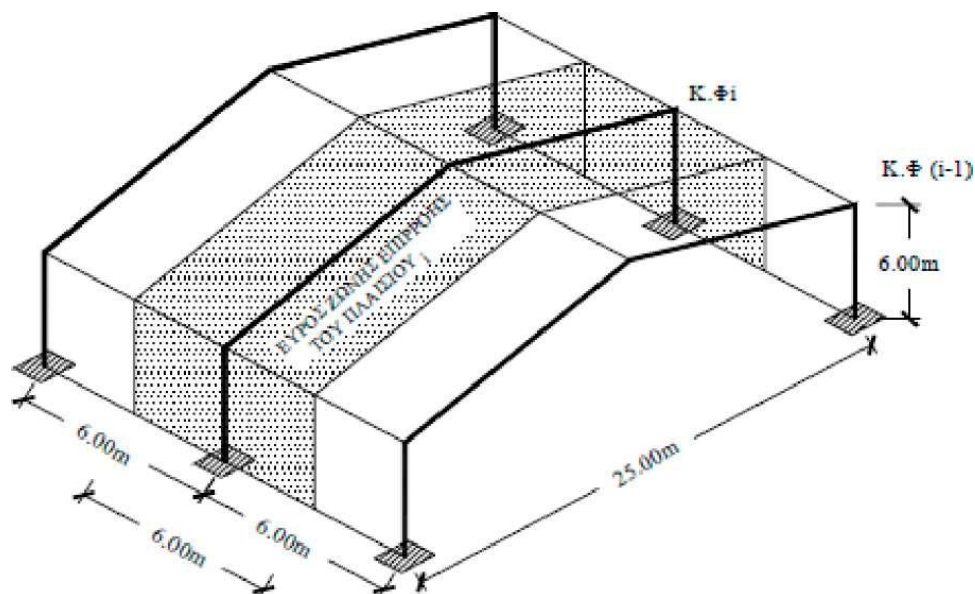
- ❖ Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- ❖ Δικτυωτά

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζυγώμα, 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 ταυ, αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της, τόσο καλύτερα συμπεριφέρεται σε κάμψη, γιατί το 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 ΙΡΕ και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες διατομές όπως ΗΕΑ ή ΗΕΒ. 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.



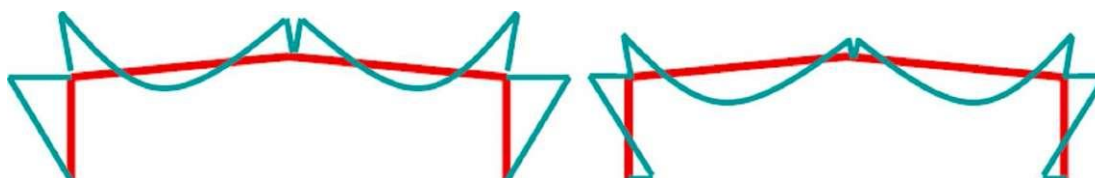
Σχήμα 1.10 Προσανατολισμός διατομών διπλού ταυ επιπέδων πλαισίων

Όπως ειπώθηκε και πριν, οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρώντων φορτίων στην κατασκευή, (άνεμος, χιόνι, σεισμός και το ίδιο βάρος επικάλυψης, τεγίδων, μηκίδων και του εαυτού τους). Όλα αυτά τα μεταβιβάζουν στα θεμέλιά 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 Σχήμα 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.



Σχήμα 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.

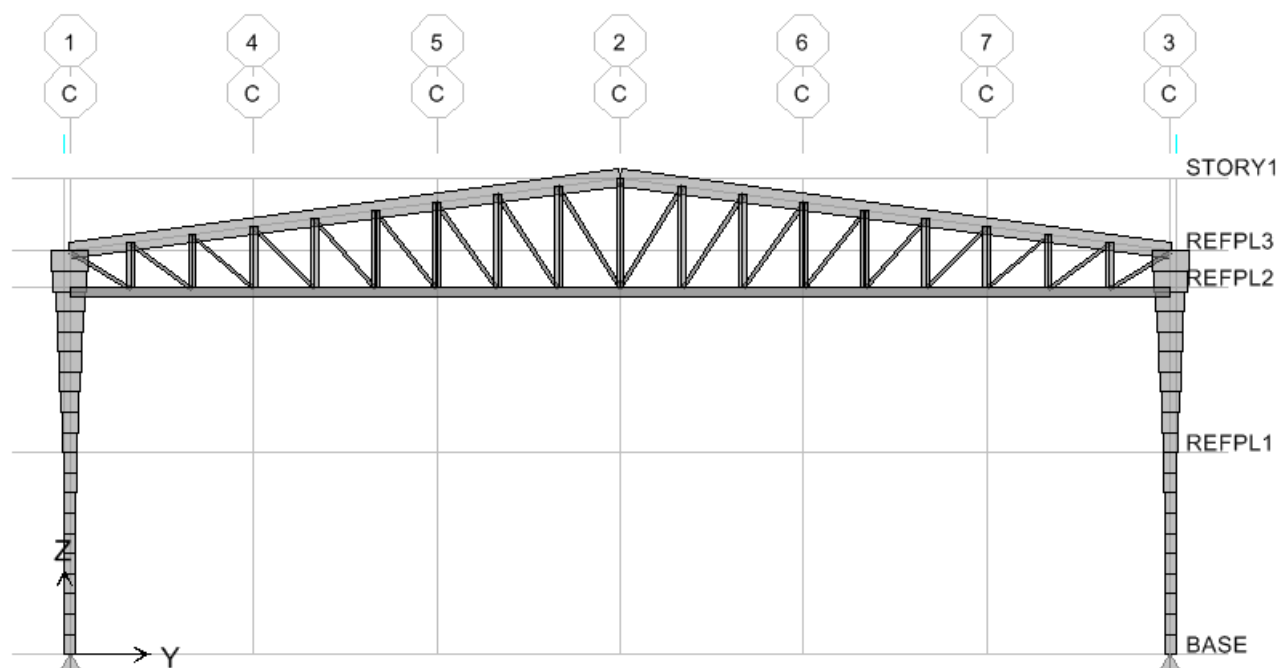


Σχήμα 1.12 Επιλέγεται η πρώτη περίπτωση. Δηλαδή η επιβάρυνση της ανωδομής και η ανακούφιση της θεμελίωσης

Η στέγη του κτιρίου είναι δικλινής με δικτυωτά ζυγώματα, πάνω στα οποία στηρίζονται οι τεγίδες και τα συστήματα δυσκαμψίας.

Οι κύριοι φορείς υλοποιούνται με δικτύωμα τύπου N (Σχήμα 1.13) το οποίο υλοποιείται με διπλό γωνιακό τύπου 2L100X12/10 και με υποστυλώματα μεταβλητής διατομής (HEB200-HEB800).

Στο σχήμα φαίνεται η όψη ενός κύριου φορέα.

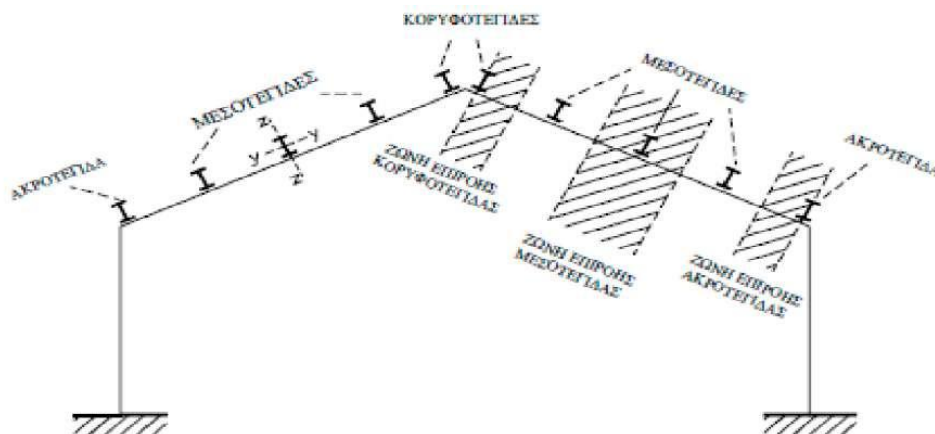


Σχήμα 1.13 Όψη πλαισίου κτιρίου

1.3.2 Τεγίδες

1.3.2.1 Γενικά

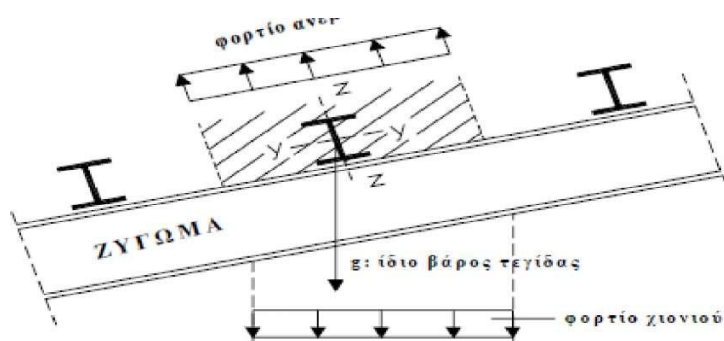
Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση (φορτία χιονιού, ανεμοπίεση, βάρος φύλλων επικάλυψης, ωφέλιμο φορτίο). Οι τεγίδες διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους (Σχήμα 1.14), συνήθως ανά 2,00m έως 3,50m.



Σχήμα 1.14 Ζώνη επιρροής τεγίδων

Στο παρών κτίριο επιλέγεται απόσταση 3,33m.

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 συνηθέστερα οι ΙΡΕ. Χρησιμοποιούνται επίσης και διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο 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.



Σχήμα 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 Αμφιέριστη τεγίδα στο παρών μεταλλικό κτίριο

Στο υπό μελέτη κτίριο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποφασίζεται τοποθέτηση αμφιερειστων τεγίδων.

Μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή στα τρία συνήθη είδη τεγίδας:

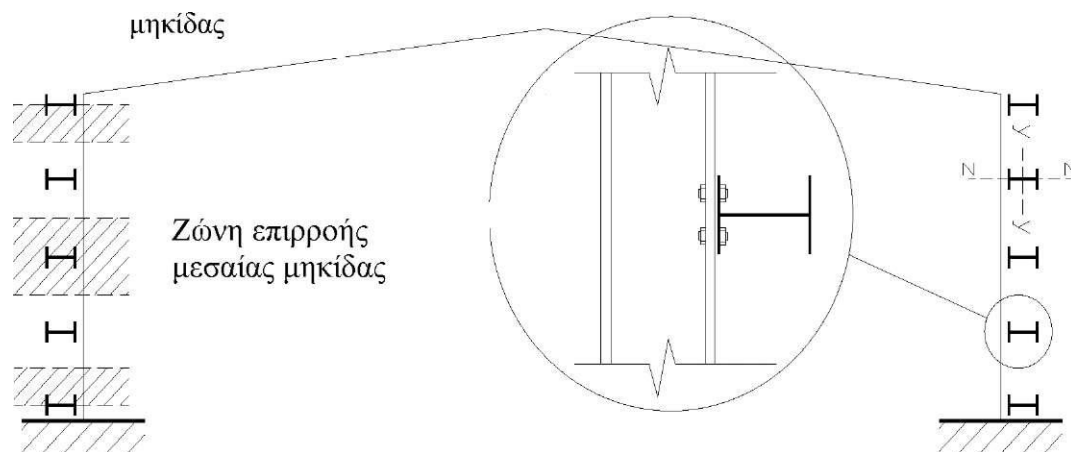
- Αμφιέριστη Τεγίδα : $\max M = q \cdot l^2/8$ στο άνοιγμα
- Συνεχής Τεγίδα 2 ανοιγμάτων : $\max M = q \cdot l^2/8$ στη στήριξη
- Τεγίδα Gerber : $\max M = q \cdot l^2/16$ στο άνοιγμα και στη στήριξη

Για τις τεγίδες αποφασίστηκε **IPE 220**.

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 αμφιέριστα, 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 αδράνειάς 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.



Σχήμα 1.16 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 $10,00\text{m}/6=1.67\text{m}$. Για τις μηκίδες αποφασίστηκε διατομή **IPE160**.

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 προηγούμενό του, μέσω κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά. Οι κεφαλοδοκοί είναι διατομής **HEA260**.

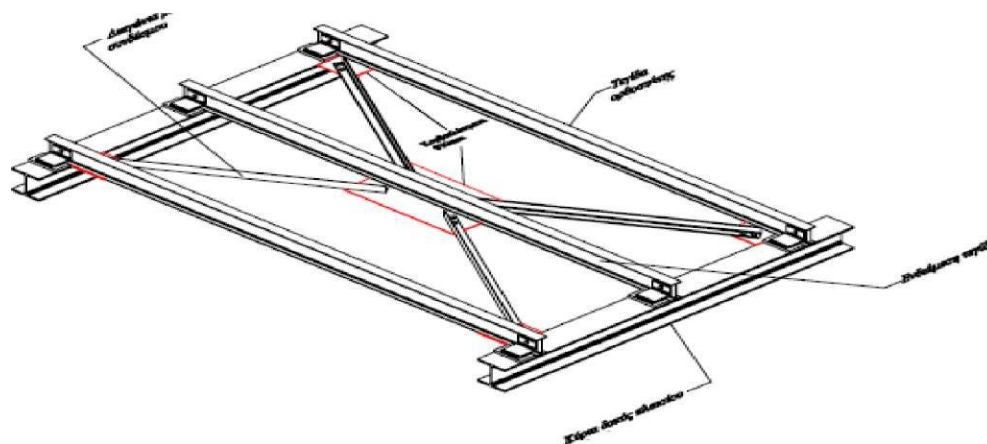
1.3.5 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

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 1.17).

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.



Σχήμα 1.17 Ζυγώματα, τεγίδες και σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης

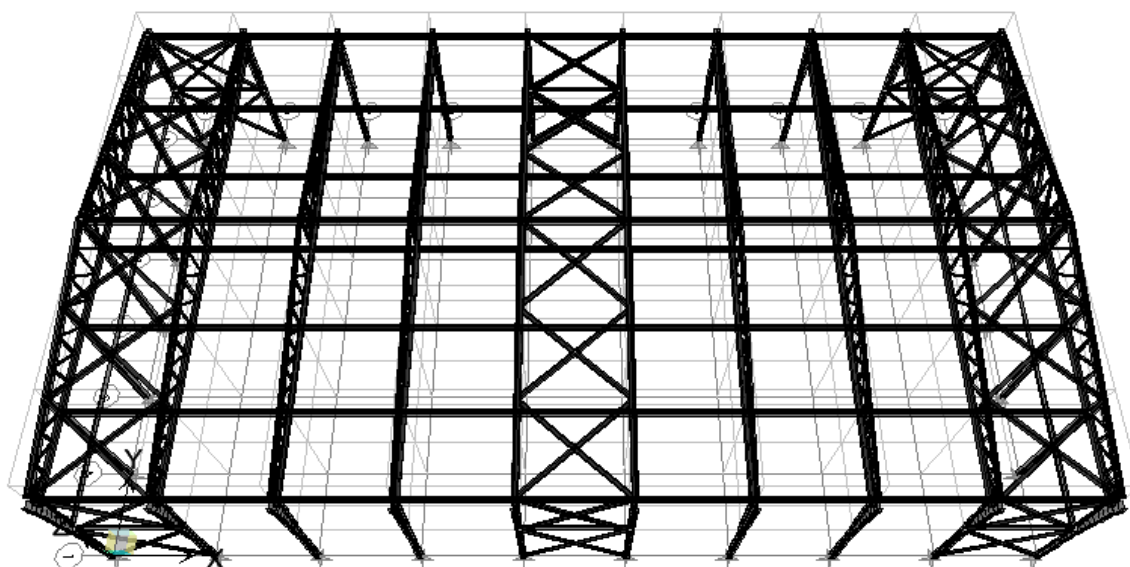
Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχθήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα - γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται 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 φατνώματα του κτιρίου, για να παραλάβουν τα εφελκυστικά ή θλιπτικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υποστέγου, κρίνεται απαραίτητη σε μεγάλο μήκος 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 φανωμάτων, 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 φανώματα και στο μεσαίο φάνωμα, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.18.



Σχήμα 1.18 Τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας στο κτίριο.
Τοποθετούνται στα ακραία και στο μεσαίο φάνωμα

Για τους οριζόντιους σύνδεσμους δυσκαμψίας του αποφασίσθηκε κοίλη τετραγωνική διατομή **TUBO200x16**.

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 φαντώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.

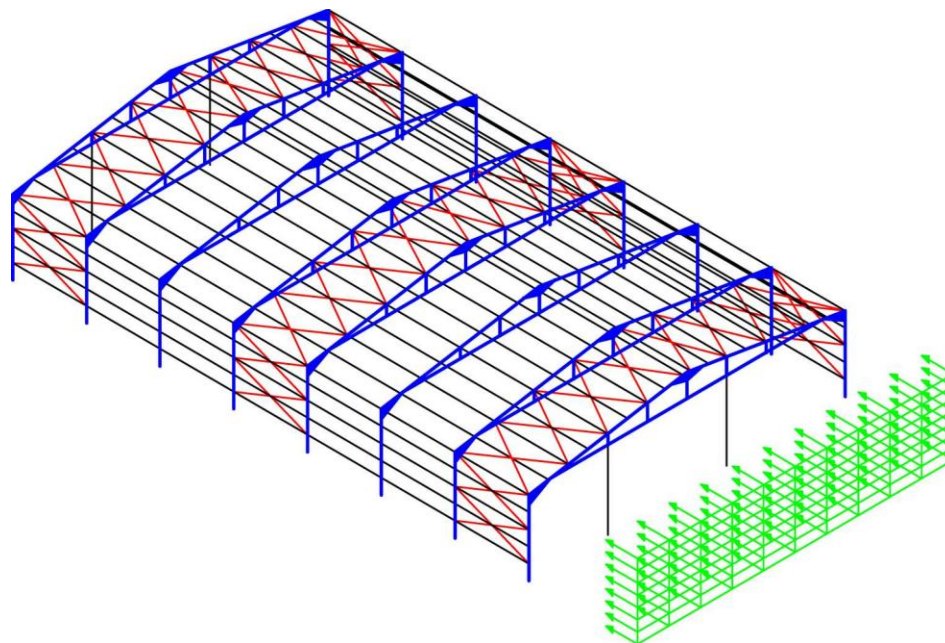
Οι κύριες λειτουργίες των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- ❖ 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 καταλήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
- ❖ Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής 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 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 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 φαντώματα που τοποθετήθηκαν και οριζόντιοι σύνδεσμοι. Αποφασίσθηκε και εδώ η κοίλη τετραγωνική διατομή **TUBO200x16**.

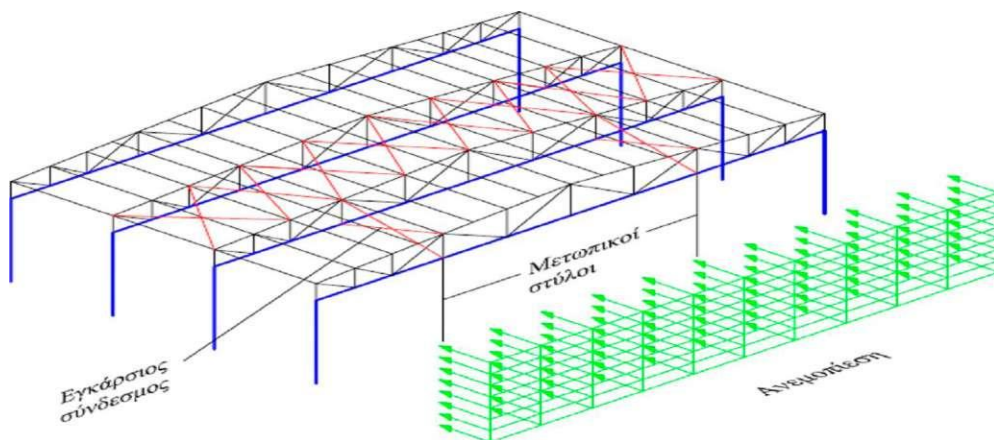


Σχήμα 1.19 Φορτία που παραλαμβάνονται με λειτουργία δικτυώματος

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.



Σχήμα 1.20 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 I με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Επίσης συχνά χρησιμοποιούνται και πλατύπελμες διατομές.

Το μετωπικό υποστύλωμα 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 αυτό.

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 5,00m. 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. Χρησιμοποιήσαμε διατομές **HEA300** προσανατολισμένες έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει 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 υποπιέσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία.

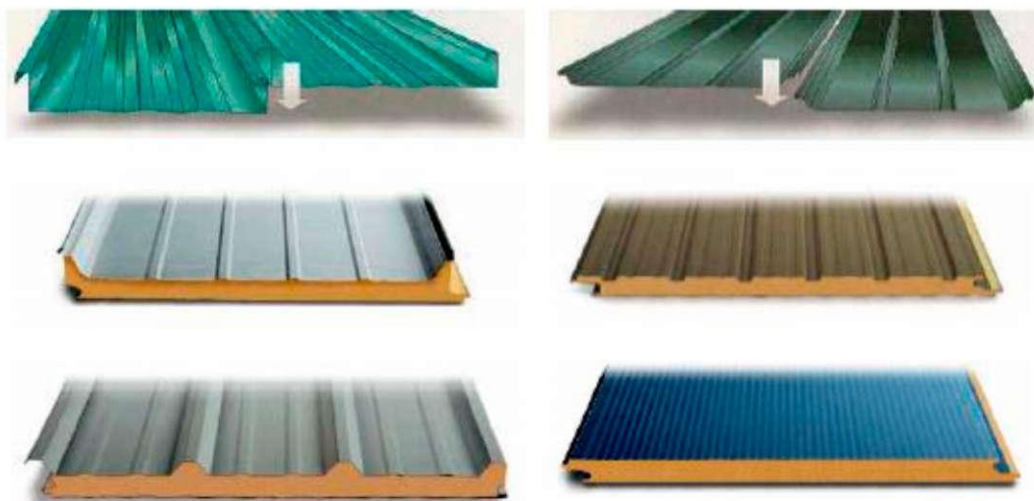
Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να 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

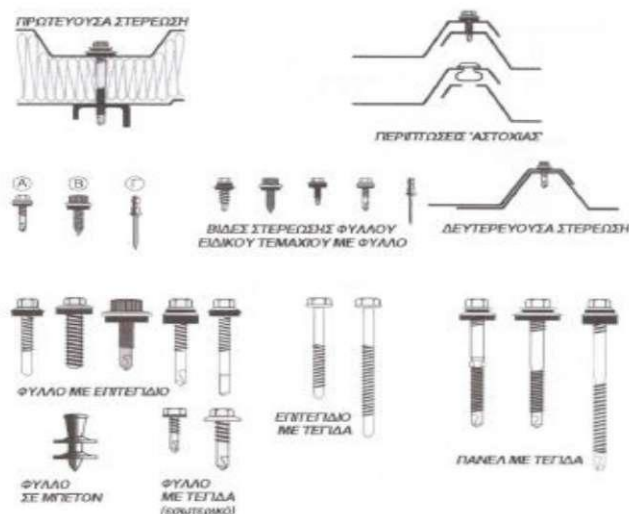
πολυουρεθανίου (θερμό-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30 mm έως 80mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στο Σχήμα 1.21 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.



Σχήμα 1.21 Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης και προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης

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



Σχήμα 1.22 Στήριξη φύλλων επικάλυψης με τεγίδα

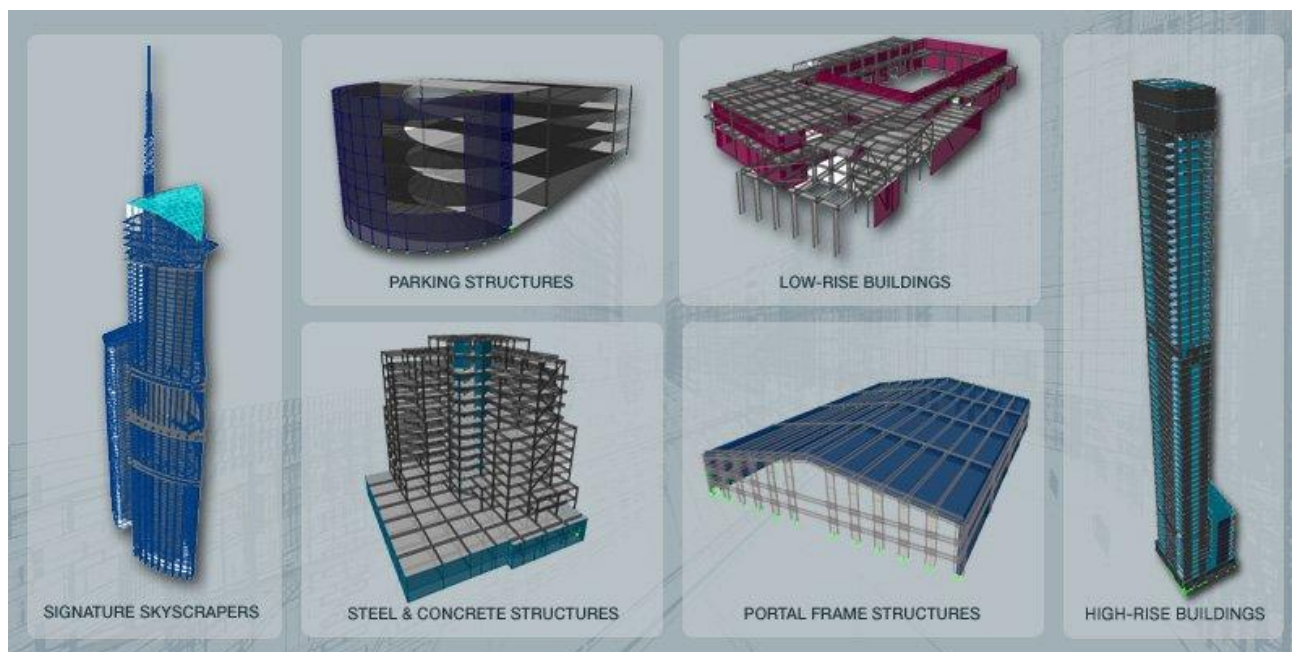
Ο συνηθέστερος τρόπος προσόψεων είναι με χρήση θερμομονωτικών πανέλων σάντουιτς, σε διάφορες επιφανειακές διαμορφώσεις (επίπεδα, κυματοειδή, με νευρώσεις). Οι αυλακώσεις μπορεί να είναι κατακόρυφες ή οριζόντιες. Συνήθως όμως για τις προσόψεις προτιμώνται τα επίπεδα πανέλλα, τα οποία δε λερώνουν εύκολα.

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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ 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 Δυσκαμψίας, Τοιχώματα και όχι Κόμβοι, Μέλη, Πεπερασμένα στοιχεία όπως σε ένα γενικό πρόγραμμα στατικής ανάλυσης.



Σχήμα 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 μόρφωσης του φορέα, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση, γρήγορα, άνετα και αποτελεσματικά.

Τα εργαλεία για τη μόρφωση του συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων δυσκαμψίας 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 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 στο 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 ολοκληρωμένους και λεπτομερείς υπολογισμούς για τη διαστασιολόγηση των δοκών, συνδέσμων δυσκαμψίας, 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 μόνωση προσομοιωμάτων πολυώροφων κτιρίων
- CAD σχεδιασμός και διόρθωση για γρήγορη και εύκολη μόνωση 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 το χρήστη
- Γραφικός σχεδιασμός διατομών τυχούσας 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 καννάβων

2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ 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.

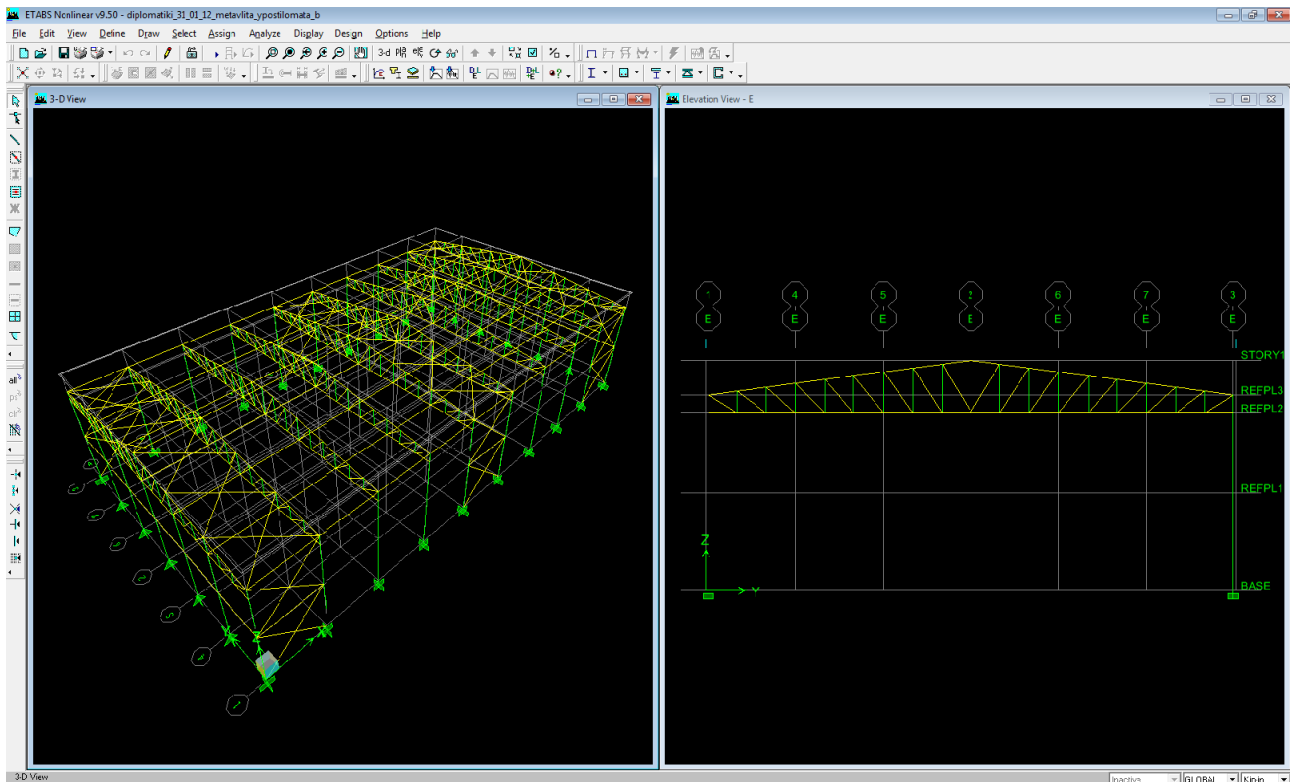
Τα μέλη και οι κόμβοι των πλαισίων προσομοιώνονται κατά τρόπο, ο οποίος να αντικατοπτρίζει ικανοποιητικά την αναμενόμενη συμπεριφορά τους κάτω από την αντίστοιχη φόρτιση. Η βασική γεωμετρία των διπλών πλαισίων απεικονίζεται μέσω των κεντροβαρικών αξόνων των μελών.

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 ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Το μονώροφο κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία κατά τον άξονα Υ, δηλαδή κατά τη διεύθυνση που αναπτύσσεται η μικρή του πλευρά (30 μέτρα). Οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων 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 Χ) 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:



Σχήμα 2.2 Περιβάλλον λογισμικού προγράμματος Etabs

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΦΟΡΤΙΩΝ

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 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. 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).

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

3.3 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

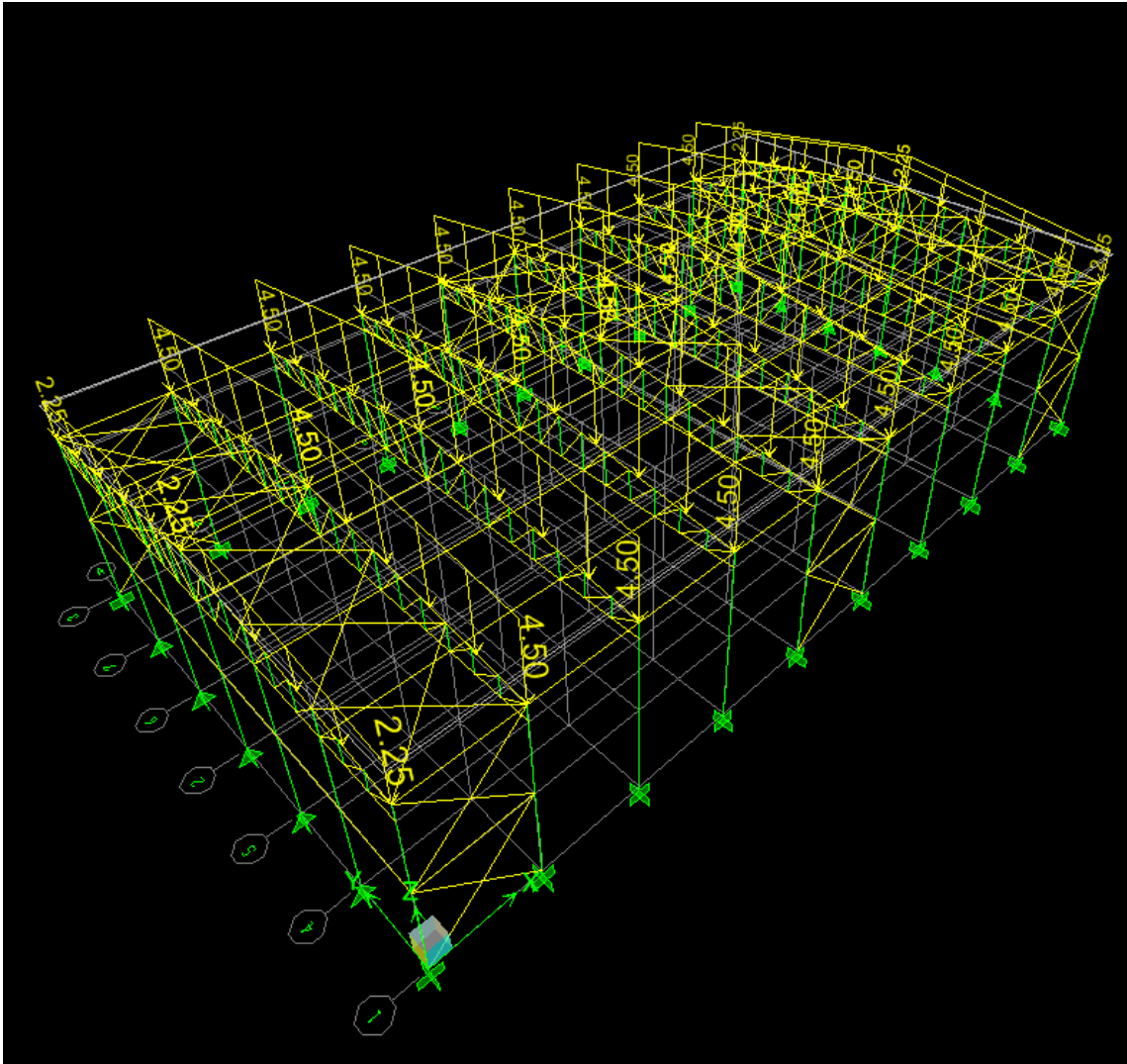
3.3.1 Ωφέλιμα Φορτία

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 βατή, 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.



Σχήμα 3.1 Κινητά φορτία στη στέγη

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

Κεφάλαιο 3: Φορτία Κατασκευής

και περίοδο επαναφοράς, 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 πυκνότητά του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής 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 τη 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

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 δέντρα) $C_e = 1,2$.

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.

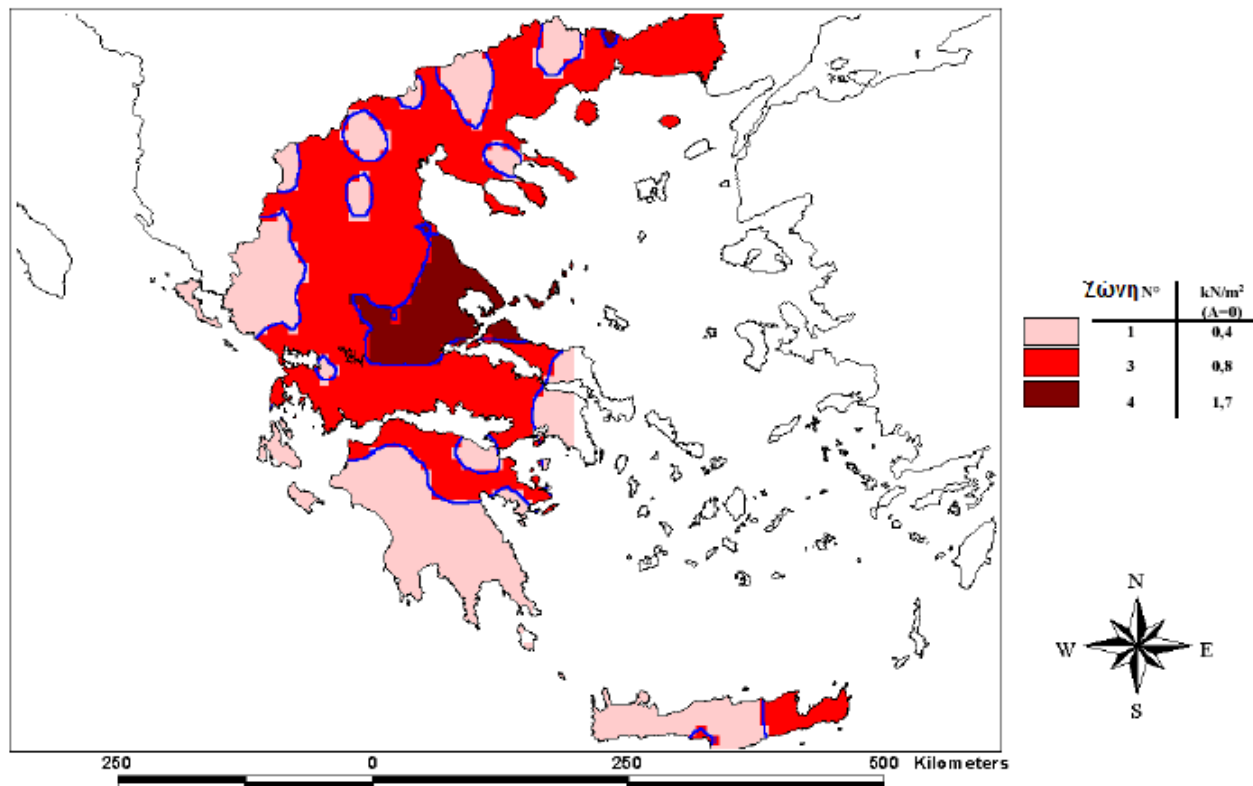
$s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $C_{esl} = 2, 0$).

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.



Σχήμα 3.2 Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m, 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

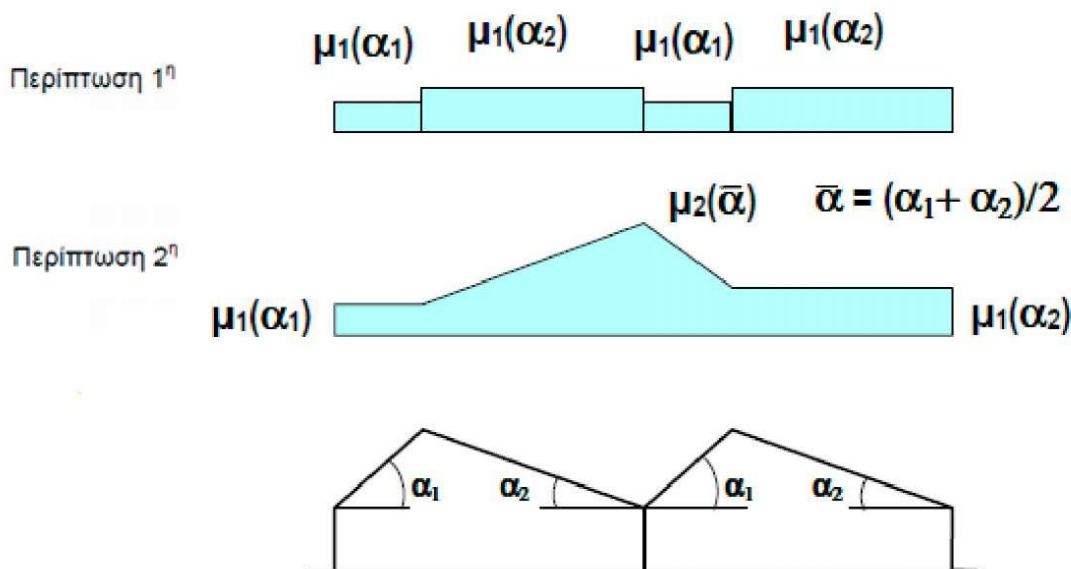
A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

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.



Εξωτερική μορφή, μορφή ή μορφή ανακατανομή φορτίου μορφή μορφή

Σχήμα 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 $A=200\text{m}$ πάνω από τη θάλασσα.

$$s_{k,0} = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$A=200\text{m}$$

$$\text{Άρα } s_k = s_{k,0} [1 + (A/917)^2] = 0,8 [1 + (200/917)^2] = 0,84 \text{ KN/m}^2$$

Συντελεστής μορφής χιονιού μ_1 , α για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha=7,6^\circ < 30^\circ$:
 $\mu_1, \alpha=0,8$

Συντελεστής έκθεσης: $C_e=1,00$ (Για κανονικές συνθήκες)
 Συντελεστής θερμότητας: $C_t=1,00$ (Για κανονικές συνθήκες)

Έτσι έχω :

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

$$\Rightarrow s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,84 \Rightarrow \mathbf{s=0,67 \text{ KN/m}^2}$$

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 προσαρτήματά 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 ισοϋψών 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 ταχύτητες 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 μέση 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 λόγιοι, 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 υποπιέσεις 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 υποπιέσεις), 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: 54,00m
- Συνολικό Πλάτος: 30,00m
- Ύψος: 13,00m

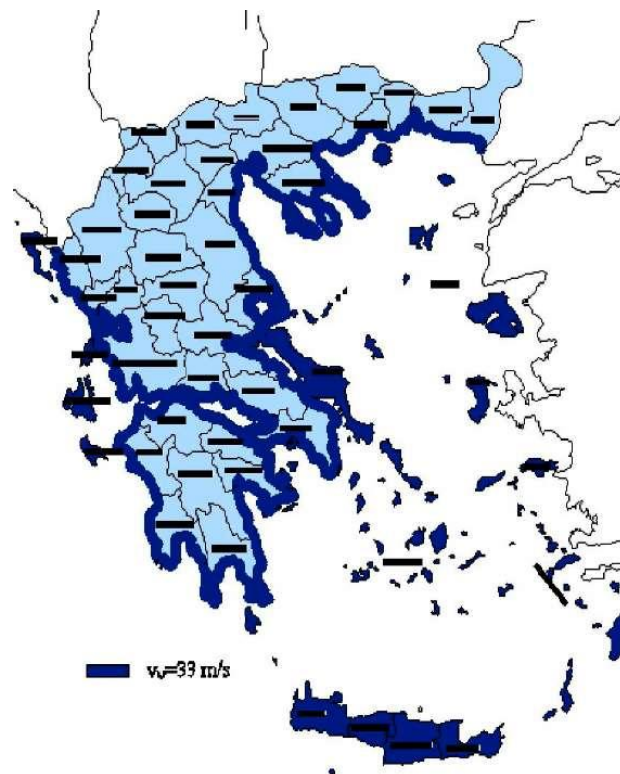
Βασική Ταχύτητα Ανέμου

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

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 στα 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και στα 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 3.4 Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα

Άρα $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$

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

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 ($\rho \text{ air} = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

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:

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

όπου:

- $c_r(z)$ 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)
Ο Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
Ι 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 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 :

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

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:

- $z_{0,II} = 0,05\text{m}$ (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 4.1)
- $z_{\min} = 2,00\text{m}$ είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 4.1
- $z_{\max} = 200\text{m}$, όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα
- 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 :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,06 \cdot 1,0 \cdot 33 \Rightarrow \underline{v_m(z) = 35,00 \text{ m/s}}$$

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,
Για $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ έχω $lv(z) = K_l / (C_0 \cdot \ln(Z/Z_0))$

$$= 1,0 / (1,0 \cdot \ln(12/0,05))$$

$$\Rightarrow lvz = 0,18$$

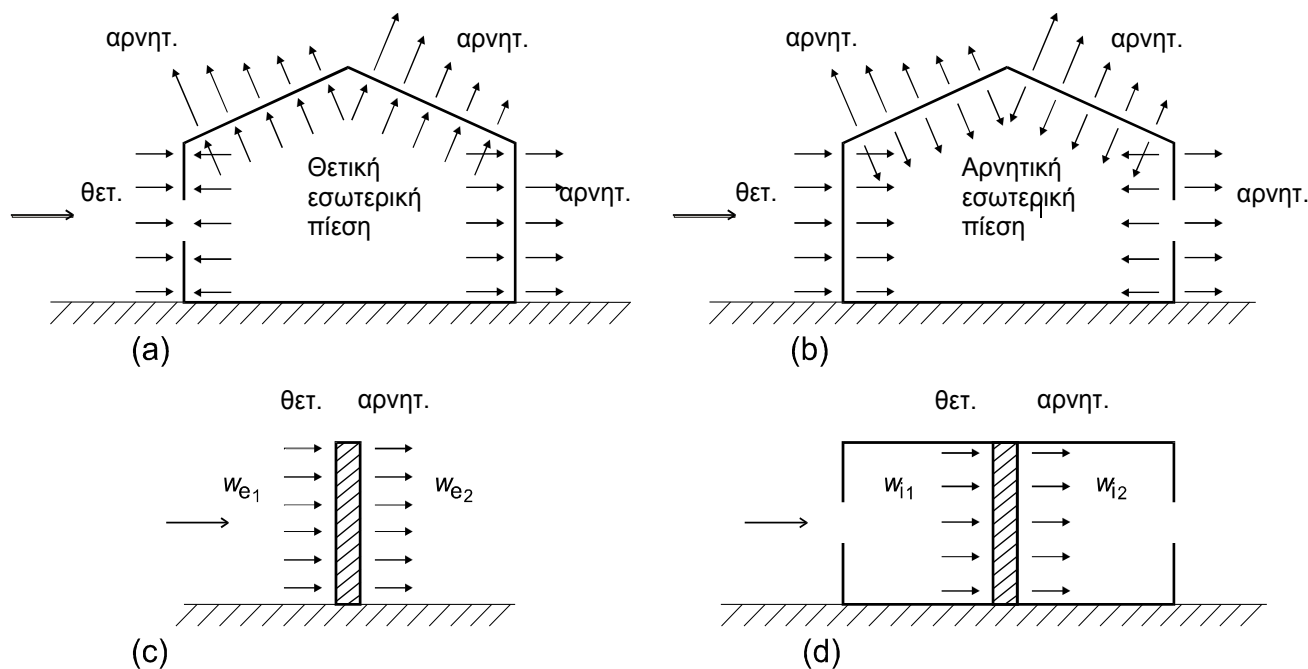
Και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,18] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 35,00 \Rightarrow \underline{q_p(z) = 1,73 \text{ KN/m}^2}$$

3.3.3.2 Πιέσεις Ανέμου στο κτίριο

Θα προσδιοριστούν οι τελικές πιέσεις στη στέγη και στα κατακόρυφα στοιχεία του 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 πιέσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Μερικά παραδείγματα σήμανσης φαίνονται στο Σχήμα 3.5.



Σχήμα 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:

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

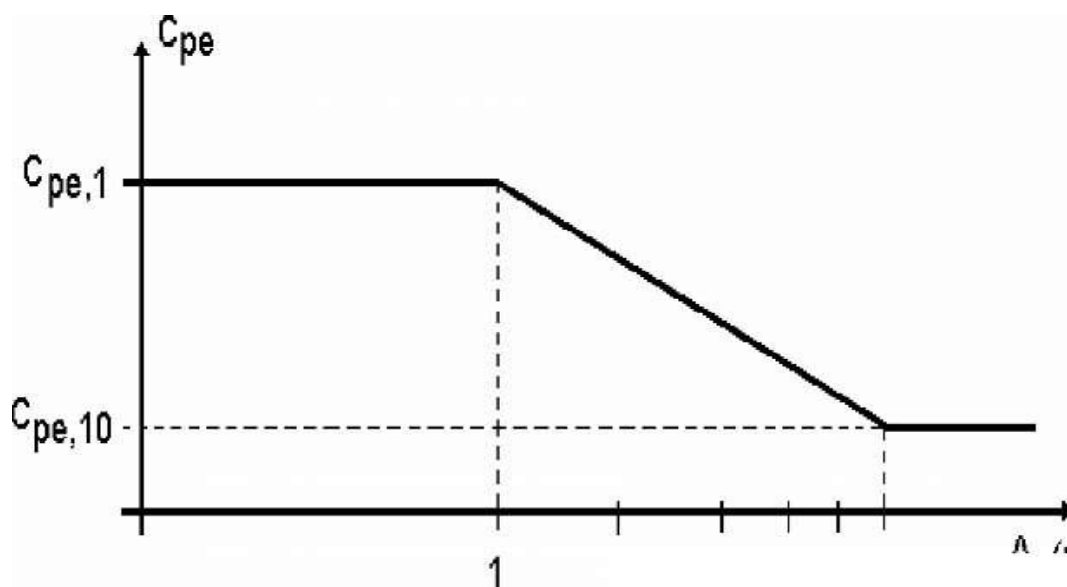
όπου:

- $q_p(z_e)$ 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, 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.



Σχήμα 3.6 Μεταβολή πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας

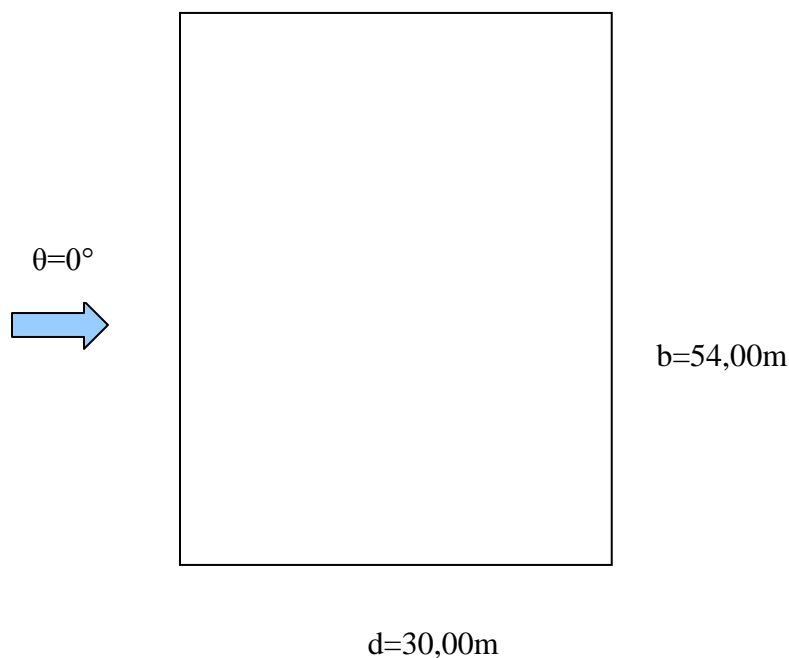
Όπως προκύπτει από το σχήμα, για εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας $A > 10 \text{ m}^2$ έχω $c_{pe} = c_{pe,10}$ και για όλες τις φορτιζόμενες επιφάνειες του κτιρίου.

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

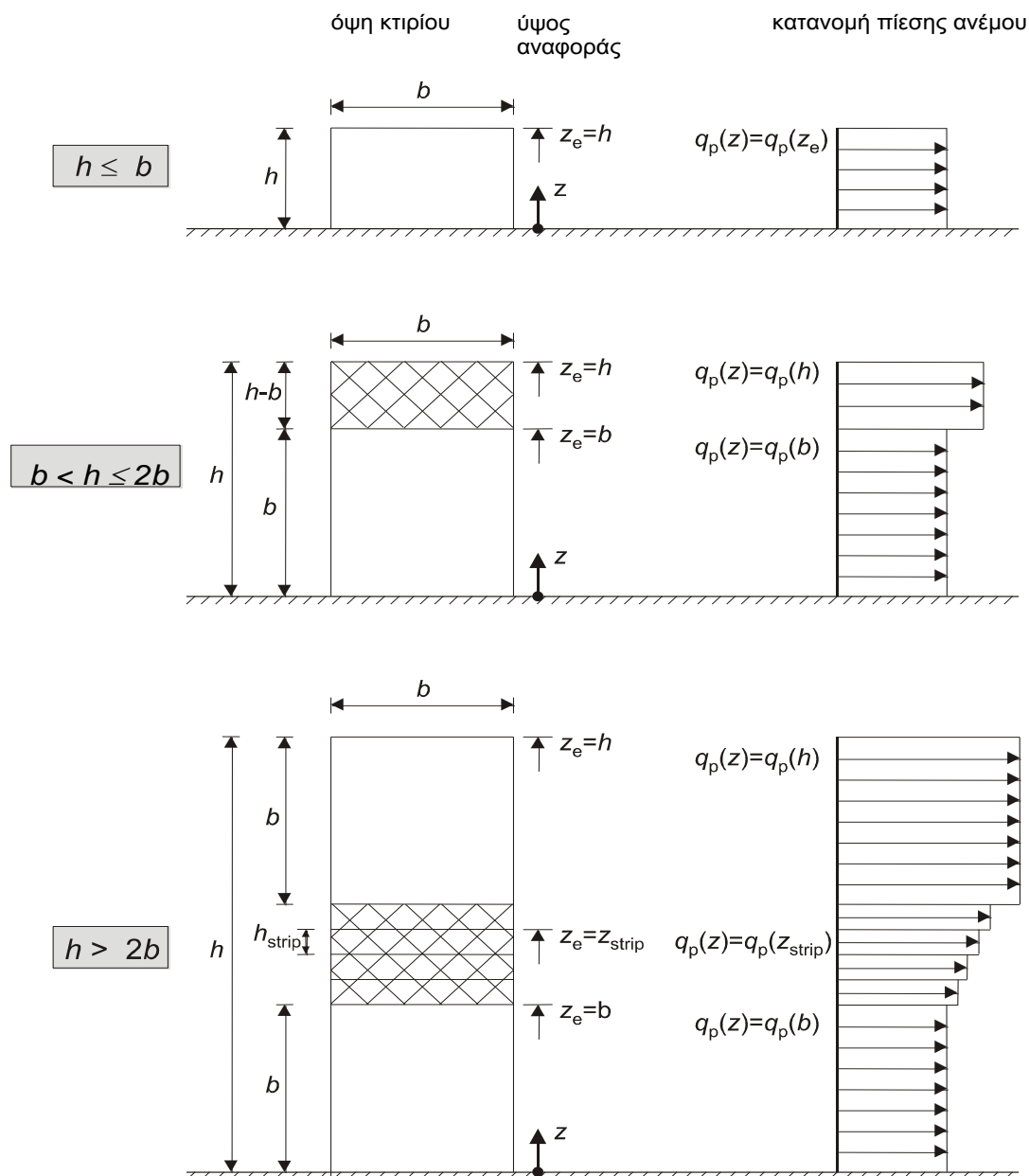
A.1.1 Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχήμα 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 .



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

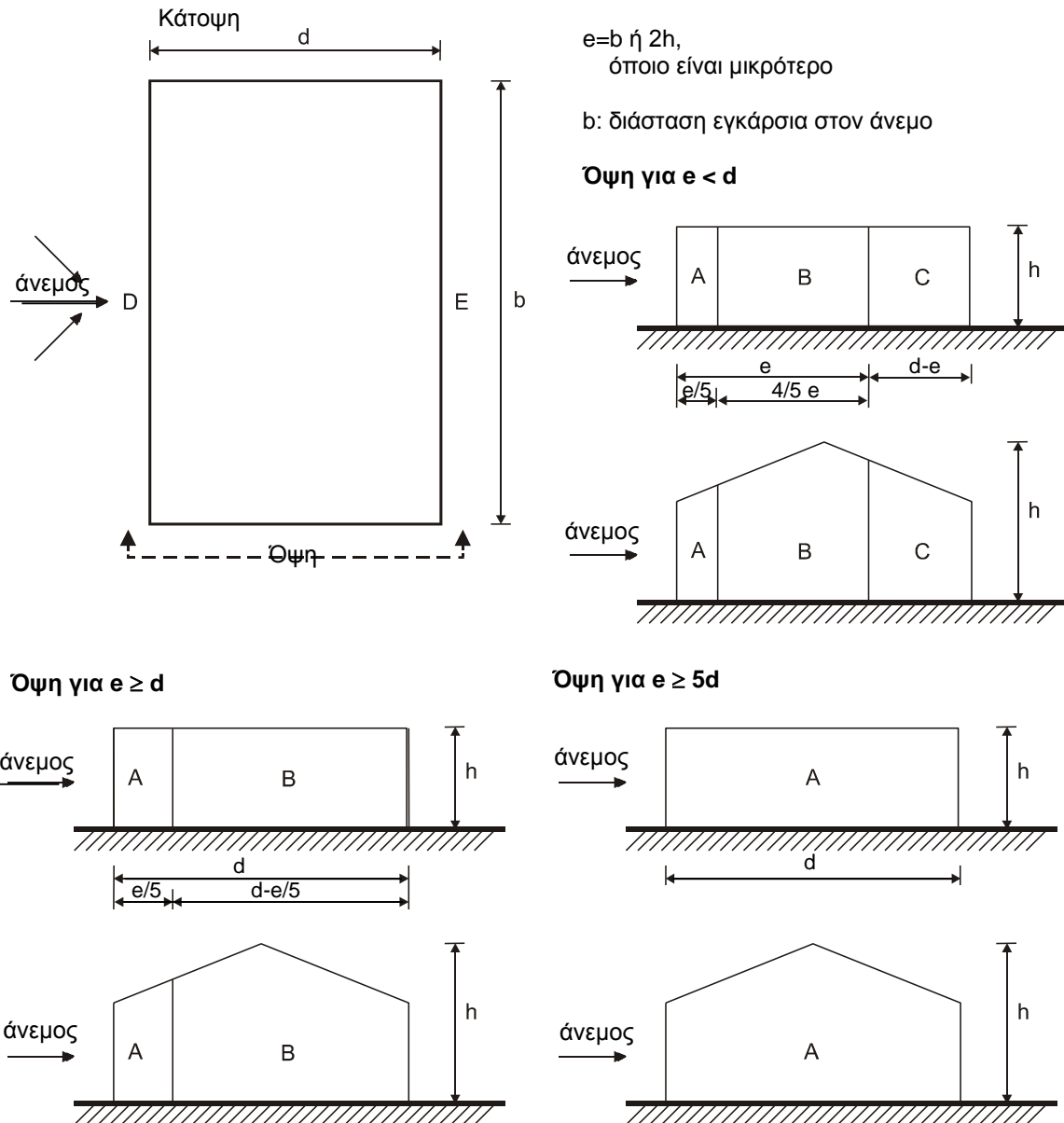
Στο υπό μελέτη κτίριο έχω:

Ύψος κτιρίου $h = 13 \text{ m}$

Πλάτος κτιρίου $b = 54 \text{ m}$

Άρα $h < b \Rightarrow$ Έχουμε ένα τμήμα καθ' ύψος με $z_e = h$
($h/d = 13/54 = 0,24$)

Στο παρακάτω σχήμα δίνονται οι συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους



Σχήμα 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
h/d	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 ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιηθεί γραμμική παρεμβολή								

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

$$b = 54,00 \text{ m}$$

$$d = 30,00 \text{ m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο σχήμα 3.9 είναι :

$$e = \min \{ b , 2h \} = \min \{ 54,00 , 2 \cdot 13 \} = \min \{ 54,00 , 26,00 \} \Rightarrow \underline{e = 26 \text{ m}}$$

$$e = 26,00 \text{ m} < d = 30,00 \text{ m} \quad \text{άρα έχω:}$$

- Επιφάνεια A : $e/5 = 26/5 = 5,20 \text{ m}$
- Επιφάνεια B : $4e/5 = 4 \cdot 26/5 = 20,80 \text{ m}$
- Επιφάνεια C : $d - e = 30 - 26 = 4,00 \text{ m}$

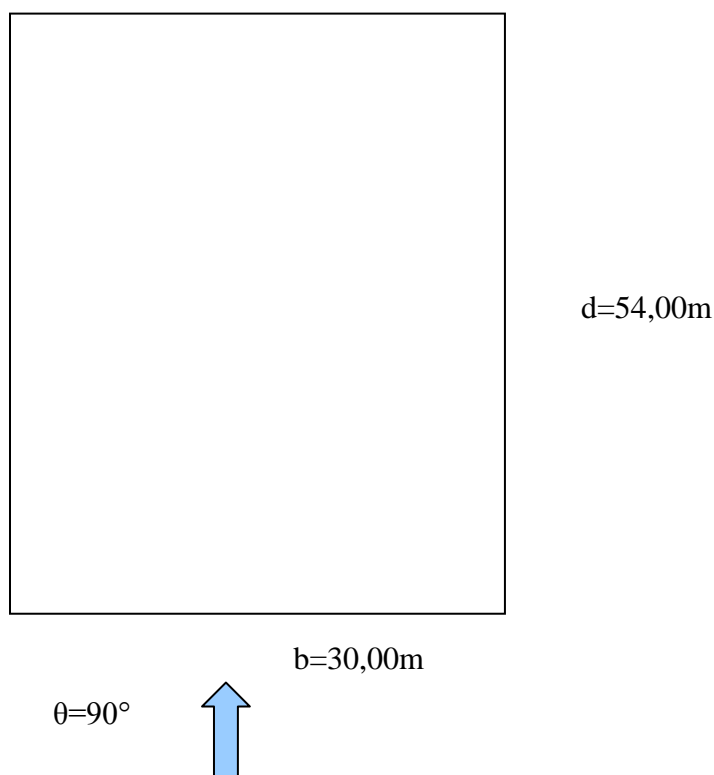
Από τον Πίνακα 3.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10}$$

- A : $c_{pe,10} = -1,2$ $\Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 * (-1,2) = -2,10 \text{ KN/m}^2$
- B : $c_{pe,10} = -0,8$ $\Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 * (-0,8) = -1,38 \text{ KN/m}^2$
- C : $c_{pe,10} = -0,5$ $\Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 * (-0,5) = -0,87 \text{ KN/m}^2$
- D : $c_{pe,10} = +0,7$ $\Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 * (+0,7) = +1,38 \text{ KN/m}^2$
- E : $c_{pe,10} = -0,3$ $\Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 * (-0,3) = -0,52 \text{ KN/m}^2$

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

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



Σχήμα 3.10 Διεύθυνση και φορά ανέμου-προσανατολισμός κτιρίου

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

$$b = 30,00 \text{ m}$$

$$d = 54,00 \text{ m}$$

$$h/b = 13/54,00 = 0,24$$

Το μήκος e που αναφέρεται στον σχήμα 7.5 είναι :

$$e = \min \{ b , 2h \} = \min \{ 30,00 , 2 \cdot 13 \} = \min \{ 30,00 , 26 \} \Rightarrow \underline{e = 26\text{m}}$$

$$e = 26\text{m} < d = 54,00\text{m} \quad \text{άρα έχω:}$$

- Επιφάνεια A : $e/5 = 26/5 = \mathbf{5,20\text{m}}$
- Επιφάνεια B : $4e/5 = 4 \cdot 26/5 = \mathbf{20,80\text{m}}$
- Επιφάνεια C : $d - e = 30 - 26 = \mathbf{4,00\text{m}}$

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

- A : $c_{pe,10} = -1,2 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,2) = -2,10 \text{ KN/m}^2$
- B : $c_{pe,10} = -0,8 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,8) = -1,38 \text{ KN/m}^2$
- C : $c_{pe,10} = -0,5 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,87 \text{ KN/m}^2$
- D : $c_{pe,10} = +0,7 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (+0,7) = +1,38 \text{ KN/m}^2$
- E : $c_{pe,10} = -0,3 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,52 \text{ KN/m}^2$

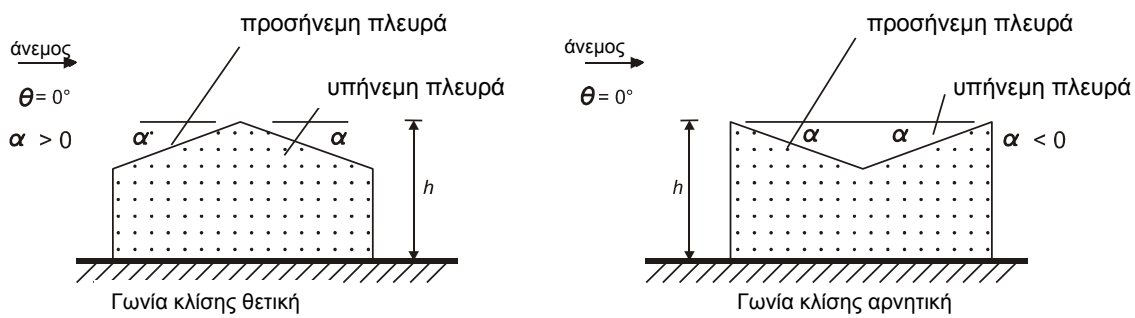
A.2 Πίεση ανέμου επί της στέγης του κτιρίου

Η στέγη του βιομηχανικού κτιρίου είναι δικλινής. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα 3.4 (για δικλινείς στέγες) σύμφωνα με το συμβολισμό του Σχήματος 3.11

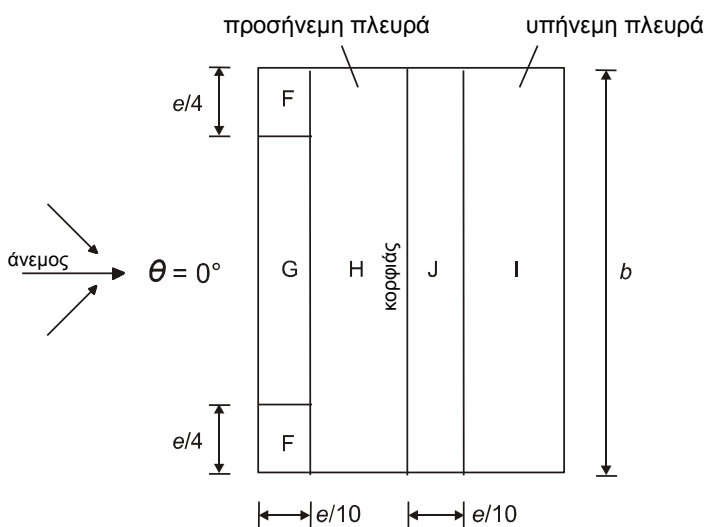
(1) Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξοχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.11.

(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.



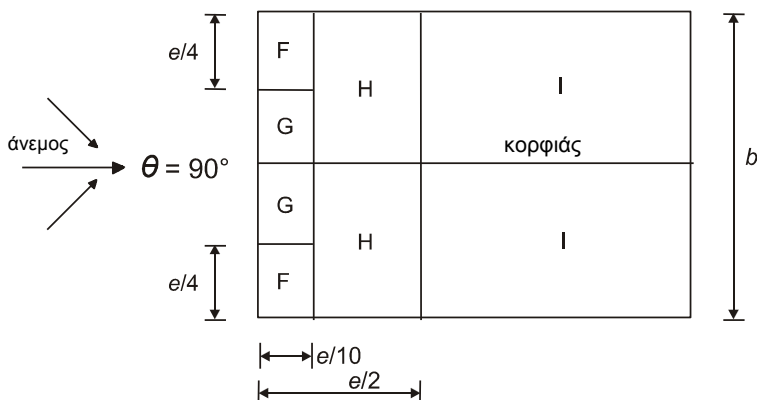
(α) γενικά



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

$e = b$ ή $2h$
όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
στον άνεμο



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

Σχήμα 3.11 Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

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

Πίνακας 3.4 Εξωτερική πίεση για δικλινείς στέγες και $\theta=0^\circ$

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.

$$b = 54,00\text{m}$$

$$d = 30,00\text{ m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο Σχήμα 3.11 είναι :

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{ 54,00, 2 \cdot 13 \} = \min \{ 54,00, 26,00 \} \Rightarrow \underline{\mathbf{e = 26m}}$$

$$\triangleright e/4 = 26 / 4 = \mathbf{6,5m}$$

$$\triangleright e/10 = 26 / 10 = \mathbf{2,6m}$$

Από τον Πίνακα 3.4 και για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha = 7,6^\circ$ έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- $F : c_{pe,10} = -1,20 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,20) = -2,08 \text{ KN/m}^2$
- $G : c_{pe,10} = -0,96 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,96) = -1,66 \text{ KN/m}^2$
- $H : c_{pe,10} = -0,38 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,38) = -0,66 \text{ KN/m}^2$
- $I : c_{pe,10} = -0,47 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (+0,47) = -0,81 \text{ KN/m}^2$
- $J : c_{pe,10} = -0,73 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,73) = -1,26 \text{ KN/m}^2$

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

Πίνακας 3.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινείς 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.

$$b = 30,00\text{m}$$

$$d = 54,00\text{ m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο Σχήμα 3.11 είναι :

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{30, 2 \cdot 13\} = \min \{30, 26\} \Rightarrow \underline{e = 26\text{m}}$$

- $e/4 = 26 / 4 = \mathbf{6,50\text{m}}$
- $e/10 = 26 / 10 = \mathbf{2,60\text{m}}$
- $e/2 = 26 / 2 = \mathbf{13,00\text{m}}$

Από τον Πίνακα 3.5 και για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha = 7,6^\circ$ έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- F : $c_{pe,10} = -1,74 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,3) = -3,01 \text{ KN/m}^2$
- G : $c_{pe,10} = -1,20 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,3) = -2,08 \text{ KN/m}^2$
- H : $c_{pe,10} = -0,76 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,6) = -1,31 \text{ KN/m}^2$
- I : $c_{pe,10} = -0,72 \quad \Rightarrow w = 1,73 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -1,25 \text{ KN/m}^2$

B. Θύρες Ανοικτές (Υπολογισμός Εσωτερικών Πιέσεων)

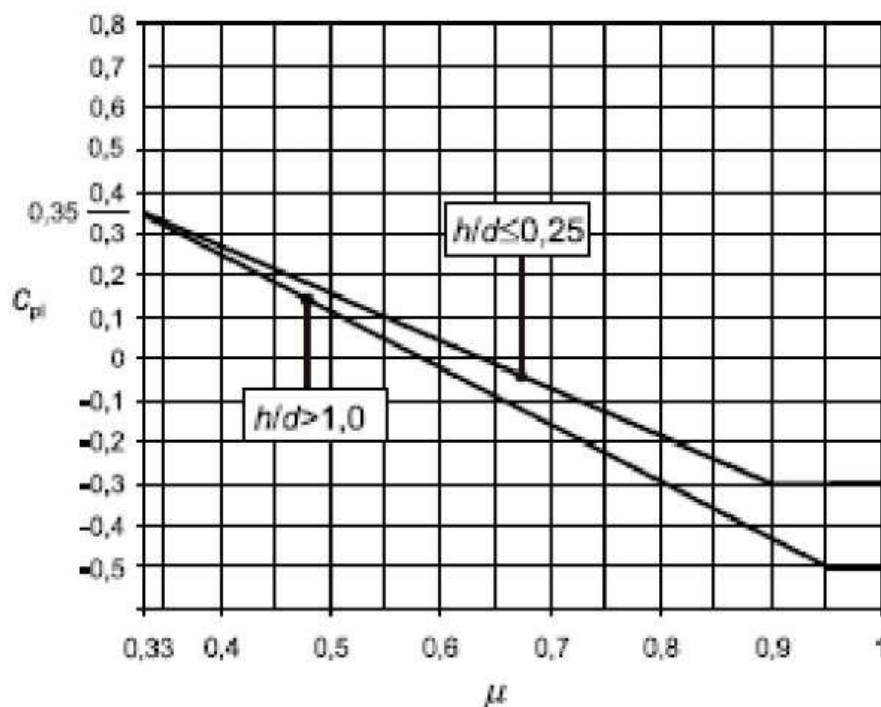
Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων.

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 Σχήμα 3.12 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.



Σχήμα 3.12 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Το υπό μελέτη κτίριο λόγω της χρήσης του (είσοδος και έξοδος αντικειμένων προς αποθήκευση 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 $-0,3$.

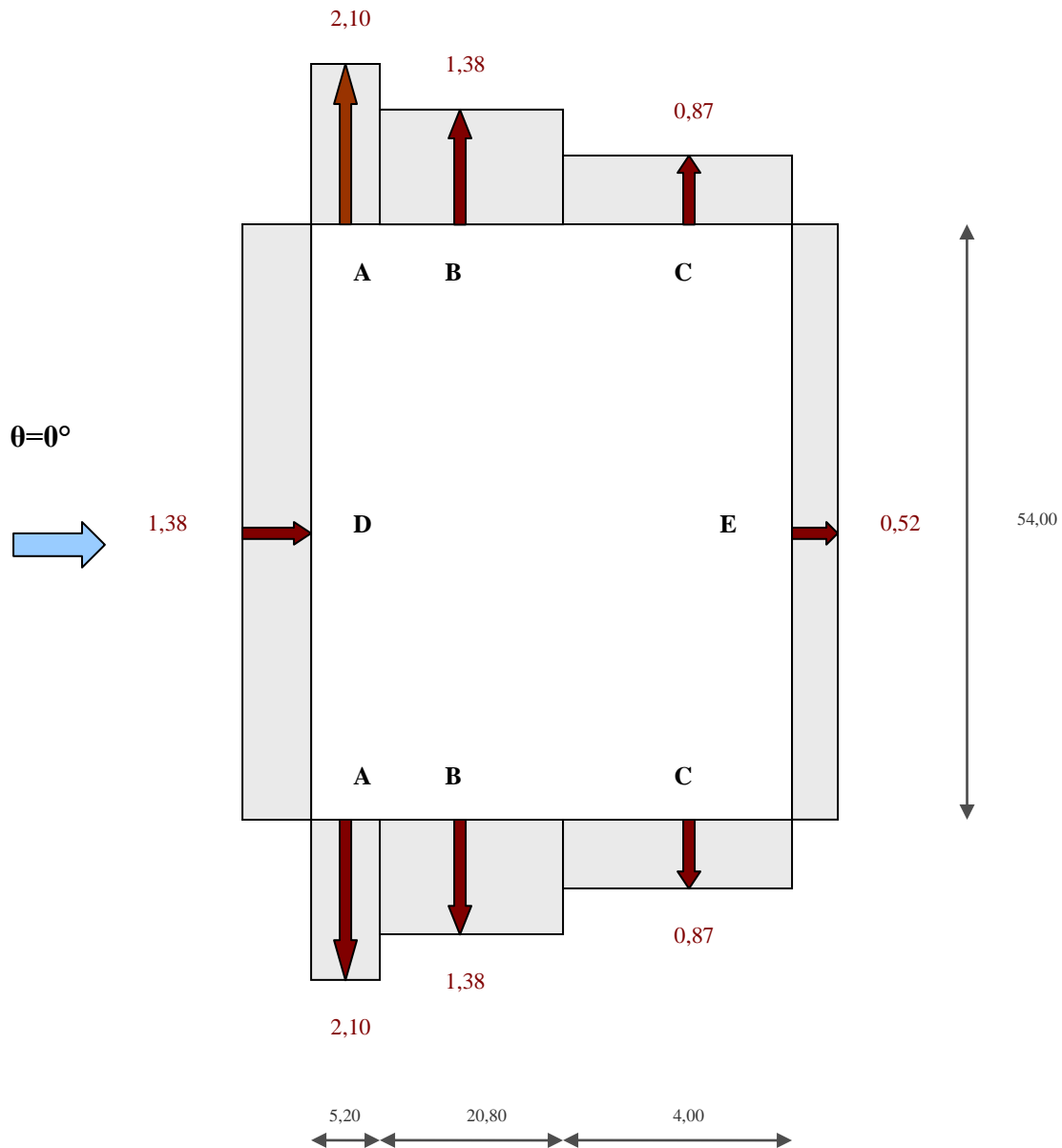
Άρα έχουμε:

- $c_{pi} = -0,3$, $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 1,73 \cdot (-0,3) = -0,52 \text{ KN/m}^2$
- $c_{pi} = +0,2$, $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 1,73 \cdot (+0,2) = +0,35 \text{ KN/m}^2$

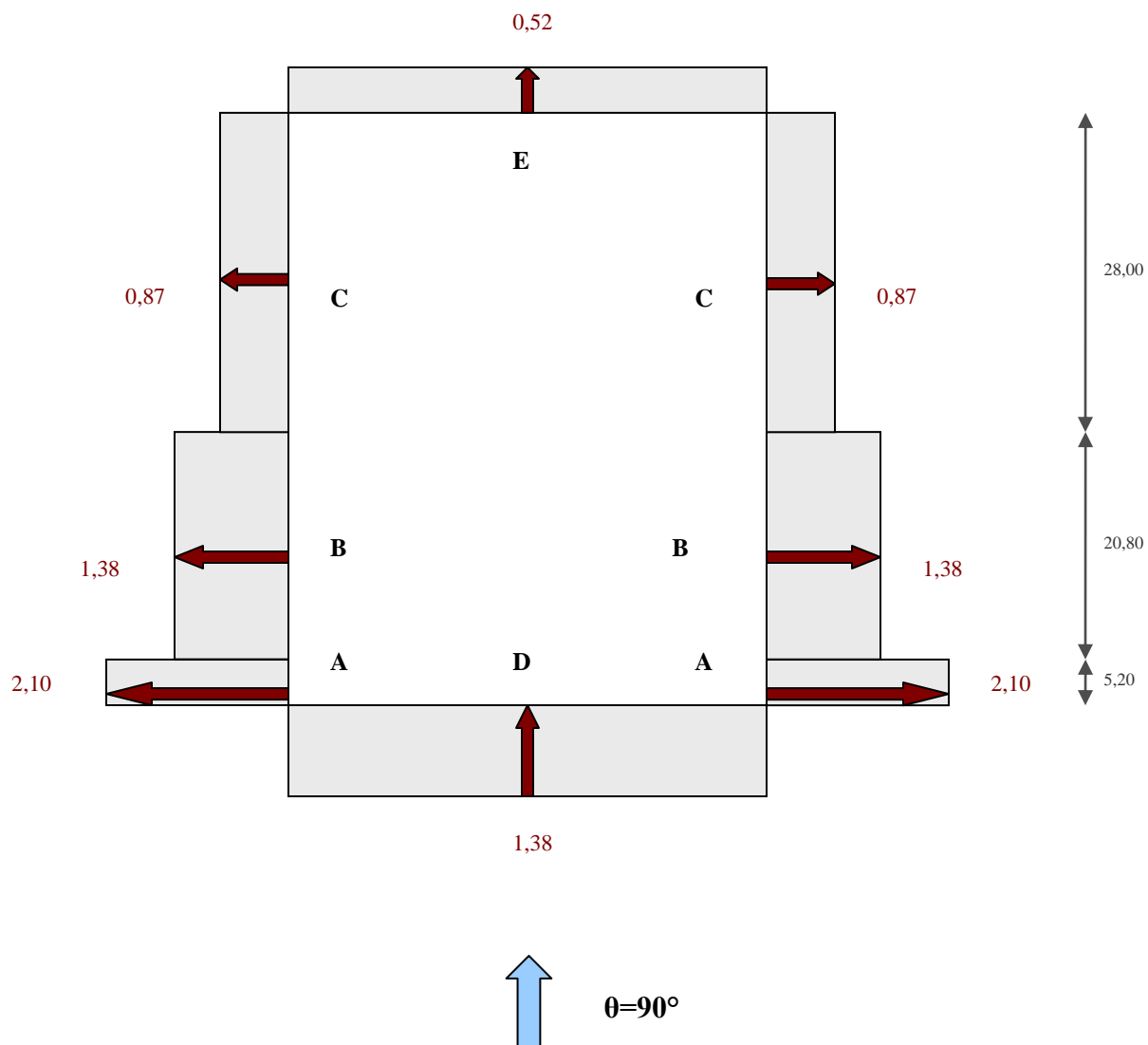
Γ. Τελικές πιέσεις ανέμου

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.

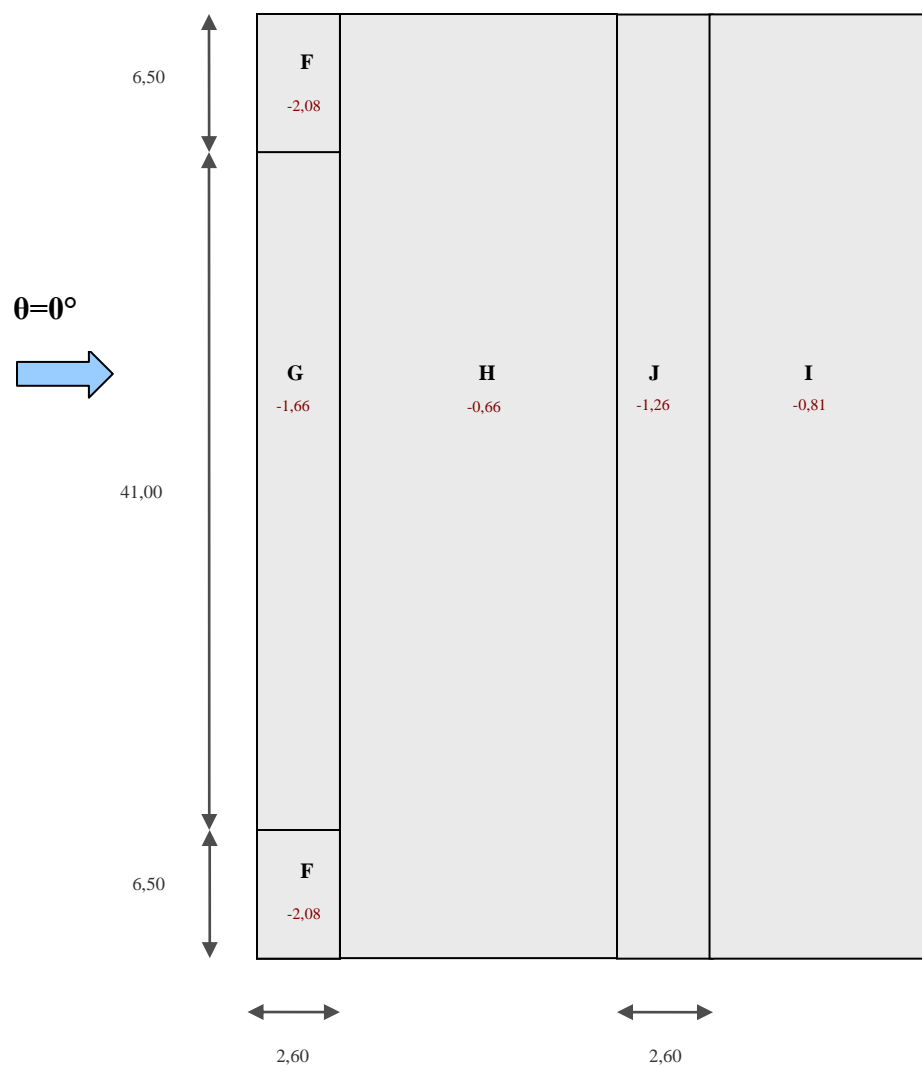
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι συνολικές πιέσεις επί των κατακόρυφων στοιχείων και επί της στέγης του κτιρίου.



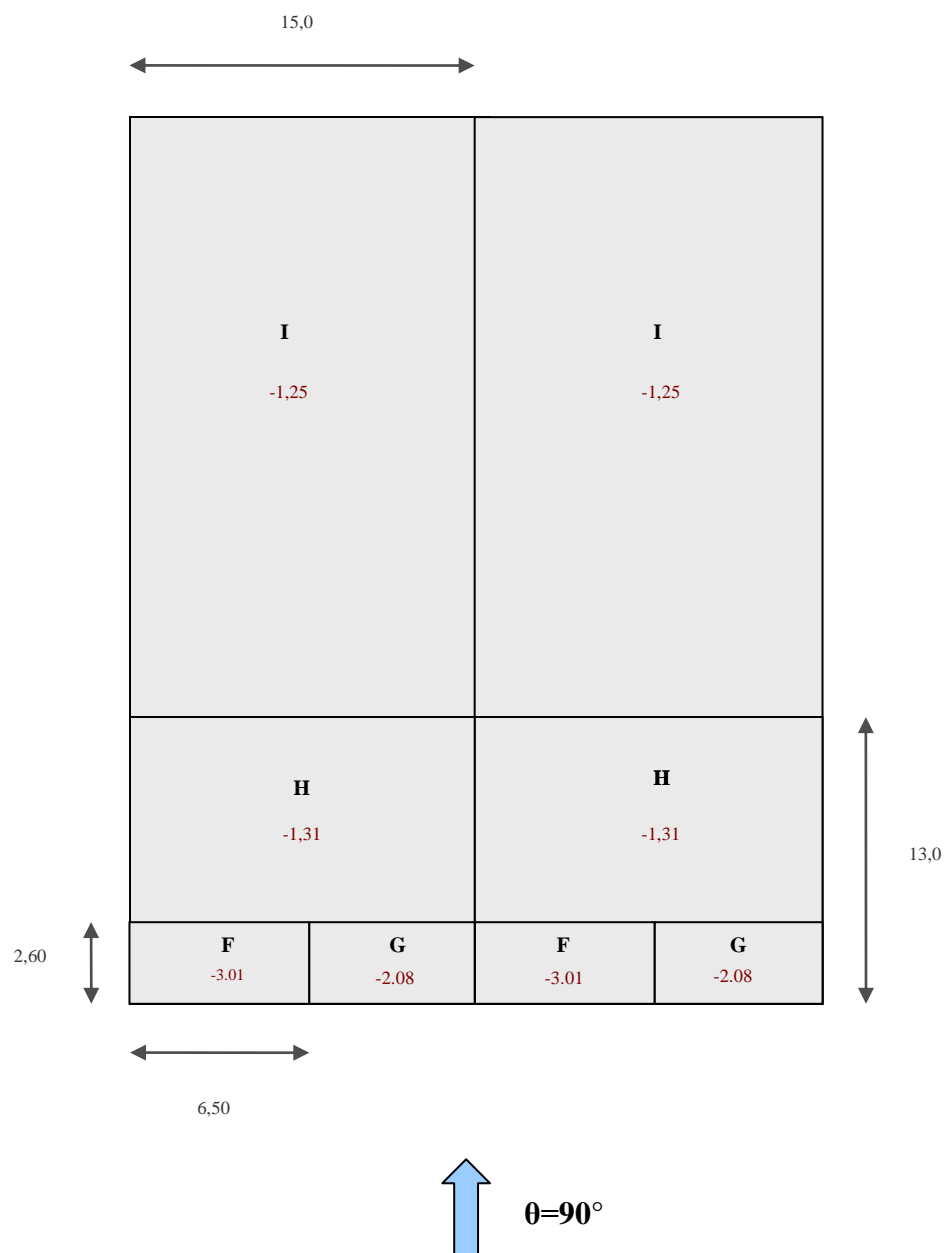
Σχήμα 3.13 Πιέσεις ανέμου κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχήμα 3.14 Πιέσεις ανέμου κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$



Σχήμα 3.15 Πιέσεις ανέμου στέγης για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχήμα 3.16. 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

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.

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

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1 (EN 1998-1).

Παραδοχές μελέτης-Παράμετροι

1. Η περιοχή του έργου ανήκει στη Σεισμική ζώνη: **Z1**
2. Το έδαφος ανήκει στην Κατηγορία: **B**

Θεμελιώδης Απαιτήσεις:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής απαιτήσεις:

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένονσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με: α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς, T_{NCR} , και β) τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε $P_{NCR} = 10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη.
- Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την "απαίτηση περιορισμού βλαβών" έχει πιθανότητα υπέρβασης, σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς, T_{DLR} . Κατά τα ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε $P_{NCR} = 10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR} = 95$ έτη.

3.3.5.2 Κατηγορία και Συντελεστής Σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τον πίνακα 3.6 από τον Ευρωκώδικα 8 η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία II

Πίνακας 3.6 Κατηγορίες Σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Για κατηγορία σπουδαιότητας II ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον πίνακα 3.6 Του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 ίσος με: $\gamma_I=1,00$

Πίνακας 3.7 Τιμές του Συντελεστή Σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

3.3.5.3 Κατηγορία Εδάφους

Προκειμένου να αποτιμηθεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες (A, B, C, D, E) και σε δύο ειδικές (S1, S2). Η κατάταξη γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.8.

Η θέση του έργου κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$ όπου υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

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

όπου h_i και v_i , υποδηλώνουν το πάχος (σε μέτρα) και την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με 10^{-5} ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος, από N συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια. Διαφορετικά χρησιμοποιείται η τιμή του αριθμού κρούσεων στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης $N_{SPT}/30cm$.

Στην παρούσα εργασία εδόθη στις παραδοχές της μελέτης **Κατηγορία Εδάφους B**.

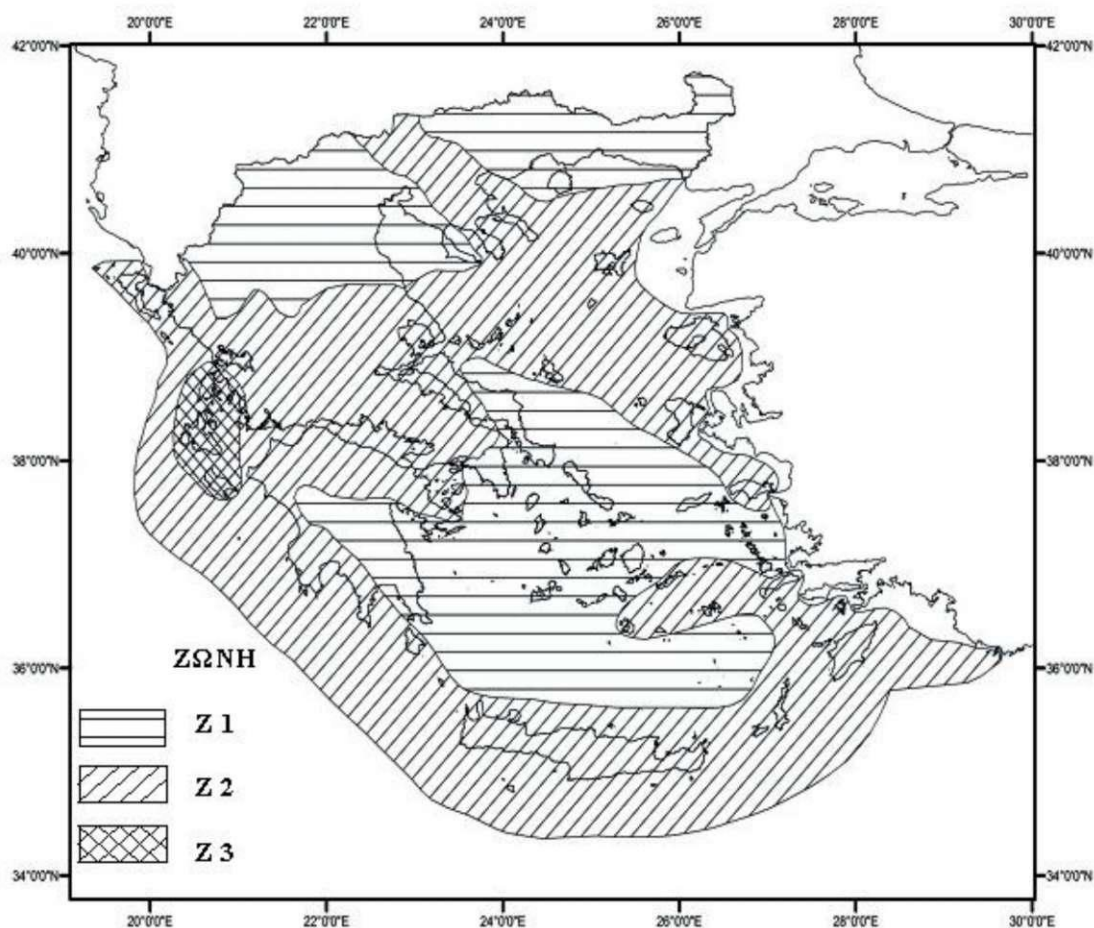
Πίνακας 3.7 Κατηγορία Εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/ 30cm)	C_u (KPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/5.			
S1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	-	10 - 20
S2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A - E ή S ₁		-	

3.3.5.4 Εδαφική Επιτάχυνση Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα η οποία θεωρείται ότι μέσα σε κάθε ζώνη είναι σταθερή. Η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλαδή την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A.

Η διαίρεση σε σεισμικές ζώνες των Ελληνικών περιοχών γίνεται μέσω του χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 (Σχήμα 3.18). Η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} δίνεται ανάλογα με την σεισμική ζώνη στον πίνακα 3.8. Σύμφωνα με τις παραδοχές της παρούσας μελέτης η κατασκευή βρίσκεται στη ζώνη I (Z1) οπότε a_{gR} 0,16g.



Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Πίνακας 3.8 Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

Ζώνη	A_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I=1,0$ (δηλαδή η κατηγορία σπουδαιότητας II, σύμφωνα με τα Ελληνικά δεδομένα) αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός που έχει την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς.

Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, δηλαδή για κατηγορία σπουδαιότητας διαφορετική της II, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$).

Για την υπόψη κατασκευή, σύμφωνα με τα παραπάνω η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,00 \cdot 0,16g = > a_g = 0,16g$

3.3.5.5 Προσομοίωση Σεισμικής Δράσης

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Όμως, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστη ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Στην παρούσα μελέτη ακολουθήθηκε η παραπάνω διαδικασία, εισάγοντας στους υπολογισμούς συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με $q=3,00$ κατά τη διεύθυνση X και $q=4,00$ κατά τη διεύθυνση Y.

Οριζόντια σεισμική δράση

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

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

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση, βλέπε (3) της παρούσας

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους και δίνονται στον πίνακα 3.9 από το εθνικό προσάρτημα. Για την παρούσα μελέτη (Κατηγορία εδάφους B) λαμβάνουμε $T_B = 0,15s$, $T_C = 0,5s$, $T_D = 2,5s$ και $S = 1,2$.

Πίνακας 3.9 Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

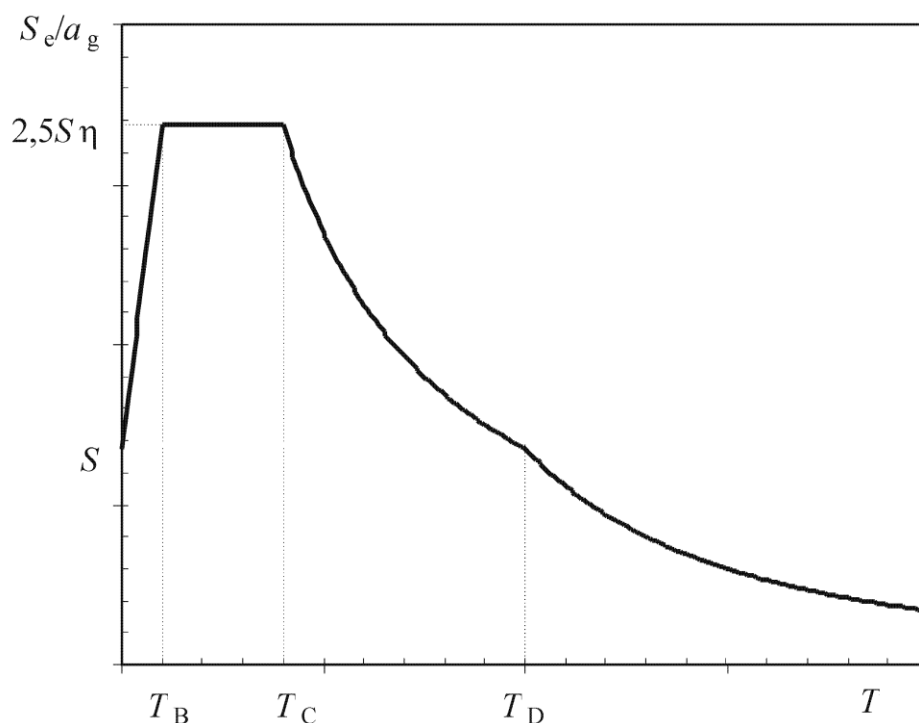
Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Στο υπό μελέτη κτίριο όλες οι συνδέσεις γίνονται με κοχλιώσεις, άρα το ποσοστό απόσβεσης ελήφθη ίσο με $\xi = 4\%$ οπότε έχω:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

Άρα τελικά: $\eta = 1.054$

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 φαίνεται στο Σχήμα 3.17.



Σχήμα 3.17: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης

Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, το φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

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

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

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

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Όπου:

a_g , S , T_B , T_C και T_D όπως ορίζονται πιο πάνω

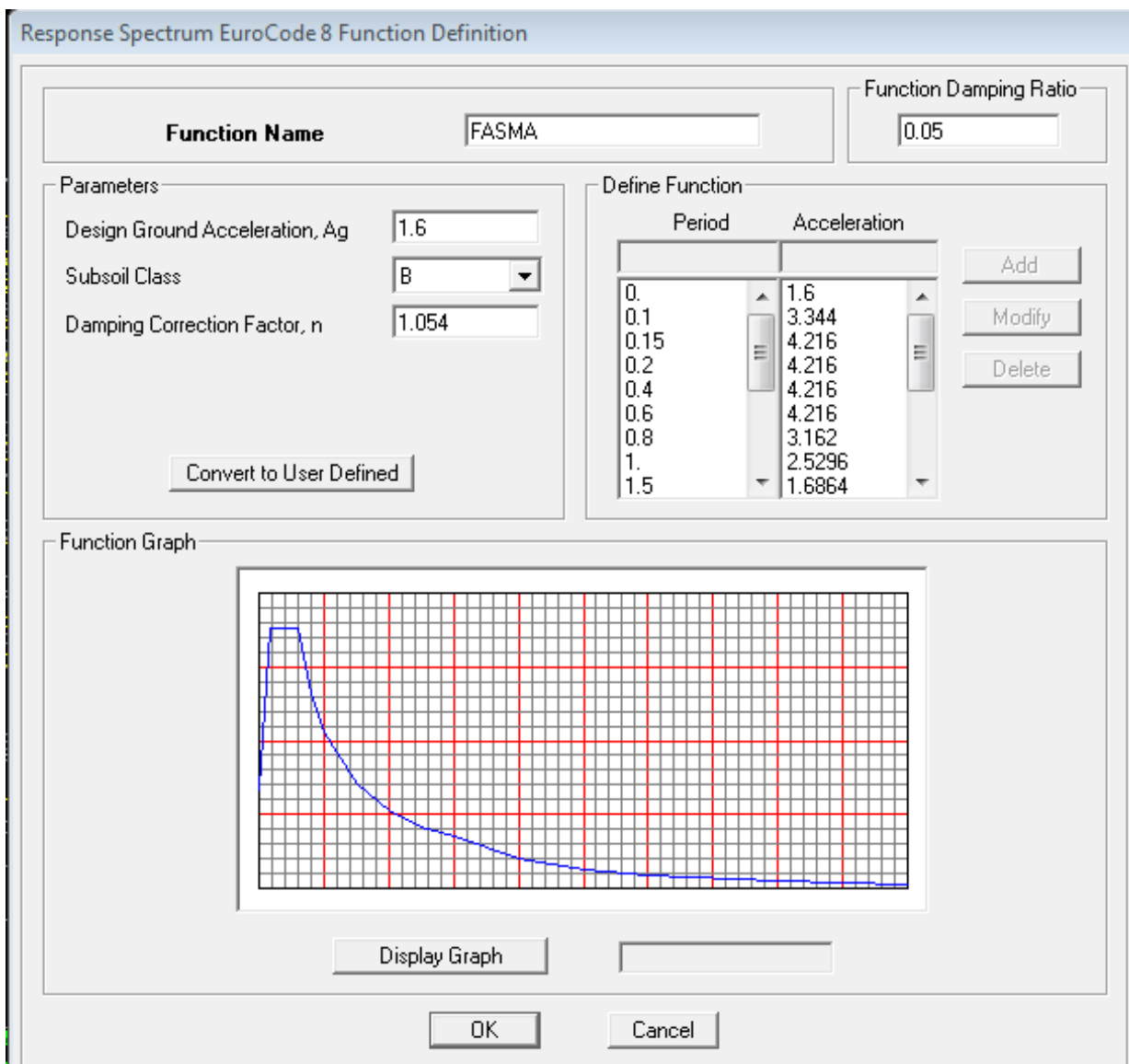
$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για τον β είναι 0,2, η οποία και χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα μελέτη.

Έτσι προκύπτει το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού:



Σχήμα 3.18 Οριζόντια φάσμα σχεδιασμού

Κατακόρυφη σεισμική δράση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 εάν η επιτάχυνση α_{vg} είναι μεγαλύτερη από $0,25g$ ($2,5m/sec^2$) η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20m ή περισσότερο
- για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που φορούν φυτευτά υποστυλώματα
- σε φορείς με σεισμική μόνωση.

Η Κατακόρυφη Συνιστώσα της σεισμικής δράσης, βάση του Πίνακα 3.10, από τον Ευρωκώδικα για φάσμα τύπου 1 είναι $0,9 \cdot \alpha_g$

Πίνακας 3.10 Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

Φάσμα	α_{vg}/α_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,00
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,00

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $\alpha_{vg} = 0,9 \cdot 0,16g = 0,144g$. Άρα δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θεωρώντας γενικά ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_s = 1,35$ και $\gamma_q = 1,50$ στο συνδυασμό βασικών δράσεων, χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

3.3.5.6 Μέθοδος Ανάλυσης

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

1. Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή.
2. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.
Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον ικανοποιούνται ορισμένες συνθήκες, εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος, όπως:
3. Μη-γραμμική στατική ανάλυση (push-over)
4. Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική).

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η 2^η μέθοδος

Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Τούτο θεωρείται ότι ικανοποιείται αν ισχύει ένα από τα παρακάτω:

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

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να

ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) τη συνθήκη: $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$.

Ακολουθεί σύντομη περιγραφή της μεθόδου, όπως αυτή εφαρμόστηκε στην παρούσα μελέτη.

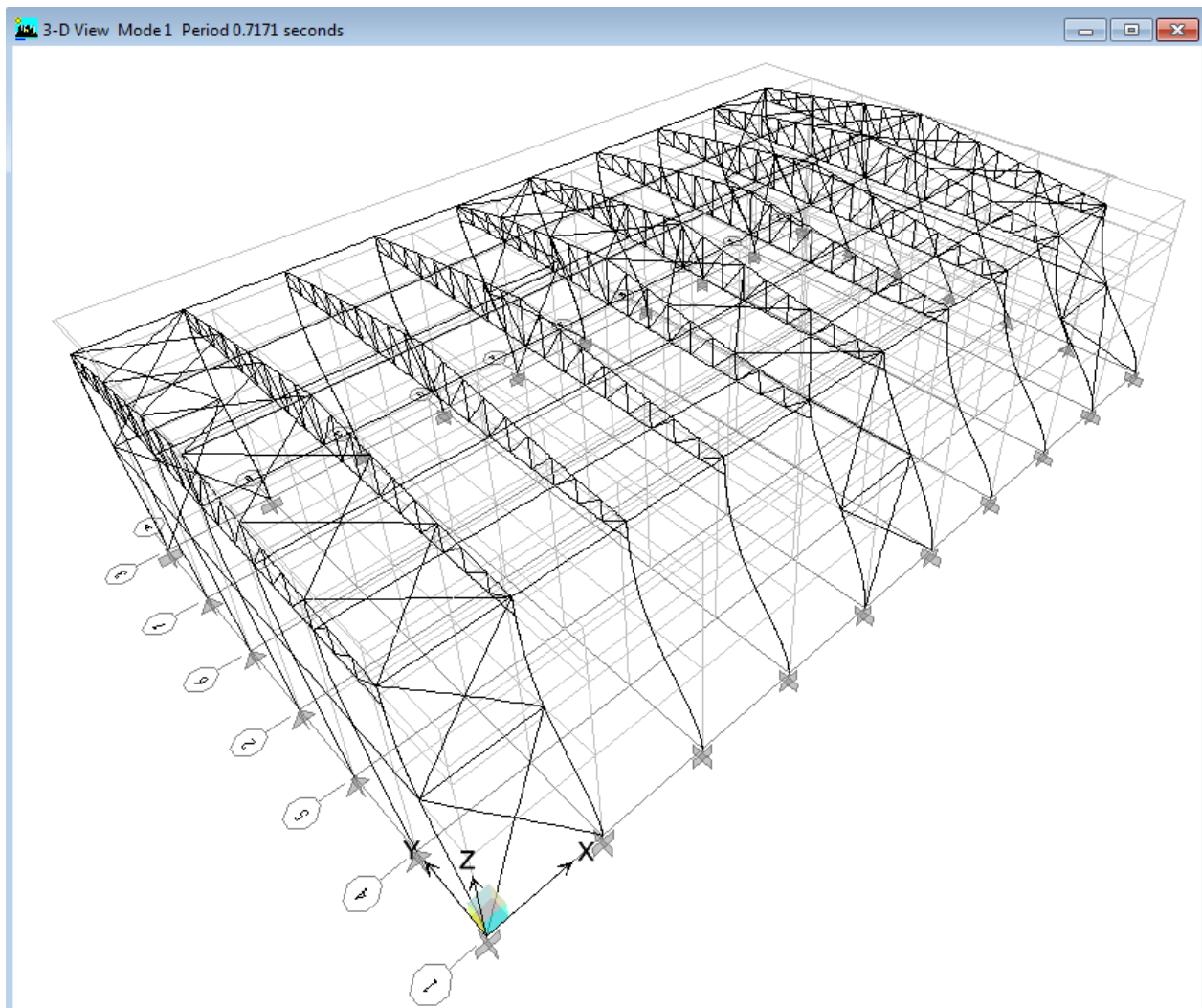
- * Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος αποκρίσεως στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζοντίων, και καθέτων μεταξύ τους, συνιστωσών της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς της με τους άξονες x και y , όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- * Κατά την ιδιομορφική απόκριση, χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό περιγράφηκε παραπάνω, υπολογίζοντας για κάθε συνιστώσα του σεισμού την ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- * Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
- * Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).
- * Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, υπό το συνδυασμό $MONIMA(G)+0,7KINHTA(Q)$

Στην παρούσα εργασία, αποδεικνύεται, ότι το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που ελήφθησαν υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στον Πίνακα 3.11.

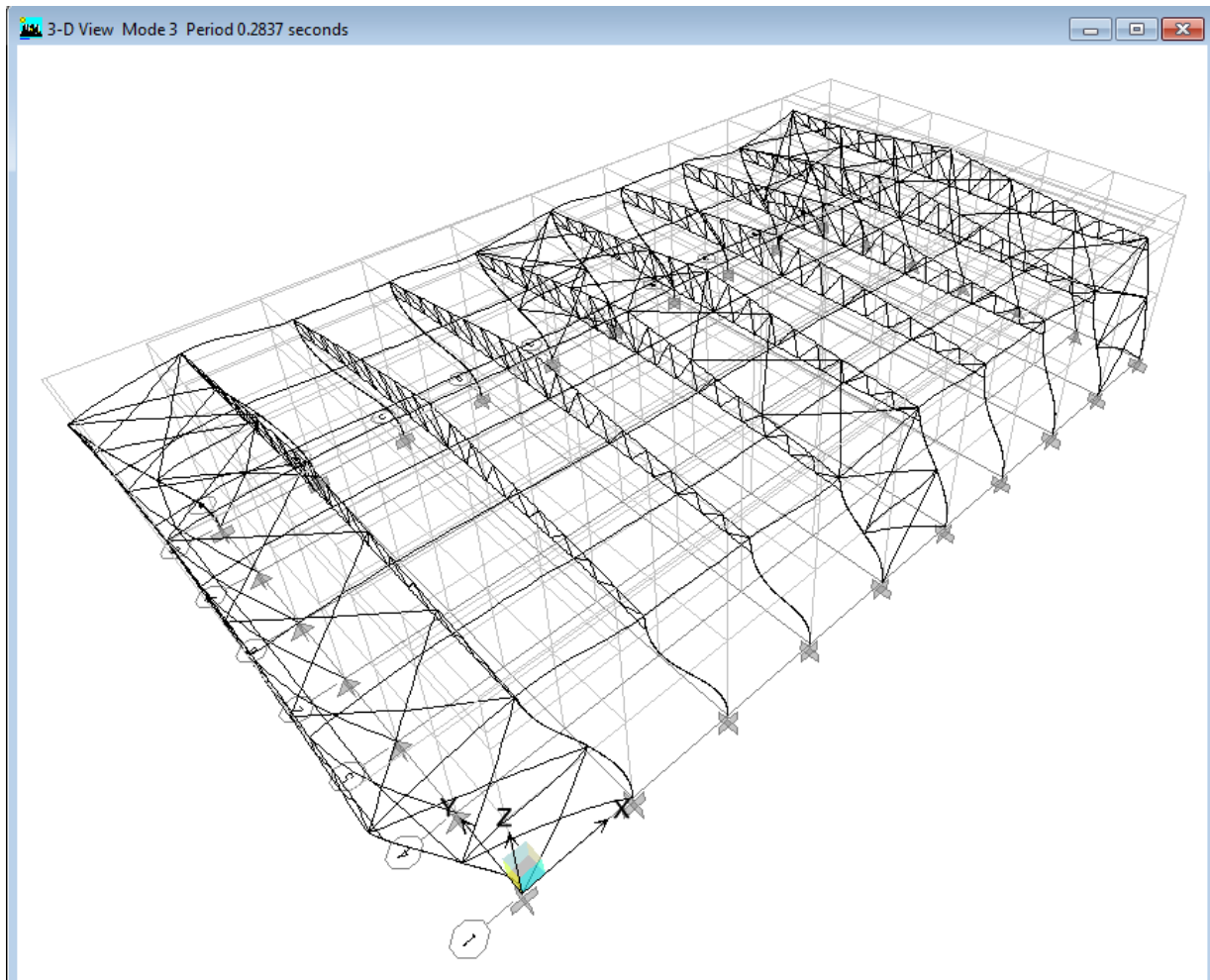
Πίνακας 3.11 Ιδιομορφές – Ιδιομορφικές Μάζες Κατασκευής

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	1	0.716159	0.0000	99.8971	0.0000	0.0000	99.8971	0.0000
▶	2	0.491566	0.0000	0.0349	0.0000	0.0000	99.9320	0.0000
	3	0.297822	99.8838	0.0000	0.0000	99.8838	99.9320	0.0000
	4	0.135711	0.0000	0.0000	0.0000	99.8838	99.9320	0.0000
	5	0.135710	0.0000	0.0000	0.0000	99.8838	99.9320	0.0000
	6	0.135670	0.0000	0.0000	0.0000	99.8838	99.9320	0.0000
	7	0.135667	0.0000	0.0015	0.0000	99.8838	99.9335	0.0000
	8	0.135604	0.0000	0.0300	0.0000	99.8838	99.9635	0.0000
	9	0.135600	0.0000	0.0003	0.0000	99.8838	99.9638	0.0000
	10	0.135486	0.0000	0.0000	0.0000	99.8838	99.9638	0.0000
	11	0.135464	0.0000	0.0331	0.0000	99.8838	99.9969	0.0000
	12	0.135424	0.0000	0.0000	0.0000	99.8838	99.9969	0.0000
	13	0.135424	0.0000	0.0000	0.0000	99.8838	99.9969	0.0000
	14	0.135375	0.0000	0.0000	0.0000	99.8838	99.9969	0.0000
	15	0.135369	0.0000	0.0030	0.0000	99.8838	99.9999	0.0000
	16	0.035439	0.0086	0.0000	0.0000	99.8924	99.9999	0.0000
	17	0.032282	0.0000	0.0000	0.0000	99.8924	99.9999	0.0000
	18	0.023101	0.0002	0.0000	0.0000	99.8926	99.9999	0.0000
	19	0.021197	0.0000	0.0000	0.0000	99.8926	99.9999	0.0000
	20	0.016336	0.0000	0.0000	0.0000	99.8926	99.9999	0.0000
	21	0.016306	0.0005	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	22	0.016268	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	23	0.015633	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	24	0.015265	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	25	0.014837	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	26	0.014585	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	27	0.014400	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	28	0.014360	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	29	0.014126	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000
	30	0.014119	0.0000	0.0000	0.0000	99.8931	99.9999	0.0000

Στα Σχήματα 3.19 και 3.20 που ακολουθούν δίνονται οι κύριες ιδιομορφές κατά Y και κατά X αντίστοιχα.



Σχήμα 3.19 Κύρια Ιδιομορφή κατά Y ($T_y=0,717\text{sec}$)



Σχήμα 3.20 Κύρια Ιδιομορφή κατά X ($T_x=0,284$ sec)

3.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

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:

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

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: **LIVESTEGIS**
- 4) Φορτίο χιονιού: **SNOW**
- 5) Φορτίο ανέμου κατά διεύθυνση Χ: **WINDX**
- 6) Φορτίο ανέμου κατά διεύθυνση Υ: **WINDY**
- 7) Θερμοκρασιακή μεταβολή: **TEMP**
- 8) Σεισμός κατά διεύθυνση Χ: **EX**
- 9) Σεισμός κατά διεύθυνση Υ: **EY**

Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

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

A) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVESTEGIS:
 $1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5LIVESTEGIS+1,5*0,6TEMP$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:
 $1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5SNOW +1,5*0,6TEMP$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:
 $1,35DEAD+1,35SDEAD+1,5TEMP+1,5*0,5SNOW$

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WINDY:
 $1,0DEAD+1,0SDEAD+1,5WINDY+1,5*0,6TEMP$

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

A) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVESTEGIS:

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

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:

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

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:

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

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WINDX:

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

Οι παραπάνω συνδυασμοί θα επαναληφθούν και αρνητική θερμοκρασία. Σε καμία από τις παραπάνω περιπτώσεις το κινητό φορτίο της στέγης (LIVESTEGIS) 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 LIVESTEGIS:

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

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:

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

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:

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

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WINDY:
 $1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0WINDY+0,6TEMP$

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

A) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το LIVEST:
 $1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0LIVESTEGIS+0,6TEMP$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το SNOW:
 $1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0SNOW +0,6TEMP$

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το TEMP:
 $1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0TEMP+0,5SNOW$

B) Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Θεωρώντας κύρια μεταβλητή το WINDY:
 $1,0DEAD+1,0SDEAD+1,0WINDX+0,6TEMP$

Οι παραπάνω συνδυασμοί θα επαναληφθούν και αρνητική θερμοκρασία. Σε καμία από τις παραπάνω περιπτώσεις το κινητό φορτίο της στέγης (LIVESTEGIS) δεν επαλληλίζεται με το χιόνι.

Καταστάσεις Σεισμικού Συνδυασμού:

- 1) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + EX + 0,3EY$
- 2) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + EX - 0,3EY$
- 3) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) - EX + 0,3EY$
- 4) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) - EX - 0,3EY$
- 5) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + EY + 0,3EX$
- 6) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + EY + 0,3EX$
- 7) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + EY + 0,3EX$
- 8) $1,0(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + EY + 0,3EX$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω θεωρήθηκαν οι ακόλουθοι συνδυασμοί φορτίσεων:

Πίνακας 3.14. Συνδυασμοί Δράσεων

Συνδυασμοί	DEAD	SDEAD	LIVESTG	SNOW	TEMP	WINDX	WINDY	EX	EY
ULS1	1,35	1,35	1,50		0,90				
ULS2	1,35	1,35		1,50	0,90				
ULS3	1,35	1,35		0,75	1,50				
ULS4	1,00	1,00			0,90		1,50		
ULS5	1,00	1,00			0,90	1,50			
ULS6	1,35	1,35	1,50		-0,90				
ULS7	1,35	1,35		1,50	-0,90				
ULS8	1,35	1,35		0,75	-1,50				
ULS9	1,00	1,00			-0,90		1,50		
ULS10	1,00	1,00		0,75	-0,90	1,50			
SLS1	1,00	1,00	1,00		0,60				
SLS2	1,00	1,00		1,00	0,60				
SLS3	1,00	1,00		0,50	1,00				
SLS4	1,00	1,00			0,60				1,00
SLS5	1,00	1,00			0,60		1,00	1,00	
SLS6	1,00	1,00	1,00		-0,60	1,00			
SLS7	1,00	1,00		1,00	-0,60				
SLS8	1,00	1,00		0,50	-1,00				
SLS9	1,00	1,00			-0,60				1,00
SLS10	1,00	1,00			-0,60			1,00	
SEISMIC1	1,00	1,00	0,80					1,00	0,30
SEISMIC2	1,00	1,00	0,80					1,00	-0,30
SEISMIC3	1,00	1,00	0,80					-1,00	0,30
SEISMIC4	1,00	1,00	0,80					-1,00	-0,30
SEISMIC5	1,00	1,00	0,80					0,30	1,00
SEISMIC6	1,00	1,00	0,80					-0,30	1,00
SEISMIC7	1,00	1,00	0,80					0,30	-1,00
SEISMIC8	1,00	1,00	0,80					-0,30	-1,00

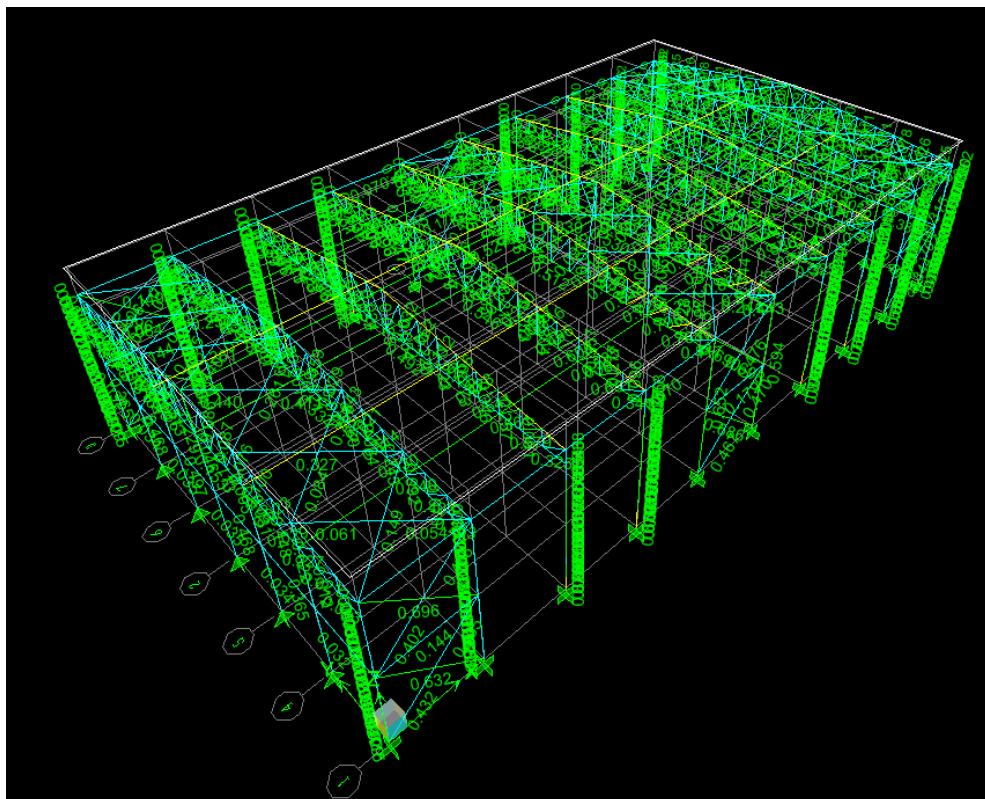
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

4.1. ΓΕΝΙΚΑ

Η στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια ηλεκτρονικού υπολογιστή με χρήση του προγράμματος Etabs Nonlinear v9.5.

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):



Σχήμα 4.1 Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών κτιρίου

Απ' ό τι φαίνεται η κατασκευή πληροί τις απαιτήσεις σε στατικότητα.

4.2. ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ 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:

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:

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

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

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

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 αναλίσκεται 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: $(1 - \rho) f_y$

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

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:

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

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:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

Διαξονική Κάμψη

Για διαξονική 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:

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

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

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:

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

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

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

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:

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

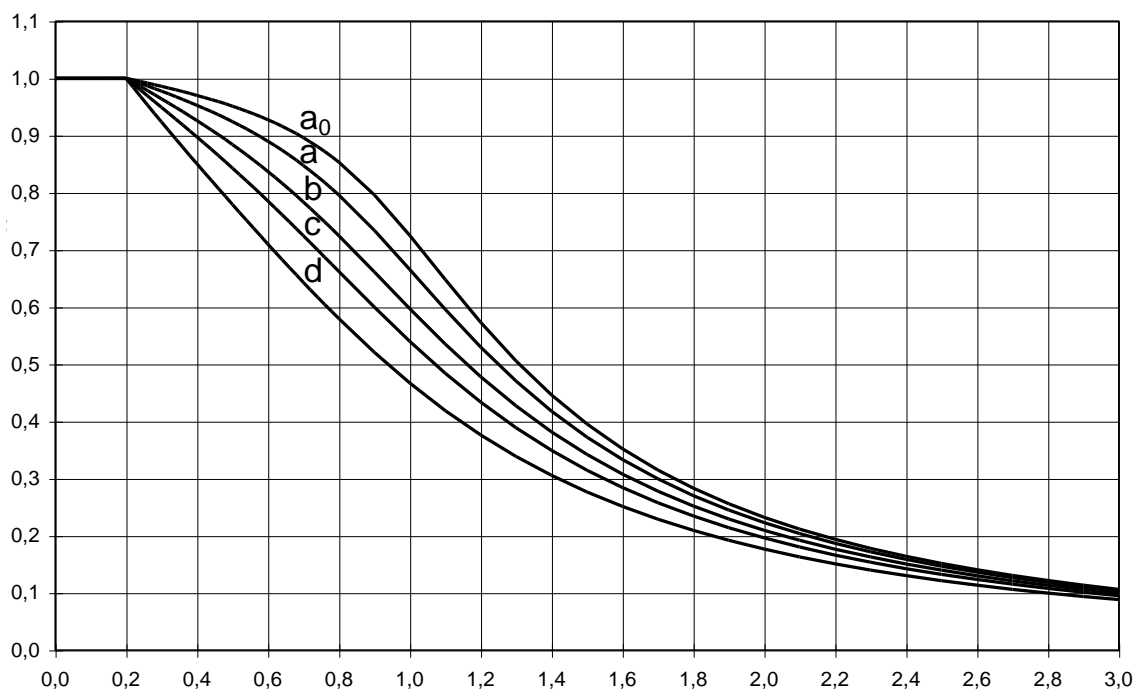
Όπου: L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

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

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

(f_y σε N/mm^2)

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



Σχήμα 4.2 Καμπύλες λυγισμού

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ (ΠΛΕΥΡΙΚΟΣ) ΛΥΓΙΣΜΟΣ

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.

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

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:

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

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

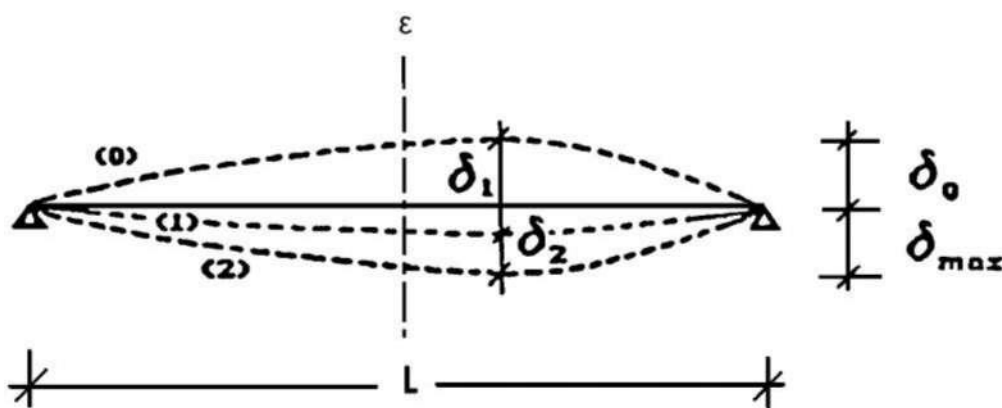
4.2.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)

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).



Σχήμα 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 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ

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

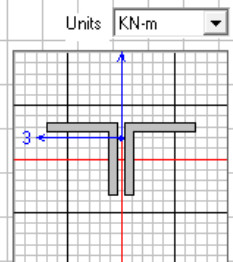
Υπενθυμίζεται ότι για τα παρακάτω μέλη (μέχρι και την παράγραφο 4.2.12) ο έλεγχος γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα Etabs με βάση τον Ευρωκώδικα 3.

4.3.1 Δικτύωμα Ζυγώματος

Επιλέχθηκε διατομή **2L100x12**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στη μεσαία ράβδο του ζυγώματος J με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,568

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK										Units: KN-m (Summary for Combo and Station)									
Level: STORY1					Element: C403-1					Station Loc: 0.250					Section ID: 2L100x12/10/				
Element Type: Moment Resisting Frame					Classification: Non-Compact														
L=3.000																			
A=0.005 i22=9.395E-06 i33=4.134E-06 z22=1.546E-04 z33=1.072E-04																			
s22=8.948E-05 s33=5.825E-05 r22=0.045 r33=0.030 alpha=90.000																			
E=210000000.00 Fy=235000.000																			
RLLF=0.600																			
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is										0.568 = 0.568 + 0.000 + 0.000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS																			
Combo		ULS4		P		M33		M22		U2		U3							
				-375.840		0.000		-3.481E-04		0.000		-4.731E-04							
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)																			
Axial		Pu Load		phi*Pnc Strength		phi*Pnt Strength													
		375.840		661.859		960.845													
		Mu Moment		phi*Mn Capacity		Cm Factor		B1 Factor		B2 Factor		K Factor		L Factor		Cb Factor			
Major Bending		0.000		12.320		1.000		1.361		1.000		1.000		0.820		1.000			
Minor Bending		3.481E-04		18.924		0.429		1.000		1.000		1.000		0.820					
SHEAR DESIGN																			
		Uu Force		Phi*Un Strength		Stress Ratio													
Major Shear		0.000		304.560		0.000													
Minor Shear		4.731E-04		252.785		1.872E-06													



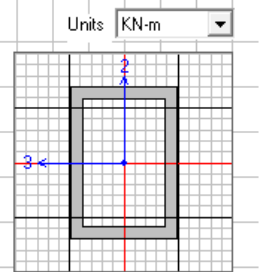
Σχήμα 4.4 Ανάλυση δικτυώματος ζυγώματος

4.3.2 Άνω Πέλμα Δικτυώματος Ζυγώματος

Επιλέχθηκε διατομή **TUBO 200x140x16**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στα άνω πέλματα του πλαισίου I με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,529.

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK										Units: KN-m (Summary for Combo and Station)									
Level: STORY1					Element: D1268					Station Loc: 0.000					Section ID: TUB0200X140X16				
Element Type: Moment Resisting Frame					Classification: Compact														
L=15.133																			
A=0.010 i22=2.810E-05 i33=5.066E-05 z22=4.901E-04 z33=6.380E-04																			
s22=4.014E-04 s33=5.066E-04 r22=0.053 r33=0.072																			
E=210000000.00 fy=235000.000																			
RLLF=1.000																			
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is										0.529 = 0.462 + 0.062 + 0.005									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS																			
Combo		ULS4		P		M33		M22		U2		U3							
				-595.420		-9.414		-0.563		-5.871		-0.448							
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)																			
Axial		Pu Load		phi*Pnc Strength		phi*Pnt Strength													
		595.420		1288.994		2084.544													
		Mu Moment		phi*Mn Capacity		Cm Factor		B1 Factor		B2 Factor		K Factor		L Factor		Cb Factor			
Major Bending		9.414		134.937		0.850		1.000		1.000		1.000		0.111		1.472			
Minor Bending		0.563		103.656		0.850		1.149		1.000		1.000		0.333					
SHEAR DESIGN																			
		Uu Force		Phi*Un Strength		Stress Ratio													
Major Shear		5.871		812.160		0.007													
Minor Shear		0.448		568.512		0.001													



Σχήμα 4.5 Ανάλυση άνω πέλματος δικτυώματος ζυγώματος

4.3.3 Κάτω Πέλμα Δικτυώματος Ζυγώματος

Επιλέχθηκε διατομή **TUBO 260x260x20**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στα κάτω πέλματα του πλαισίου D με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,703.

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK										Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1		Element: B1342		Station Loc: 15.000		Section ID: TUB0260X260X20				Units: KN-m	
Element Type: Moment Resisting Frame		Classification: Compact									
L=30.000											
A=0.019 i22=1.856E-04 i33=1.856E-04 z22=0.002 z33=0.002											
s22=0.001 s33=0.001 r22=0.098 r33=0.098											
E=210000000.00 fy=235000.000											
RLLF=1.000											
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.703 = 0.661 + 0.011 + 0.030											
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS											
Combo	ULS2	P	M33	M22	U2	U3					
		-2243.679	4.711	-12.482	-1.636	1.127					
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)											
		Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength							
Axial		2243.679	3392.235	4060.800							
		Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor		
Major Bending		4.711	366.318	0.850	1.000	1.000	1.000	0.056	1.499		
Minor Bending		12.482	366.318	0.850	1.000	1.000	1.000	0.167			
SHEAR DESIGN											
		Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio							
Major Shear		1.636	1319.760	0.001							
Minor Shear		1.127	1319.760	0.001							

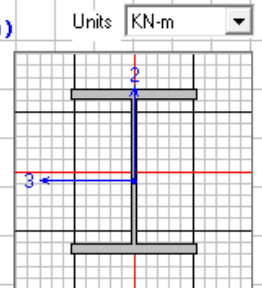
Σχήμα 4.6 Ανάλυση κάτω πέλματος δικτυώματος ζυγώματος

4.3.4 Υποστύλωμα Μεταβλητής Διατομής

Το υποστύλωμα μεταβλητής διατομής προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα με 20 μέλη διατομής **HEB (Από HEB200 μέχρι HEB800)**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο μέλος HEB550 του πλαισίου J με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,567

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)				Units: KN-m	
Level: STORY1							Element: C748-11		Station Loc: 0.055		Section ID: HE400B	
Element Type: Moment Resisting Frame							Classification: Compact					
L=0.550												
A=0.020 i22=1.082E-04 i33=5.768E-04 z22=0.001 z33=0.003												
s22=7.213E-04 s33=0.003 r22=0.074 r33=0.171												
E=210000000.00 fy=235000.000												
RLLF=1.000												
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.567 = 0.510 + 0.000 + 0.057												
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS												
	Combo	ULS4	P	M33	M22	U2	U3					
			-129.724	-0.085	-14.739	-1.127	-17.939					
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)												
			Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength							
	Axial		129.724	254.325	4187.700							
			Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor		
	Major Bending		0.085	658.033	1.000	1.003	1.000	1.000	9.445	1.000		
	Minor Bending		14.739	228.843	1.000	1.016	1.000	4.935	9.445			
SHEAR DESIGN												
			Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio							
	Major Shear		1.127	685.260	0.002							
	Minor Shear		17.939	1522.800	0.012							



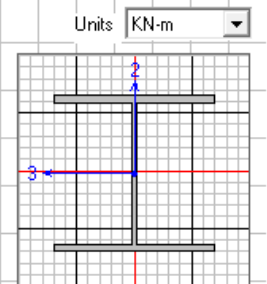
Σχήμα 4.7 Ανάλυση υποστυλώματος μεταβλητής διατομής

4.3.5 Μετωπικοί Στύλοι

Επιλέχθηκε διατομή **HEA300**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στον κεντρικό μετωπικό στυλό του πλαισίου Α με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,865

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)									
Level: STORY1 Element: C23 Station Loc: 0.000 Section ID: HE300A									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=13.000									
A=0.011 i22=6.310E-05 i33=1.826E-04 z22=6.410E-04 z33=0.001									
s22=4.207E-04 s33=0.001 r22=0.075 r33=0.127									
E=210000000.00 Fy=235000.000									
RLLF=0.600									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.865 = 0.865 + 0.000 + 0.000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
		P	M33	M22	U2	U3			
Combo	ULS4	-236.042	0.000	0.000	0.035	-3.098E-06			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)									
		Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength					
Axial		236.042	272.756	2389.950					
		Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending		0.000	292.505	0.850	1.000	1.000	3.216	0.769	1.312
Minor Bending		0.000	133.457	0.850	1.000	1.000	1.000	0.423	
SHEAR DESIGN									
		Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio					
Major Shear		0.035	312.809	0.000					
Minor Shear		3.098E-06	888.300	0.000					



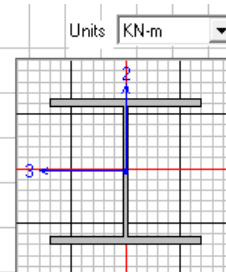
Σχήμα 4.8 Ανάλυση μετωπικού στύλου

4.3.6 Διαμήκεις Δοκοί

Επιλέχθηκε διατομή **HEA260**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στη μεσαία δοκό με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,739.

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)									
Level: STORY1 Element: B1228 Station Loc: 53.950 Section ID: HE260A									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=54.000									
A=0.009 i22=3.668E-05 i33=1.045E-04 z22=4.300E-04 z33=9.200E-04									
s22=2.822E-04 s33=8.360E-04 r22=0.065 r33=0.110									
E=210000000.00 Fy=235000.000									
RLLF=1.000									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.739 = 0.044 + 0.693 + 0.003									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
			P	M33	M22	U2	U3		
Combo	ULS2	-101.268	134.867	0.235	-27.138	-0.079			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
		Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength					
Axial		101.268	1157.250	1835.820					
		Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending		134.867	194.580	0.850	1.000	1.000	1.000	0.111	1.204
Minor Bending		0.235	89.513	0.205	1.000	1.000	1.000	0.111	
SHEAR DESIGN									
		Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio					
Major Shear		27.138	237.938	0.114					
Minor Shear		0.079	687.375	0.000					

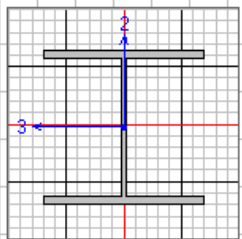


Σχήμα 4.9 Ανάλυση διαμήκους δοκού

4.3.7 Κεφαλοδοκοί

Επιλέχθηκε διατομή **HEA260**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στους αναρτήρες των πλαισίου F,G και H με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,594.

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)				Units: KN-m
Level: STORY1 Element: B1231 Station Loc: 48.000 Section ID: HE260A											
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact											
L=54.000											
A=0.009 i22=3.668E-05 i33=1.045E-04 z22=4.300E-04 z33=9.200E-04											
s22=2.822E-04 s33=8.360E-04 r22=0.065 r33=0.110											
E=210000000.00 fy=235000.000											
RLLF=1.000											
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.594 = 0.567 + 0.027 + 0.000											
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS											
			P	M33	M22	U2	U3				
Combo	ULS3		-656.208	-5.973	0.000	-4.532	0.000				
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)											
			Pu	phi*Pnc	phi*Pnt						
			Load	Strength	Strength						
Axial			656.208	1157.250	1835.820						
			Mu	phi*Mn	Cm	B1	B2	K	L	Cb	
			Moment	Capacity	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major Bending			5.973	194.580	0.850	1.000	1.000	1.000	0.111	1.239	
Minor Bending			0.000	89.513	1.000	1.451	1.000	1.000	0.111		
SHEAR DESIGN											
			Vu	Phi*Vn	Stress						
			Force	Strength	Ratio						
Major Shear			4.532	237.938	0.019						
Minor Shear			0.000	687.375	0.000						

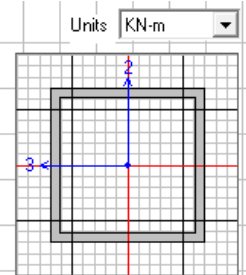
Σχήμα 4.10 Ανάλυση κεφαλοδοκού

4.3.8 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή **TUBO 160x160x10**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στους μεσαίους συνδέσμους δυσκαμψίας (μεταξύ των πλαισίων E και F) με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,790.

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)					
Level: STORV1							Element: D477		Station Loc: 4.070		Section ID: TUBO160X160X10	
Element Type: Moment Resisting Frame							Classification: Compact					
L=8.139												
A=0.006 i22=2.260E-05 i33=2.260E-05 z22=3.380E-04 z33=3.380E-04												
s22=2.825E-04 s33=2.825E-04 r22=0.061 r33=0.061												
E=210000000.00 Fy=235000.000												
RLLF=1.000												
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0.790 = 0.773 + 0.015 + 0.001					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS												
		P	M33	M22	V2	V3						
Combo	ULS2	-402.224	1.242	0.104	0.401	-0.022						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)												
		Pu	phi*Pnc	phi*Pnt								
		Load	Strength	Strength								
Axial		402.224	520.160	1269.000								
		Mu	phi*Mn	Cm	B1	B2	K	L	Cb			
		Moment	Capacity	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor			
Major Bending		1.242	71.487	0.850	1.000	1.000	1.000	0.500	1.316			
Minor Bending		0.104	71.487	1.000	2.320	1.000	1.000	1.000				
SHEAR DESIGN												
		Vu	Phi*Vn	Stress								
		Force	Strength	Ratio								
Major Shear		0.401	406.080	0.001								
Minor Shear		0.022	406.080	5.390E-05								

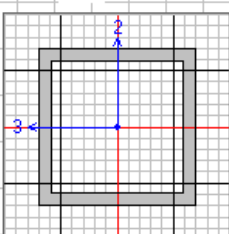


Σχήμα 4.11 Ανάλυση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

4.3.9 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή TUBO140x140x16.

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο στοιχείο D1023 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,569.

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)			
Level: STORY1 Element: D1023 Station Loc: 1.960 Section ID: TUB0200X200X16							Units: KN-m			
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact										
L=3.919										
A=0.012 i22=6.695E-05 i33=6.695E-05 z22=8.146E-04 z33=8.146E-04										
s22=6.695E-04 s33=6.695E-04 r22=0.075 r33=0.075										
E=210000000.00 Fy=235000.000										
RLLF=1.000										
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0.569 = 0.555 + 0.014 + 0.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS										
			P	M33	M22	U2	U3			
Combo	SLS3		-781.644	2.706	0.000	0.000	0.000			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)										
			Pu	phi*Pnc	phi*Pnt					
			Load	Strength	Strength					
Axial			781.644	1408.672	2491.470					
			Mu	phi*Mn	Cm	B1	B2	K	L	Cb
			Moment	Capacity	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Bending			2.706	172.288	1.000	1.529	1.000	1.000	2.000	1.316
Minor Bending			0.000	172.288	1.000	1.095	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN										
			Uu	Phi*Un	Stress					
			Force	Strength	Ratio					
Major Shear			0.000	812.160	0.000					
Minor Shear			0.000	812.160	0.000					

Σχήμα 4.12 Ανάλυση οριζοντίου συνδέσμου δυσκαμψίας

4.3.10 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 2 διαφορετικά διαφράγματα για τα 2 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 αμφιέριστη τεγίδα είναι $ql^2/8$.

Το πλάτος επιρροής για τα φορτία στην τεγίδα είναι 3,33m.

Τα φορτία στην τεγίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο Βάρος Τεγίδας: **$g=0,158 \text{ KN/m}$**
- Φορτίο Επικάλυψης στέγης (Πρόσθετο Μόνιμο) :
 $g'=0,30 \text{ KN/m}^2 * 3,33 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{g'=1,00 \text{ KN/m}}$
- Κινητό φορτίο στέγης: $q=0,75 \text{ KN/m}^2 * 3,33 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{q=2,50 \text{ KN/m}}$
- Φορτίο Χιονιού: $s=0,67 \text{ KN/m}^2 * 3,33 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{s=2,23 \text{ KN/m}}$
- Φορτίο Ανέμου: $w=-3,01 \text{ KN/m}^2 * 3,33 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{w=-10,03 \text{ KN/m}}$

Η τεγίδα βρίσκεται υπό γωνία $\alpha=7,6^\circ$, 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:

$$\begin{aligned}
 P_{d,y} &= [1,00*(g+g')+0*q]\cos\alpha + 1,50*w \\
 &= 1,00*(0,158+1,00)\cos(7,6^\circ) - 1,5*10,03 \\
 \Rightarrow P_{d,y} &= \mathbf{-13,90 \text{ KN/m}}
 \end{aligned}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

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

$$\begin{aligned} P_{d,z} &= [1,35*(g+g')+0*1,00*q+1,50*s]\sin\alpha \\ &= [1,35*(0,158+1,00)+1,50*2,23]\sin(7,6^\circ) \\ &=> \mathbf{P_{d,z} = 0,65 \text{ KN/m}} \end{aligned}$$

(Υπενθυμίζεται ότι το κινητό φορτίο στέγης δεν συνδυάζεται με τα φορτία χιονιού και ανέμου)

$$M_{Ed,y} = P_{d,y} * l^2/8 = 13,90*6^2/8 = 62,55\text{kNm} \Rightarrow \mathbf{M_{Ed,y} = 6255 \text{ KNcm}}$$

$$M_{Ed,z} = P_{d,z} * l^2/8 = 0,65*6^2/8 = 2,93\text{kNm} \Rightarrow \mathbf{M_{Ed,z} = 293 \text{ KNcm}}$$

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

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

$$W_{pl,Rd,y} \geq 6255 * 1,0 / 23,5 = 266,17\text{cm}^3$$

Επιλέγουμε **IPE220** με $W_{pl,Rd,y} = 285,4\text{cm}^3$.

Έλεγχος σε Τέμνουσα

$$V_{Ed} = q * l / 2 = 13,90 * 6 / 2 = 41,7 \text{ KN}$$

$$V_{c,rd} = (A_{vz} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{mo}) = (15,88 * 23,5) / (\sqrt{3} * 1,0)$$

$$\Rightarrow \mathbf{V_{c,rd} = 215,46\text{KN}} > V_{Ed} = 41,7\text{KN}$$

Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται

Έλεγχος σε Διαξονική 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 $\beta=0$

$$M_{y,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot y \cdot f_y = 285,4 \cdot 23,5 = 6707 \text{ KNcm}$$

$$M_{z,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot z \cdot f_y = 58,11 \cdot 23,5 = 1366 \text{ KNcm}$$

Έχουμε:

$$(6255/6707)^2 + (293/1356)^0 = 0,869 < 1,00$$

Άρα ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται

Διαστασιολόγηση μηκίδων

Το πλάτος επιρροής για τα φορτία στη κηκίδα είναι 1,67 m

Τα φορτία στην τεγίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο Βάρος Τεγίδας: **$g=0,158 \text{ KN/m}$**
- Φορτίο Ανέμου: $w=2,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,67 \Rightarrow$ **$w=3,52 \text{ KN/m}$**

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας έχουμε:

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

$$\begin{aligned} P_{d,y} &= 1,35 \cdot g + 1,50 \cdot w \\ &= 1,35 \cdot 0,158 + 1,50 \cdot 3,52 \\ &\Rightarrow \mathbf{P_{d,y} = 5,49 \text{ KN/m}} \end{aligned}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

$$\begin{aligned}
 P_{d,z} &= 1,35 \cdot g + 1,50 \cdot w \\
 &= 1,35 \cdot 0,158 + 1,5 \cdot 0 \\
 &\Rightarrow \mathbf{P_{d,z}=0,213 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

$$M_{Ed,y} = P_{d,y} \cdot l^2/8 = 5,49 \cdot 6^2/8 = 23,76 \text{ kNm} = \mathbf{2376 \text{ KNcm}}$$

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

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

$$\begin{aligned}
 \text{Άρα πρέπει } W_{pl,Rd,y} &\geq M_{Ed,y} \cdot \gamma_{mo} / f_y \\
 W_{pl,Rd,y} &\geq 2376 \cdot 1,00 / 23,5 \Rightarrow W_{pl,Rd,y} = \mathbf{101,1 \text{ cm}^3}.
 \end{aligned}$$

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

Έλεγχος σε Τέμνουσα

$$V_{Ed} = q \cdot l/2 = 5,57 \cdot 6/2 = 15,84 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c,Rd} &= (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo}) = (9,66 \cdot 23,5) / (\sqrt{3} \cdot 1,0) \\
 &\Rightarrow \mathbf{V_{c,Rd} = 131 \text{ KN}} > V_{Ed} = 15,84 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος σε Διαξονική 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 $\underline{\alpha=2}$ και $\underline{\beta=0}$

$$M_{y,Rd} = W_{pl,Rd,y} \cdot f_y = 123,9 \cdot 23,5 \Rightarrow \mathbf{M_{y,Rd} = 2911,65 \text{ KNcm}}$$

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

Έχουμε:

$$(2376/2911,65)^2 + (95,6/613,35)^0 = 0,821 < 1,00$$

Άρα ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται

4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

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.

4.4.1 Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης

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

όπου:

δ_1 είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων

Ζυγώματα Πλαισίων:

$$\delta_{\max} = L/200 = 1513/200 \Rightarrow \delta_{\max} = 5,64 \text{ cm}$$

$$\delta_{2\max} = L/250 = 1513/250 \Rightarrow \delta_{2\max} = 4,51 \text{ cm}$$

$$\delta = 2,87 \text{ cm} < 7,57$$

$$\delta_2 = 1,89 \text{ cm} < 6,05$$

Τεγίδες:

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

Με κύρια μεταβλητή τον άνεμο έχουμε:

$$\begin{aligned} q_z (\text{φορτία προς τα πάνω}) &= 1,00 \cdot g \cos \alpha - 1,00 \cdot w \\ &= 1,00 \cdot 1,158 \cdot \cos(7,6^\circ) - 1,00 \cdot 10,03 \\ &\Rightarrow \mathbf{q_z = -0,0888 \text{KN/cm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_y (\text{φορτία προς τα πάνω}) &= 1,00 \cdot g \sin \alpha \\ &= 1,00 \cdot 1,158 \cdot \sin(7,6^\circ) \\ &\Rightarrow \mathbf{q_y = 0,00153 \text{KN/cm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_y &= (5 \cdot q_y \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I_y) = (5 \cdot 0,0888 \cdot 600^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 2772) \\ &\Rightarrow \mathbf{w_y = 2,57 \text{cm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_z &= (5 \cdot q_z \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I_z) = (5 \cdot 0,00153 \cdot 600^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 204,9) \\ &\Rightarrow \mathbf{w_z = 0,60 \text{cm}} \end{aligned}$$

$$\delta = (w_y + w_z)^{1/2} \Rightarrow \mathbf{\delta = 1,78 \text{cm} < 3,00 \text{cm}}$$

4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

α) Για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα:

$$d_r v \leq 0,005h$$

β) Για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

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

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r v \leq 0,010h$$

όπου:

h είναι το ύψος του ορόφου

v είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. (Οι συνιστώμενες τιμές του v είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $v= 0.5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II)

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d d_e$$

όπου:

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον η εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού.

Η υπό μελέτη κατασκευή ανήκει στην περίπτωση β οπότε πρέπει:

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

Επίσης ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II, οπότε λαμβάνεται:

$$v=0,5$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΥΨΟΣ ΤΗΣ ΟΡΟΦΗΣ

Από την ανάλυση βρέθηκε ότι η μέγιστη παραμόρφωση στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα (3-3) για σεισμό κατά X και κατά μήκος του άξονα (G-G) για σεισμό κατά Y

Για σεισμό κατά X:

- $d_e = 28\text{mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_s = d_e \cdot q_d = 28\text{mm} \cdot 3 \Rightarrow d_r = 84\text{mm}$
- $d_r \cdot v = 84\text{mm} \cdot 0,5 = 42\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 13200 = 99\text{mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**

Για σεισμό κατά Y:

- $d_e = 35,2\text{mm}$
- $q_d = 4$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_s = d_e \cdot q_d = 35,2\text{mm} \cdot 4 \Rightarrow d_r = 140,8\text{mm}$
- $d_r \cdot v = 140,8\text{mm} \cdot 0,5 = 70,4\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 13200 = 99\text{mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**

4.6 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

4.6.1 Γενικά

Ως μέθοδος ικανοτικού σχεδιασμού ονομάζεται εκείνη η μέθοδος σχεδιασμού κατά την οποία επιλέγονται στοιχεία του στατικού συστήματος, τα οποία μελετώνται κατάλληλα και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αποδίδουν ενέργεια υπό μεγάλες παραμορφώσεις ενώ σε όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία παρέχεται επαρκής αντοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο προβλεπόμενος τρόπος απόδοσης ενέργειας.

Η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού λοιπόν χρησιμοποιείται για να οδηγήσει στην ιεράρχηση αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων και μορφών αστοχίας η οποία είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση ενός κατάλληλου πλαστικού μηχανισμού και για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας.

Σύμφωνα με τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού, βάσει του Ευρωκώδικα 8, τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκυσόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Επίσης στην ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση, στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους όπως στην παρούσα κατασκευή, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκυσόμενοι διαγώνιοι.

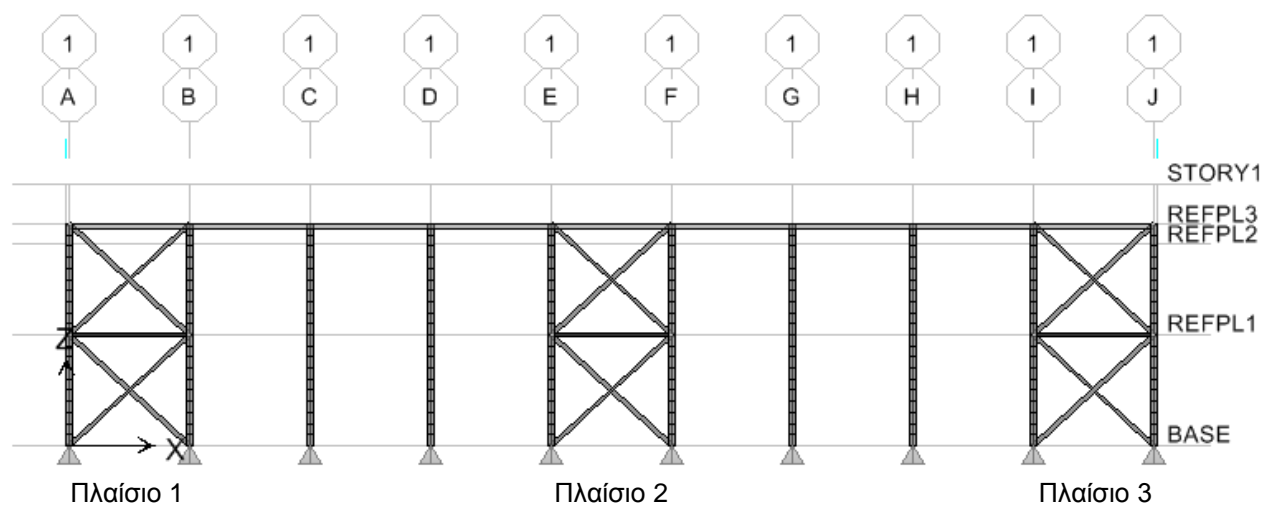
Τέλος η κατανομή των ιδιοτήτων των υλικών, όπως για παράδειγμα το όριο διαρροής, στον φορέα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να διαμορφώνονται πλάστιμες ζώνες, εκεί όπου προβλέπεται από τον σχεδιασμό.

Όταν ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη, ο συντελεστής υπεραντοχής γ_{ov} , που περιγράφεται στη συνέχεια, μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,00.

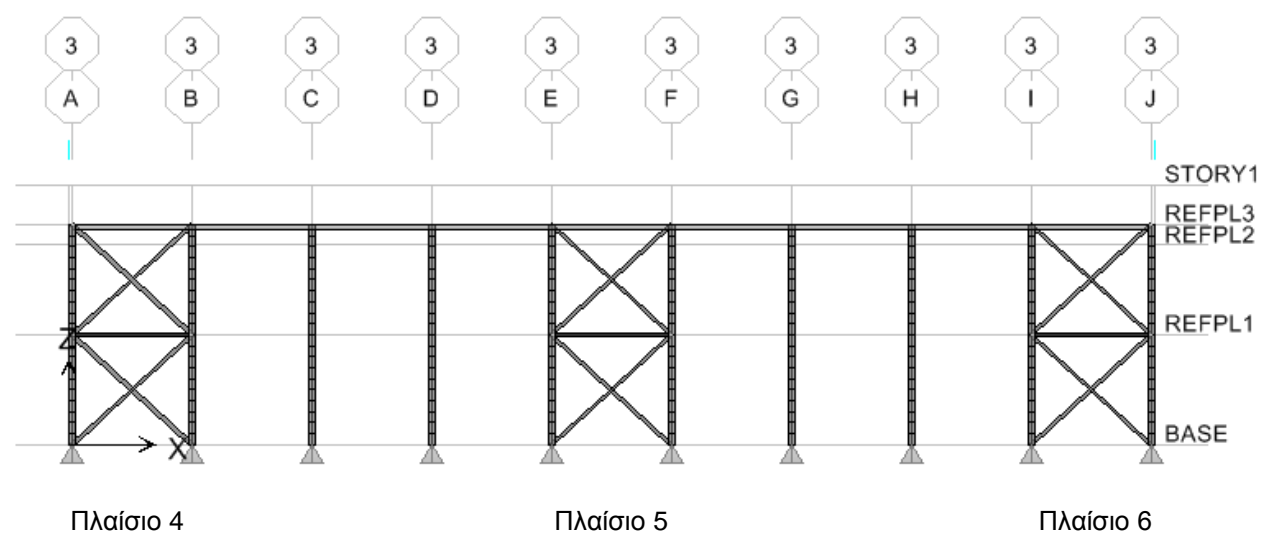
Ο συντελεστής υπεραντοχής υλικού γ_{ov} εισάγεται στους ελέγχους ικανοτικού σχεδιασμού ώστε να ληφθεί υπόψη η πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό.

Στη συνέχεια παρατίθενται οι κανόνες σχεδιασμού που προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα 8 για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα βάσει των οποίων έγινε ο σχεδιασμός της υπόψη κατασκευής.

Προκειμένου να είναι σαφή τα σημεία στα οποία παραπέμπουν οι παρακάτω έλεγχοι, θα παραταθούν στο σημείο αυτό τα πλαίσια στα οποία γίνονται οι ικανοτικοί έλεγχοι, με τις ονομασίες των στοιχείων όπως χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη και αναφέρονται στους ελέγχους.



Σχήμα 4.13 Όψη 1-1



Σχήμα 4.14 Όψη 3-3

4.6.2 Έλεγχος Διαγωνίων Συνδέσμων

Για τα διαγώνια μέλη πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα λ , όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 < \lambda < 2,0$. Όμως, σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο λ .
- Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε $N_{pl,Rd} > N_{Ed}$.
- Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%.
- Όπου

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

και

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

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

Επιπροσθέτως, προκειμένου ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων, για κάθε όροφο:

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

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

Στην κατασκευή που μελετάται όλοι οι διαγωνίοι σύνδεσμοι αποτελούνται από ίδιες διατομές και κατά τις δύο διευθύνσεις, οπότε το παραπάνω πηλίκο ισούται με $0 < 0,05$.

Τα χαρακτηριστικά των διατομών των διαγωνίων φαίνονται στον πίνακα.

Πίνακας 4.3 Χαρακτηριστικά Διατομής Διαγωνίων

Διατομή	Διάσταση (mm)	Πάχος t (mm)	Επιφάνεια Διατομής A (cm ²)	Ροπή Αδράνειας I (cm ⁴)	Ακτίνα Αδράνειας R (cm)	Ροπή Αντιστάσεως Z (cm ³)	Πλαστ. Ροπή Αντιστάσεως S (cm ³)
TUBO 140x140x10	140x140	10	50,93	141	5,27	202,3	247

Προκειμένου να ικανοποιείται το κριτήριο της ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς, για τους όλους τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους χρησιμοποιήθηκαν Κοίλες Τετραγωνικές Διατομές πλάτους 140mm και πάχους 10mm (TUBO 140x14x10). Έτσι οι λόγοι Ω για κάθε πλαισιακό σύστημα δε διαφέρουν πουθενά περισσότερο από 25%.

Στους πίνακες που ακολουθούν φαίνονται, οι δρώσες αξονικές δυνάμεις (N_{Ed}) των εφελκόμενων διαγωνίων, η αντοχή σχεδιασμού των διαγωνίων ($N_{pl,Rd}$), οι τιμές Ω_i , η τιμή του Ω καθώς και οι έλεγχοι για κάθε πλαισιακό σύστημα.

Πίνακας 4.4 Πλαίσιο 1

Ράβδος	N_{Ed} (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
D471	279,63	1196,86	✓	4,280		
D474	231,98	1196,86	✓	5,159		
					1,21 < 1,25 ✓	4,280

Πίνακας 4.5 Πλαίσιο 2

Ράβδος	N_{Ed} (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
D477	482,51	1196,86	✓	2,481		
D478	414,87	1196,86	✓	2,885		
					1,16 < 1,25 ✓	2,481

Πίνακας 4.6 Πλαίσιο 3

Ράβδος	N_{Ed} (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
D481	373,96	1196,86	✓	3,201		
D480	311,72	1196,86	✓	3,840		
					1,20 > 1,25 ✓	3,201

Πίνακας 4.7 Πλαίσιο 4

Ράβδος	N_{Ed} (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max} / \Omega_{i,min}$	Ω
D483	281,92	1196,86	✓	4,245		
D486	228,59	1196,86	✓	5,236		
					1,23 > 1,25 ✓	4,245

Πίνακας 4.8 Πλαίσιο 5

Ράβδος	N_{Ed} (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max} / \Omega_{i,min}$	Ω
D489	493,17	1196,86	✓	2,427		
D490	431,46	1196,86	✓	2,774		
					1,14 > 1,25 ✓	2,427

Πίνακας 4.9 Πλαίσιο 6

Ράβδος	N_{Ed} (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max} / \Omega_{i,min}$	Ω
D493	396,48	1196,86	✓	3,019		
D492	343,92	1196,86	✓	3,480		
					1,15 > 1,25 ✓	3,019

4.6.3 Έλεγχος Δοκών και Υποστυλωμάτων

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

όπου:

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

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

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

Ω όπως ορίστηκε παραπάνω.

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, όπως ορίστηκε παραπάνω.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα ανάλογα με το πλαίσιακό σύστημα στο οποίο βρίσκονται θα πρέπει να ικανοποιούν την παραπάνω ανίσωση στην οποία το $1,1\gamma_{ov} \Omega$ αντιπροσωπεύει την υπεραντοχή του στοιχείου. Θα λαμβάνεται $1,1\gamma_{ov} \Omega \leq q=3,00$.

Υπενθυμίζεται ότι η τιμή του συντελεστή γ_{ov} λαμβάνεται ίση με 1,00 όπως τεκμηριώθηκε στην αρχή του παρόντος κεφαλαίου.

4.6.3.1 Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με τα παραπάνω, τα υποστυλώματα ελέγχονται με τις αξονικές δυνάμεις του "σεισμικού συνδυασμού" στον οποίο όμως η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού έχει πολλαπλασιαστεί με τον ικανοτικό συντελεστή $1,1 \gamma_{ov} \Omega$.

Στη συνέχεια παρατίθενται τα **ικανοτικά** μεγέθη για τα δυσμενέστερα επι μέρους τμήματα (διατομής HEB)των υποστυλωμάτων μεταβλητής διατομής των πλαισίων, που περιέχουν κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Λόγω του ότι σε όλα τα πλαίσια προέκυψε $1,1 \gamma_{ov} \Omega \geq q=3$, ο ικανοτικός συντελεστής, για τον υπολογισμό της (ικανοτικής) αξονικής δύναμης σχεδιασμού ελήφθη παντού ίσος με 3.

Πίνακας 4.10 Ικανοτικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων Πλαισίων 1,2,3,4,5,6

A/A Στοιχείου	1	2	3	4	5	6
Διατομή	HEB300	HEB600	HEB320	HEB550	HEB220	HEB450
$N_{Ed,G}$ (KN)	387,95	649,39	498,45	735,47	348,56	418,03
$N_{Ed,E}$ (KN)	139,45	423,63	247,89	562,94	178,37	490,67
γ_{ov}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ω_i	4,280	2,481	3,201	5,245	2,427	3,019
$1,1 \gamma_{ov} \Omega_i$	4,71 > 3,00	2,73 > 3,00	3,52 > 3,00	5,77 > 3,00	3,00 = 3,00	3,32 > 3,00
N_{Ed} (KN)	806,30	1920,28	1242,12	2424,29	883,67	1890,04

Η λήψη κοινού ικανοτικού συντελεστή για όλα τα πλαίσια, που προέκυψε από τα παραπάνω οδήγησε στο να μορφωθούν νέοι σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης για τον ικανοτικό σχεδιασμό οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τα παραπάνω. Έτσι οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων που ανήκουν στα πλαίσιακά συστήματα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι οι εξής:

$$\mathbf{CSEISMIC1: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + 3,00EX + 0,9EY}$$

$$\mathbf{CSEISMIC2: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + 3,00EX - 0,9EY}$$

$$\mathbf{CSEISMIC3: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) - 3,00EX + 0,9EY}$$

$$\mathbf{CSEISMIC4: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) - 3,00EX - 0,9EY}$$

$$\mathbf{CSEISMIC5: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + 3,00EY + 0,9EX}$$

$$\mathbf{CSEISMIC6: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) + 3,00EY - 0,9EX}$$

$$\mathbf{CSEISMIC7: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) - 3,00EY + 0,9EX}$$

$$\mathbf{CSEISMIC8: 1,00(DEAD + SDEAD) + 0,8(LIVESTEGIS) - 3,00EY - 0,9EX}$$

Ακολουθώντας έτσι τη διαδικασία του ελέγχου, βρέθηκε ότι σε όλα τα υποστυλώματα που ανήκουν στα πλαίσιακά συστήματα με κατακόρυφους συνδέσμους, η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, είναι μεγαλύτερη από αυτήν που προκύπτει από τους παραπάνω συνδυασμούς.

Στη συνέχεια έγινε ο έλεγχος επάρκειας για όλα τα υποστυλώματα που ανήκουν στα υπό μελέτη πλαίσια και παρακάτω παρουσιάζεται ο έλεγχος για το επι μέρους τμήμα υποστυλώματος, μεταβλητής διατομής, με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Παρατηρούμε ότι είναι το μέλος με αριθμό C433-13, διατομής HEB450 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον ικανοτικό συνδυασμό δράσεων CSEISMIC5. Ο συντελεστής εκμετάλλευσής του είναι 0,762.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των μέγιστων ικανοτικών μεγεθών του υποστυλώματος καθώς επίσης και τα μεγέθη αντοχής του δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.11 Εντατικά Μεγέθη Σχεδιασμού και Μεγέθη Αντοχής Δυσμενέστερου Μέλους Υποστυλώματος

Α/Α Στοιχείου	Διατομή	Μεγέθη Σχεδιασμού					Μεγέθη Αντοχής					
		N_{Ed} (KN)	$M_{y,Ed}$ (KNm)	$M_{z,Ed}$ (KNm)	$V_{y,Ed}$ (KN)	$V_{z,Ed}$ (KN)	$N_{c,Rd}$ (KN)	$M_{y,N,Rd}$ (KNm)	$V_{y,T,Rd}$ (KN)	$M_{z,N,Rd}$ (KNm)	$V_{z,T,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)
C433-13	HEB450	1890, 04	60,79	101,82	333,81	16,73	4182, 88	744,69	1526, 59	523,81	1073, 79	5123

Ακολουθούν οι έλεγχοι αντοχής της διατομής και του μέλους του υποστυλώματος υπό μορφή πινάκων:

Πίνακας 4.12 Έλεγχος Διατομής Υποστυλώματος

Α/Α Στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος Διατομής			
		$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{\alpha}$ + $(M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{\beta}$	$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd}$	$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd}$
C433-13	HEB450	0,371	0,276	0,219	0,016

Πίνακας 4.13 Έλεγχος Μέλους Υποστυλώματος

Α/Α Στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος Διατομής	
		$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}}$	$\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{K_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{K_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}}$
C433-13	HEB450	0,673	0,729

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος για το υποστυλωμα.

Κεφάλαιο 4: Ανάλυση – Διαστασιολόγηση Μελών

4.6.3.2 Έλεγχος Δοκών

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία ελέγχου με τα υποστυλώματα θα πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι για τις κεφαλοδοκούς

Στη συνέχεια παρατίθενται τα **ικανοτικά** μεγέθη για τις δοκούς των πλαισίων, που περιέχουν κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Όπως και προηγουμένως, λόγω του ότι σε όλα τα πλαίσια προέκυψε $1,1\gamma_{ov}\Omega \geq q=3$, ο ικανοτικός συντελεστής, για τον υπολογισμό της (ικανοτικής) αξονικής δύναμης σχεδιασμού ελήφθη παντού ίσος με 3.

Πίνακας 4.14 Ικανοτικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων Πλαισίων 1,2,3,4,5,6

A/A Στοιχείου	A	B	C	D	E	F
Διατομή	HEA260	HEA260	HEA260	HEA260	HEA260	HEA260
$N_{Ed,G}$ (KN)	92,47	-46,94	15,45	-47,66	23,12	-9,83
$N_{Ed,E}$ (KN)	278,19	223,63	142,45	156,78	201,02	254,36
γ_{ov}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ω_i	4,280	2,481	3,201	5,245	2,427	3,019
$1,1 \gamma_{ov} \Omega_i$	4,71 > 3,00	2,73 > 3,00	3,52 > 3,00	5,77 > 3,00	3,00 = 3,00	3,32 > 3,00
N_{Ed} (KN)	806,30	1920,28	1242,12	2424,29	883,67	1890,04

Όπως και στα υποστυλώματα οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τον ικανοτικό έλεγχο των δοκών που ανήκουν στα πλαίσια συστήματα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι οι εξής:

CSEISMIC1: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) + 3,00\text{EX} + 0,9\text{EY}$

CSEISMIC2: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) + 3,00\text{EX} - 0,9\text{EY}$

CSEISMIC3: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) - 3,00\text{EX} + 0,9\text{EY}$

CSEISMIC4: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) - 3,00\text{EX} - 0,9\text{EY}$

CSEISMIC5: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) + 3,00\text{EY} + 0,9\text{EX}$

CSEISMIC6: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) + 3,00\text{EY} - 0,9\text{EX}$

CSEISMIC7: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) - 3,00\text{EY} + 0,9\text{EX}$

CSEISMIC8: $1,00(\text{DEAD} + \text{SDEAD}) + 0,8(\text{LIVESTEGIS}) - 3,00\text{EY} - 0,9\text{EX}$

Ακολουθώντας έτσι τη διαδικασία του ελέγχου, βρέθηκε ότι σε όλες τις δοκούς που ανήκουν στα πλαίσια συστήματα με κατακόρυφους συνδέσμους, η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, είναι μεγαλύτερη από αυτήν που προκύπτει από τους παραπάνω συνδυασμούς.

Στη συνέχεια έγινε ο έλεγχος επάρκειας για όλες τις δοκούς που ανήκουν στα υπό μελέτη πλαίσια και παρακάτω παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δοκό με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Παρατηρούμε ότι είναι το μέλος με αριθμό 182, διατομής HEA260 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον ικανοτικό συνδυασμό δράσεων CSEISMIC3. Ο συντελεστής εκμετάλλευσής του είναι 0,587.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των μέγιστων ικανοτικών μεγεθών της δοκού καθώς επίσης και τα μεγέθη αντοχής της δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.15 Εντατικά Μεγέθη Σχεδιασμού και Μεγέθη Αντοχής Δοκού

Α/Α Στοιχείου	Διατομή	Μεγέθη Σχεδιασμού					Μεγέθη Αντοχής					
		N_{Ed} (KN)	$M_{y,Ed}$ (KNm)	$M_{z,Ed}$ (KNm)	$V_{y,Ed}$ (KN)	$V_{z,Ed}$ (KN)	$N_{c,Rd}$ (KN)	$M_{y,N,Rd}$ (KNm)	$V_{y,T,Rd}$ (KN)	$M_{z,N,Rd}$ (KNm)	$V_{z,T,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)
182	HEA260	1482,61	8,86	15,92	2,67	8,42	1261,01	269,01	898,25	183,73	613,52	2040,27

Ακολουθούν οι έλεγχοι αντοχής της διατομής και του μέλους της δοκού υπό μορφή πινάκων:

Πίνακας 4.16 Έλεγχος Διατομής Δοκού

Α/Α Στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος Διατομής			
		$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{\alpha}$ + $(M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{\beta}$	$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd}$	$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd}$
182	HEA260	0,727	0,119	0,003	0,014

Πίνακας 4.17 Έλεγχος Μέλους Δοκού

Α/Α Στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος Διατομής	
		$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$	$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $K_{zy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $K_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$
182	HEA260	0,623	0,732

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος για τη δοκό.

4.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

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

Όπου:

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

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

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων α_5 των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται όπως στην παράγραφο 4.6

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

h είναι το ύψος του ορόφου

Επιπλέον,

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

Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Για το δυσμενέστερο πλαισιακό σύστημα προσδιορίζεται ο δείκτης θ και για τις δυο κατευθύνσεις χ , γ :

Για διεύθυνση X:

- $d_r = 84\text{mm}$ (όπως υπολογίστηκε στην 4.6)
- $P_{\text{tot}} = 2629,673$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- $V_{\text{tot}} = 4123,903$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά X)
- $h = 13200\text{mm}$

$\Rightarrow \theta = (P_{\text{tot}} d_r)/(V_{\text{tot}} h) = 0,0412 < 0,1$ Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται

Για διεύθυνση Y:

- $d_r = 140,8\text{mm}$ (όπως υπολογίστηκε στην 4.6)
- $P_{\text{tot}} = 2629,673$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- $V_{\text{tot}} = 4892,137$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά Y)
- $h = 13200\text{mm}$

$\Rightarrow \theta = (P_{\text{tot}} d_r)/(V_{\text{tot}} h) = 0,0631 < 0,1$ Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

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

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός μεταλλικού αποθηκευτικού κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση η κατασκευή να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την ικανοποίηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται, δηλαδή την ασφαλή αποθήκευση.

Στους αποθηκευτικούς χώρους, λόγω των μεγάλων διαστάσεων που έχουν, σε συνδυασμό με το μικρό σχετικά μικρό μέγεθος των ίδιων βαρών αλλά και των ωφέλιμων φορτίων που τα καταπονούν τη στέγη, κύριο φορτίο στην οριακή κατάσταση αστοχίας αποτελεί ο άνεμος. Τα αποτελέσματα των ελέγχων στις κρίσιμες διατομές της υπό μελέτη κατασκευής για τα κύρια δομικά στοιχεία των πλαισίων, απέδειξαν ότι το μεγαλύτερο ποσοστό της αντοχής των διατομών ενεργοποιείται για τους συνδυασμούς που κύρια φόρτιση αποτελεί ο άνεμος.

Η τοποθέτηση υποστυλωμάτων μεταβλητής διατομής αποδεικνύεται οικονομικότερη, σε σχέση με την τοποθέτηση υποστυλωμάτων σταθερής διατομής. Σύμφωνα με τη στατική ανάλυση του φορέα, παρατηρούμε ότι στους κόμβους (σύνδεση υποστυλώματος - κεφαλοδοκού) αναπτύσσονται τα μέγιστα των εντατικών μεγεθών, ενώ στη βάση (άρθρωση) των υποστυλωμάτων οι ροπές κάμψης μειώνονται αισθητά. Δηλαδή με τη χρήση ολόσωμων υποστυλωμάτων, η διατομή θα υπολειτουργούσε στο μεγαλύτερο τμήμα του στύλου.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη μεγάλη διεύθυνση του κτιρίου (διεύθυνση X), παρατηρούμε ότι είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου. Κατά τη μικρή διεύθυνση (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 Ευρωκώδικα 8. Παρατηρούμε ότι η 1^η ιδιομορφή αντιστοιχεί στη διεύθυνση Υ, η 2^η είναι στρεπτική, ενώ η 3^η αντιστοιχεί στη διεύθυνση Χ.

Τέλος, από τη χρησιμοποίηση του λογισμικού προγράμματος Etabs, προσφέρθηκε η εκπαίδευση και η εμπάθυση 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 Μετσοβίου Πολυτεχνείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: 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) Eurocode 0 « **Eurocode - Basis of Structural Design** », European Standard EN 1990
- (7) Eurocode 1 « **Basis of Design and Actions on Structures**», European Standard EN 1991
- (8) Eurocode 3 « **Design of Steel Structures** », European Standard EN 1993
- (9) Eurocode 8: «**Design of structures for earthquake resistance**», European Standard EN 1998
- (10) 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.
- (11) Παπασταματίου Δ, Ι Ψυχάρης. « **Βοηθητικές Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας** », Αθήνα 2001
- (12) Anil K. Chopra « **Δυναμική των κατασκευών** » , Αθήνα 2008, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας