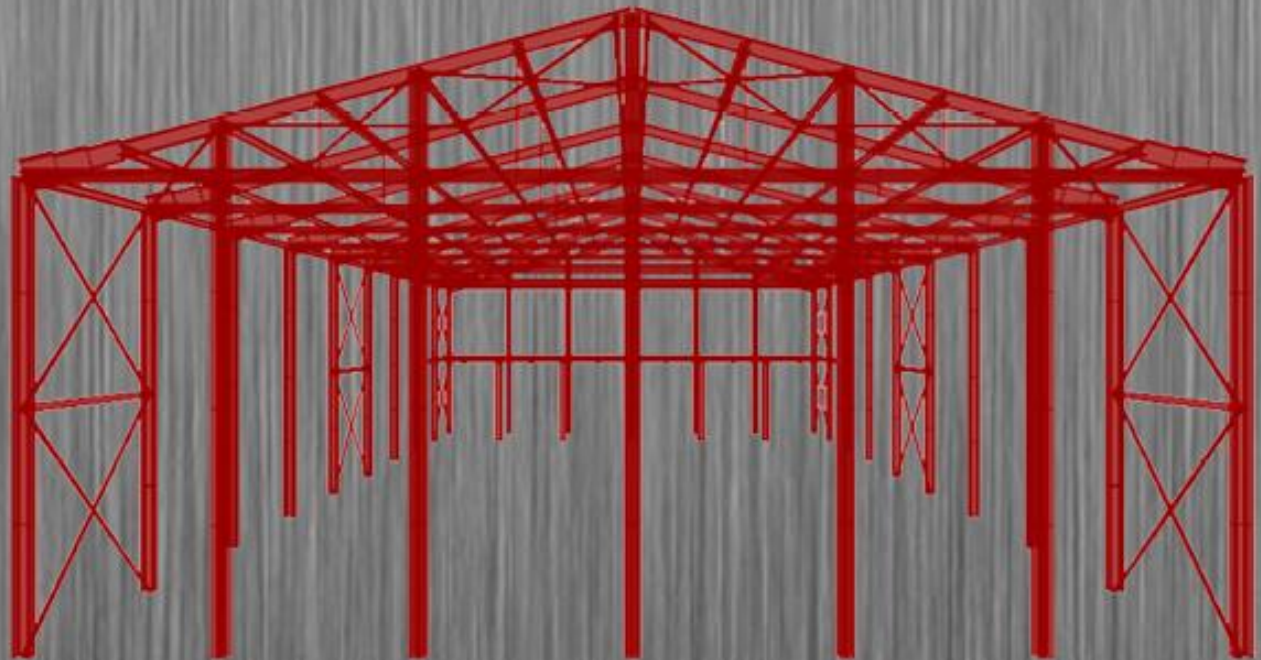




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μεταλλικού υποστέγου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Θεοδώρου Κυριάκος

Αθήνα, Μάιος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/11

Επιβλέπων Καθηγητής: Αβραάμ Τάσος

Θεοδώρου Κ. (2014)
Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μεταλλικού υποστέγου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/11
Τομέας Δομοστατικής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Theodorou K. (2014)
Alternative ways of designing metallic shed
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014/11
Department of Structural Engineering, National Technical University of Athens

*Στον αείμνηστο
πατέρα μου*

Εισαγωγικά στοιχεία

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού υποστέγου με διάφορες παραλλαγές σχδιασμού του φορέα. Πρόκειται για ένα μεταλλικό κτίριο το οποίο θα χρησιμεύει κυρίως για παραγωγή και αποθήκευση προϊόντων. Έχει μελετηθεί με αμφίπακτα ή αμφιαρθρωτά πλαίσια, με ελκυστήρα και χωρίς, με ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος και χωρίς ενίσχυση, καθώς και συνδυασμοί αυτών των περιπτώσεων. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με τη χρήση του προγράμματος Sap2000 και με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3, 4, 8 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο αντισεισμικός υπολογισμός έγινε με βάση τον Ευρωκώδικα 8. Ως υλικό κατασκευής χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας ελατών διατομών ποιότητας S355 και σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25.

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 4 – Σχεδιασμός σύμμικτων Κατασκευών από Χάλυβα και σκυρόδεμα (EN1994)
- Ευρωκώδικας 8 - Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών (EN1998)

Πίνακας περιεχομένων

1	Παρουσίαση του έργου	9
1.1	Σύντομη περιγραφή του μεταλλικού στεγάστρου	9
1.2	Μεταλλικές κατασκευές.....	10
1.3	Τα στοιχεία του τυπικού μονώροφου κτιρίου	11
1.3.1	Κύριοι φορείς.....	11
1.3.2	Τεγίδες	12
1.3.3	Μηκίδες	14
1.3.4	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	14
1.3.5	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	15
1.3.6	Κεφαλοδοκός	16
1.3.7	Μετωπικά υποστυλώματα.....	16
1.3.8	Φύλλα επικάλυψης	17
1.4	Σύμμικτος ημιώροφος.....	18
1.4.1	Σύμμικτη πλάκα.....	19
1.4.2	Σύμμικτες δοκοί	20
2	Φορτία κατασκευής.....	21
2.1	Γενικά περί φορτίων	21
2.2	Μόνιμες δράσεις.....	21
2.3	Μεταβλητές δράσεις.....	21
2.3.1	Ωφέλιμα Φορτία	21
2.3.2	Φορτία Χιονιού (Περιοχή: Αττική / Υψόμετρο: 200m)	22
2.3.3	Φορτία Ανέμου	27
2.3.4	Θερμοκρασιακή Μεταβολή (Τ).....	46
2.3.5	Σεισμική Δράση.....	47
2.4	Συνδυασμοί δράσεων	62
2.4.1	Οριακές Καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.....	62
2.4.2	Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου	65
3	Προσομοίωμα φορέων στο SAP2000	69

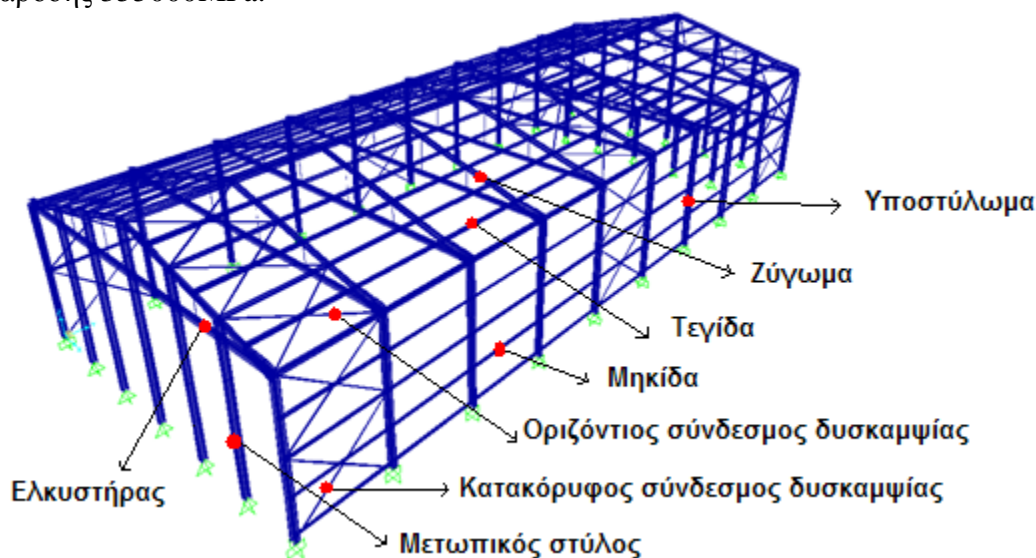
3.1	Παρουσίαση SAP2000.....	69
3.2	Μοντέλα προσομοίωσης.....	71
3.2.1	1 ^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο	72
3.2.2	2 ^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο	73
3.2.3	3 ^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο με ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος 74	
3.2.4	4 ^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο με ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος	75
3.2.5	5 ^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο με ελκυστήρα.....	76
3.2.6	6 ^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο με ελκυστήρα.....	77
3.2.7	7 ^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο με ελκυστήρα και ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος	78
3.2.8	8 ^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο με ελκυστήρα και ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος	79
4	Ανάλυση – Διαστασιολόγηση μελών.....	81
4.1	Γενικά	81
4.2	Απαιτούμενοι ελέγχοι σύμφωνα με τον EC3.....	82
4.2.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS).....	82
4.2.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS).....	91
4.3	Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου.....	93
4.3.1	Ζύγωμα (IPE300).....	94
4.3.2	Υποσύλωμα (HEB300)	95
4.3.3	Υπωσύλωμα ημιωρόφου (HEA360).....	96
4.3.4	Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας (TUBO-D 127x4).....	97
4.3.5	Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας (TUBO-D101.6x3,6).....	98
4.3.6	Μετωπικός στύλος (HEA320)	99
4.3.7	Αναρτήρας ελκυστήρα (L50x8).....	100
4.3.8	Κεφαλοδοκός (HEA200).....	101
4.3.9	Τεγίδα (IPE160).....	102
4.3.10	Μηκίδα (IPE160).....	104
4.3.11	Ελκυστήρας (2UPN100/8).....	105
4.4	Διαστασιολόγηση σύμμικτου ημιωρόφου.....	107
4.4.1	Σύμμικτη πλάκα.....	107

4.4.2	Σύμμικτες δοκοί	117
4.5	Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	126
4.6	Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	126
4.7	Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως.....	128
4.8	Ικανοτικός έλεγχος.....	129
4.8.1	Κατακόρυφοι συνδέσμοι.....	129
5	Θεμελίωση	133
6	Συμπεράσματα	137
	Παράρτημα Α.....	140
	Παράρτημα Β.....	146
	Βιβλιογραφία	151

1 Παρουσίαση του έργου

1.1 Σύντομη περιγραφή του μεταλλικού στεγάστρου

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, μελετάται ένα μεταλλικό βιομηχανικό υπόστεγο ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων $22,80 \times 52,2 \text{ m}^2$. 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. Οι κύριοι φορείς στο συγκεκριμένο υπόστεγο είναι δέκα πλαίσια τα οποία θα εξεταστούν κάνοντας κάποιες παραλλαγές και είναι παράλληλα διατεταγμένα ανά 5,8 m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 12,00 m και βρίσκεται στην κορυφή δικλινούς στέγης γωνίας $14,74^\circ$ ενώ το χαμηλότερο είναι 9m. Στην εγκάρσια διεύθυνση των κύριων πλαισίων, υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στα αντίστοιχα φατνώματα επί της στέγης οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση του κτιρίου από τα φορτία ανέμου και τα σεισμικά φορτία. Επίσης τοποθετήθηκαν κεφαλοδοκοί οι οποίοι συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κατά την κάθετη διεύθυνση του επιπέδου των κύριων φορέων. Οι τεγίδες έχουν διαταχθεί ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (1,915m) και ως κύριο σκοπό έχουν να μεταφέρουν τα φορτία από τα εδραζόμενα σε αυτές πανέλα επικάλυψης στα ζυγώματα των κύριων πλαισίων με ασφάλεια. Τόσο για τα επιμέρους στοιχεία όσο και για τους διάφορους τύπους πρότυπων διατομών θερμής έλασης που έχουν χρησιμοποιηθεί σε αυτά, γίνεται εκτενέστερη αναφορά στη συνέχεια της εργασίας. Ως υλικό κατασκευής επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S355 με αντοχή 510000MPa και όριο διαρροής 355000MPa.



Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη όψη κτιρίου

1.2 Μεταλλικές κατασκευές

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, σταθμοί διοδίων, κατοικίες κ.α.).

Πλεονεκτήματα μονώροφων κτιρίων από χάλυβα

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν όπως είπαμε τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν και στην Ελλάδα παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα.

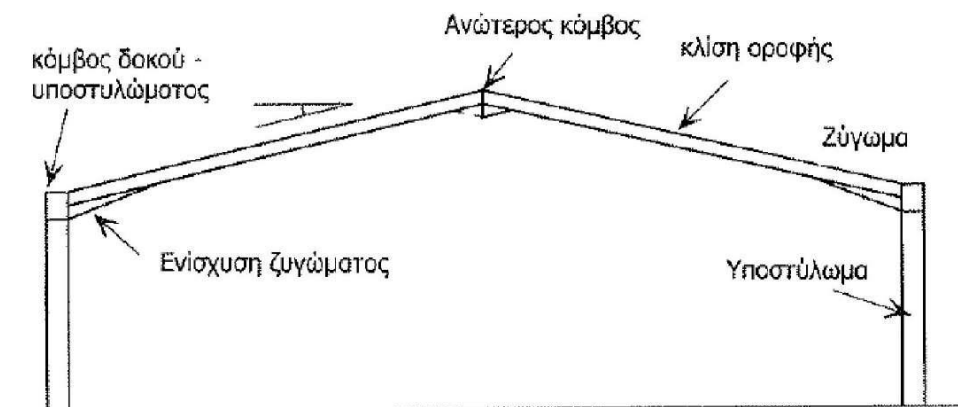
Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

- α) Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και σεισμικές δυνάμεις,
- β) Η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, έτσι ώστε η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, να μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά.
- γ) Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του.
- δ) Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στην μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα.
- ε) Η επισκευασιμότητά τους.
- ζ) Η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφόσον απαιτηθεί.

1.3 Τα στοιχεία του τυπικού μονώροφου κτιρίου

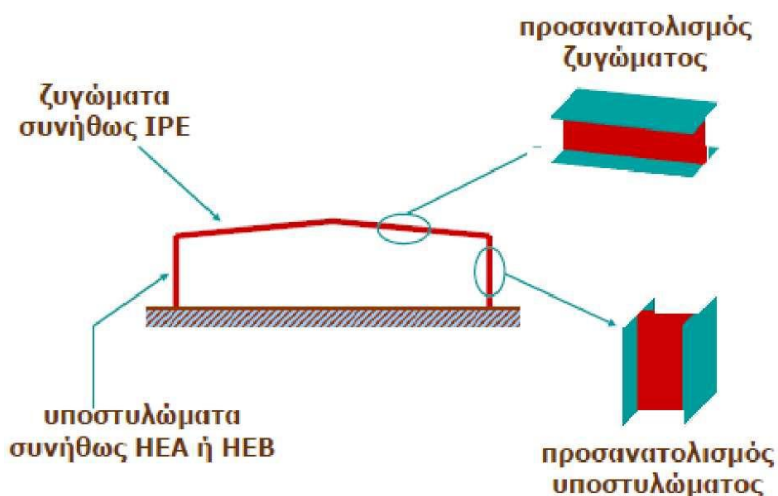
1.3.1 Κύριοι φορείς

Οι κύριοι φορείς είναι πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (στην προκειμένη περίπτωση ανά 5,8m) και έχουν την δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων μέσα στο επίπεδό τους με σκοπό την μεταβίβαση των εν λόγω φορτίων στο έδαφος μέσω των θεμελιώσεων. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Στην περίπτωση του μεταλλικού αυτού κτιρίου, οι κύριοι φορείς είναι δίστηλοι με ολόσωμα υποστυλώματα και ζυγώματα (σχήμα 1.2) διάταξη που αποτελεί συνηθέστερο τύπο πλαισίου στα βιομηχανικά κτίρια και τις αποθήκες. Σε σύγκριση προς πλαίσιο με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτό ζυγώμα δίνει συνολικά οικονομικότερο αποτέλεσμα για ανοίγματα πλαισίων μικρότερα από μία ενδεικτική τιμή των 25,0m, (στην περίπτωση μας η απόσταση αυτή ισούται με 22,8m) όπου λόγω εξοικονόμησης βάρους επιτυγχάνεται οικονομικότερη λύση.



Σχήμα 1.2: Δίστηλο τυπικό πλαίσιο με ολόσωμα υποστυλώματα και ζυγώμα

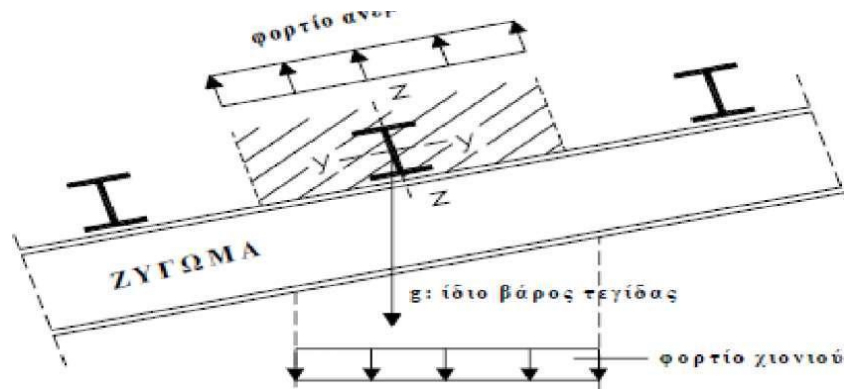
Τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για το λόγο αυτό, τα μέλη των κύριων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμάται να έχουν διατομές διπλού ταυ, αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της, τόσο καλύτερα συμπεριφέρεται σε κάμψη, γιατί το υλικό συγκεντρώνεται σε θέσεις αυξημένων τάσεων (πέλματα). 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. 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 1.3. Ο τρόπος που αυτά μορφώνονται (όλα στην ίδια ευθεία και ισαπέχοντα) επιτρέπει να θεωρηθεί πως το ιδεατό εμβαδό με το οποίο συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής, είναι αυτό που 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 1.3: Προσανατολισμός υποστυλωμάτων και ζυγώματος σε ένα πλαίσιο

1.3.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, την ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατό από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις που κυμαίνονται μεταξύ 1,30m και 4,00m με την απόσταση κοντά στο 1,80m να θεωρείται οικονομικότερη. (εδώ ανά 1,915 m). Ο ρόλος των τεγίδων στην κατασκευή, εκτός από το να μεταφέρουν δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς, μπορεί να είναι η συμμετοχή στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα. Αποτελούν στοιχεία καταπονούμενα σε κάμψη κατά κύριο λόγο και σχεδιάζονται συνήθως με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές διπλού ταυ, συνηθέστερα από τη σειρά ΙΡΕ. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά ΗΕΑ). Οι τεγίδες που συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας ονομάζονται ειδικές τεγίδες και επιλέγονται συχνά διατομές από τη σειρά ΗΕΒ λόγω της χρησιμότητάς τους και ως θλιβόμενα στοιχεία, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, με ύψος το ίδιο με τις υπόλοιπες.

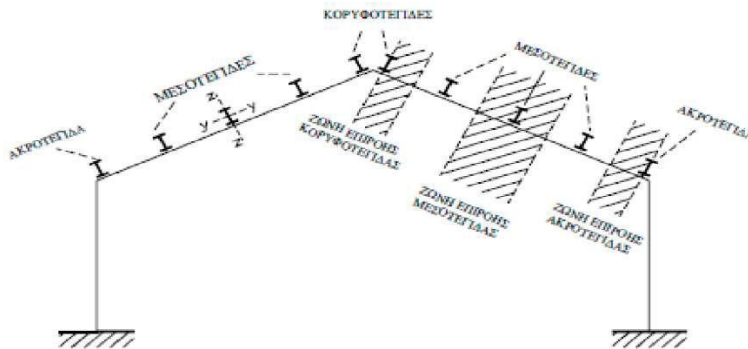


Σχέδιο 1.4: Ανάλυση κατακόρυφων φορτίων τεγίδας σε συνιστώσες

Τα φορτία τα οποία ασκούνται επί της κεκλιμένης τεγίδας είναι κατακόρυφα, όπως τα μόνιμα βάρη και το φορτίο χιονιού ή κάθετα στην επιφάνεια της επιστέγασης όπως η ανεμοπίεση. Ως προς το στατικό τους σύστημα, οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων πλαισίων ή ως συνεχείς δοκοί. Στην δεύτερη περίπτωση μπορεί να τοποθετούνται διαδοχικά τμήματα συνεχή επί δύο ανοιγμάτων ή η συνέχεια να καταλαμβάνει μεγάλο μέρος ή και ολόκληρο το μήκος του υπόστεγου. Επίσης αρκετά συνηθισμένες είναι οι συνεχείς τεγίδες με αρθρώσεις (δοκοί Gerber), όπου διαμορφώνονται κατά το μήκος τους τόσες αρθρώσεις, ώστε η δοκός να γίνει ισοστατική. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, έχει επιλεγεί οι τεγίδες να σχεδιαστούν ως αμφιέριστες μήκους 5,8 m (όσο δηλαδή είναι η απόσταση μεταξύ των κύριων πλαισίων) λόγω της μεγάλης ευκολίας σύνδεσης και ανέγερσης, έστω και αν αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση από πλευράς κατανομών καμπτικών ροπών και παραμορφώσεων.

Μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή στα τρία συνήθη είδη τεγίδας:

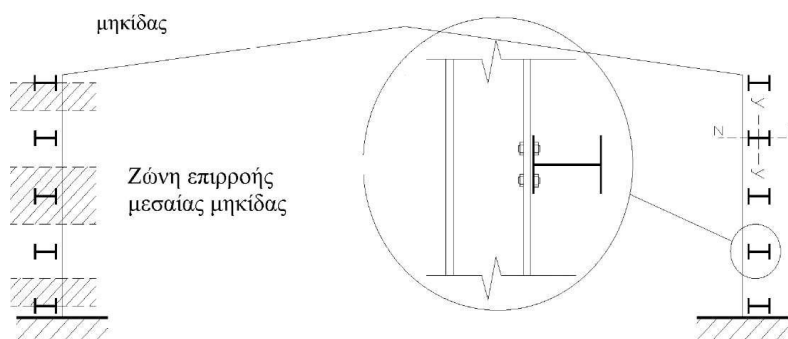
- Αμφιέριστη Τεγίδα: $\max M = q \cdot l^2/8$ στο άνοιγμα
- Συνεχής Τεγίδα 2 ανοιγμάτων: $\max M = q \cdot l^2/8$ στη στήριξη
- Τεγίδα Gerber: $\max M = q \cdot l^2/16$ στο άνοιγμα και στη στήριξη



Σχήμα 1.5: Ζώνη επιρροής τεγίδων

1.3.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιοι δοκοί που τοποθετούνται, ανά αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι επίσης η ανεμοπίεση. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή ενώ διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστες. 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 1.6: Ζώνες επιρροής μηκίδων

Στο στατικό προσομοίωμα στο SAP2000 δεν κρίθηκε σκόπιμο να συμπεριληφθούν οι μηκίδες αλλά έχει ληφθεί υπόψη κατά τη διαστασιολόγηση η συμμετοχή τους στην πλευρική εξασφάλιση των υποστυλωμάτων μέσω της μείωσης του μήκους λυγισμού τους.

1.3.4 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.

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 αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
- Συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

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 σύνδεσμοις 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. 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 κρίνεται απαραίτητη σε μεγάλου μήκους κτίρια και μορφώνονται στο μεσαίο φάτνωμα, ή ακόμα και στα δύο μεσαία φατνώματα.

Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνεται με βάση τις διαγωνίους των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Μπορεί να χρησιμοποιούνται διατομές από απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές, διπλές διατομές U ή ακόμη και συρματοσχόινας υπο κάποιες προϋποθέσεις. Στο υπό μελέτη κτίριο τοποθετήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα ακραία και στο μεσαίο φάτνωμα.

1.3.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

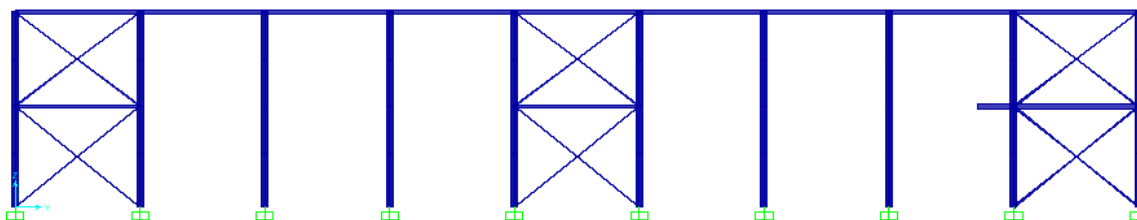
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστρωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμοις και τις κεφαλοδοκούς. Στα δικτυώματα που σχηματίζονται, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστρώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός και συμπληρώνονται με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.

Οι κύριες λειτουργίες των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να καταλήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστρώματα.
- 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 (εάν συμμετέχουν) αλλά και για τους στύλους των κύριων φορέων – μέλη για τα οποία δεχθήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν

ανεξάρτητα - γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους σύνδεσμούς 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.



Σχήμα 1.7: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατασκευής και κεφαλοδοκοί

1.3.6 Κεφαλοδοκός

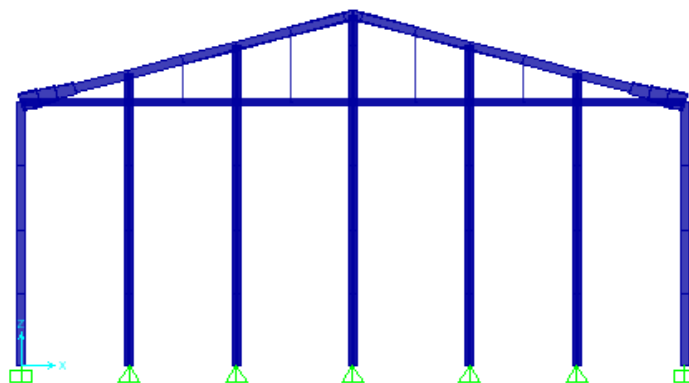
Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο 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 στην θεμελίωση μέσω περισσοτέρων 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. Η σύνδεση, εξ άλλου, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενο του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

1.3.7 Μετωπικά υποστυλώματα

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 επιπλέον καθορίζεται και 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. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς

στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα η χρησιμοποιούμενη διατομή είναι διπλού ται με πέλματα παράλληλα προς την όψη, προσανατολισμένη δηλαδή έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει την ανεμοπίεση. Το μετωπικό υποστύλωμα μπορεί να είναι πακτωμένο ή αρθρωτό στη βάση του ωστόσο προτιμάται 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 μέσω της στήριξης στον κύριο φορέα, στο οριζόντιο αντιανέμιο σύστημα.

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 και θα τοποθετηθούν σε θέσεις στις οποίες υπάρχουν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας. 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). Δεξιά και αριστερά του μεσαίου στύλου θα κατασκευαστούν δύο θύρες για την είσοδο και την έξοδο οχημάτων στο κτίριο.



Σχήμα 1.8: Όψη μετώπου με μετωπικούς στύλους

1.3.8 Φύλλα επικάλυψης

Το μεταλλικό κτίριο δεν 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, του οποίου πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα περισσότερες απαιτήσεις. Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία.

Οι απαιτήσεις ως προς τα στοιχεία επικάλυψης στεγών είναι οι ακόλουθες:

- Μεταφορά των φορτίων (κινητό στέγης, χιόνι, ανεμοπίεση) στο φέροντα οργανισμό.
- Θερμομόνωση
- Υγρομόνωση

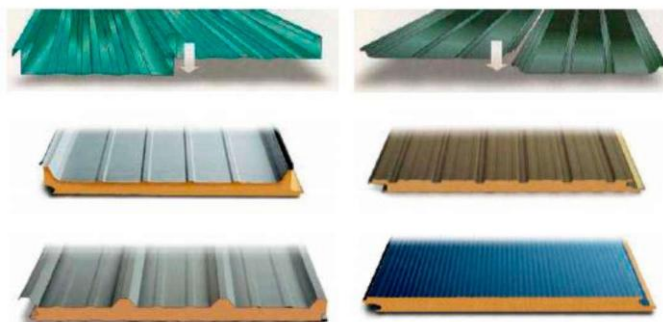
Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης είναι από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλα. Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται σε κουμπωτά, κυματοειδή τραπεζοειδή και συρταρωτά. Τα θερμομονωτικά πανέλα σάντουιτς μπορεί να είναι τραπεζοειδή ή επίπεδα σε διάφορα πάχη και πλάτη και στηρίζονται στη φέρουσα κατασκευή με κατάλληλες βίδες.

Τα στοιχεία διαμόρφωσης των προσόψεων μπορεί να είναι:

- Μεταλλικά θερμομονωτικά πανέλα
- Κασέτες
- Συμβατική τοιχοποιία
- Τσιμεντοσανίδες

Όσο αφορά τα πανέλα προσόψεων, αυτά έχουν τις εξής απαιτήσεις:

- Θερμομόνωση
- Ηχομόνωση
- Μεγάλη δυσκαμψία
- Ακριβής γεωμετρία αρμών με υψηλή αεροστεγανότητα
- Αντοχή σε κρούση
- Άκαυστο υλικό
- Διάθεση πιστοποιητικών καταλληλότητας



Σχήμα 1.9: Είδη φύλλων επικάλυψης

Στη παρούσα εργασία γίνεται υπολογισμός για εγκατάσταση θερμομονωτικών πανέλων τόσο για επιστεγάσματα όσο και για πλαγιοκαλύψεις με ίδιο βάρος $0,204\text{KN/m}^2$

1.4 Σύμμικτος ημιώροφος

Στο πίσω μέρος του κτιρίου μορφώνεται ημιώροφος που καλύπτει τα τελευταία 7,5 m, δηλαδή μία επιφάνεια $7,5\text{m} \times 22,8\text{m}$ σε ύψος 5m. Πρόκειται για χώρο γραφείων και αποθηκών. Υλοποιείται από σύμμικτη πλάκα, σύμμικτες δοκούς και χαλύβδινα υποστυλώματα.

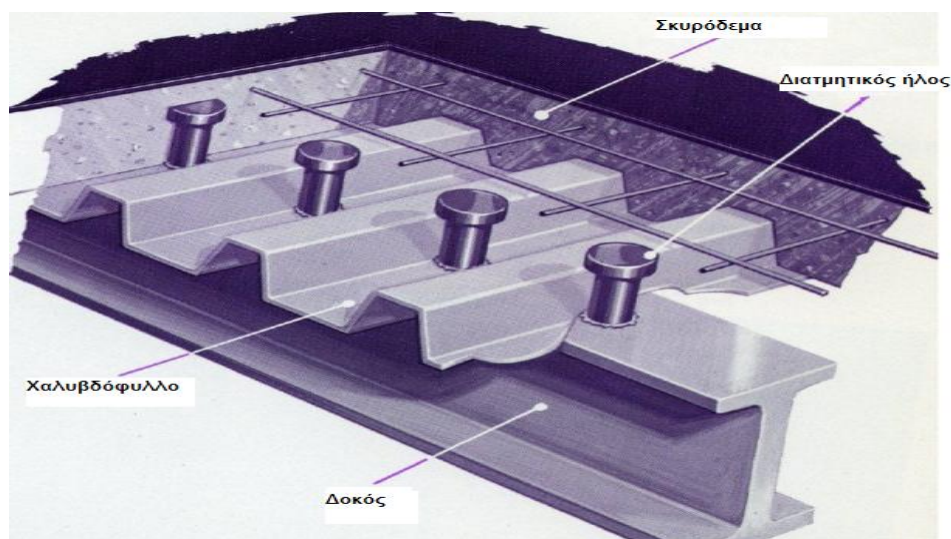
1.4.1 Σύμμικτη πλάκα

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

Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

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

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατα την φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατα τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων. Το χαλυβδόφυλλο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα. Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα), τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως αμφιέριστα.



Σχήμα 1.10: Σύμμικτη πλάκα

1.4.2 Σύμμικτες δοκοί

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

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

2 Φορτία κατασκευής

2.1 Γενικά περί φορτίων

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

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

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

- **E** Σεισμικές Δράσεις

2.2 Μόνιμες δράσεις

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 $0,354 \text{ kN/m}^2$ ($0,204 \text{ kN/m}^2$ 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 SAP2000.

2.3 Μεταβλητές δράσεις

2.3.1 Ωφέλιμα Φορτία

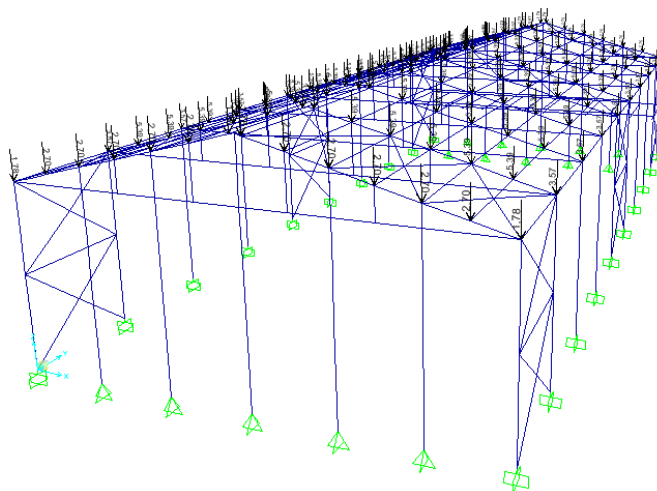
Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Οι μεταβλητές δράσεις, θα πρέπει να τοποθετούνται

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.

Κινητό φορτίο στέγης

Στην κατασκευή που σχεδιάζεται, η στέγη δεν είναι βατή, όμως ορίζουμε κινητό ομοιόμορφο φορτίο στην οροφή ίσο με $0,5 \text{ kN/m}^2$ που προέρχεται π.χ. από εργάτη. Υπολογίζεται ως σημειακό φορτίο στα ζυγώματα. Υπενθυμίζεται ότι το φορτίο αυτό δεν δρα ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Το κινητό φορτίο στέγης φαίνεται στο σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.1: Κινητά φορτία στη στέγη

2.3.2 Φορτία Χιονιού (Περιοχή: Αττική / Υψόμετρο: 200m)

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

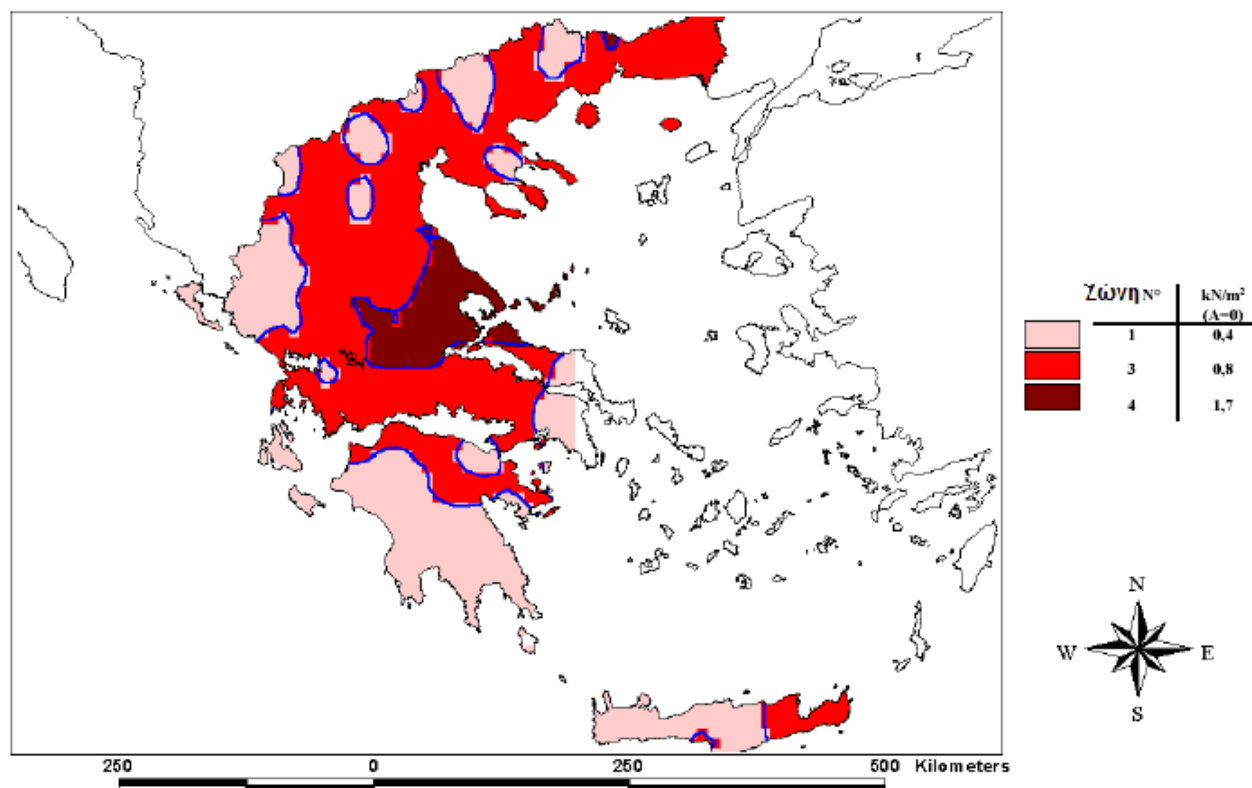
$s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $C_{esl} = 2, 0$).

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 2.2: 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/m^2 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/m^2

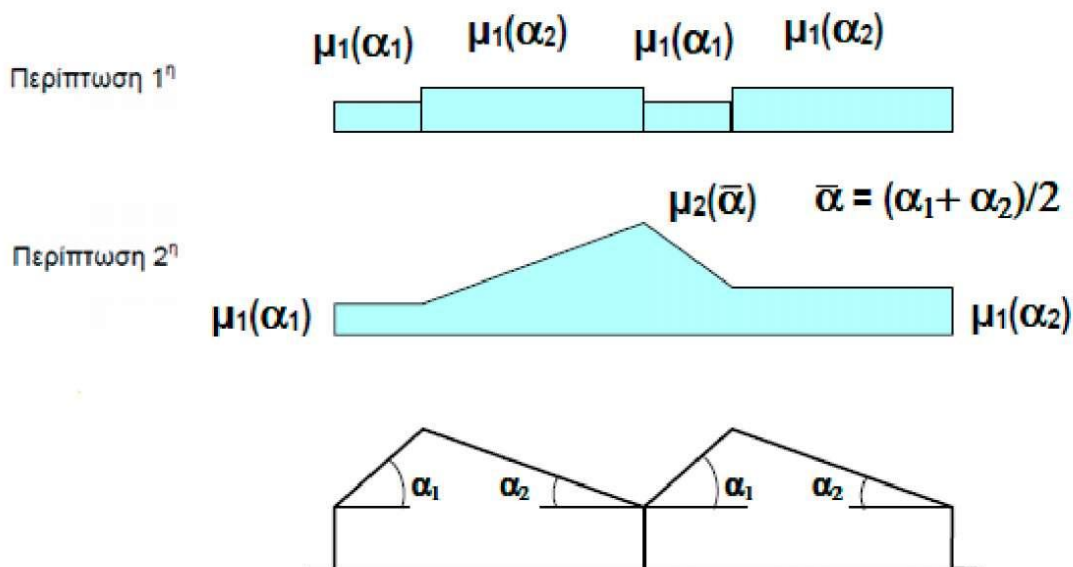
A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

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.



Εάν το ελάττωμα, μορφής ή ροής του ανοιγμένου μέρους της στέγης, είναι:

Σχήμα 2.3: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού σε στέγη πολλών ανοιγμάτων

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	-

Πίνακας 2.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

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 ΙΙΙ**) σε υψόμετρο $A=200\text{m}$ πάνω από τη θάλασσα.

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

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

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

Συντελεστής μορφής χιονιού $\mu_{1,\alpha}$ για γωνία κλίσης της στέγης

$$\alpha = 14,74^\circ < 30^\circ:$$

$$\mu_1 = 0,8$$

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

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

Έτσι έχω :

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

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

2.3.3 Φορτία Ανέμου

2.3.3.1 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 ισούψων καμπύλων, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
- Η φυσική θέση: Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητα απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- Η τοπογραφία: Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με το συντελεστή τοπογραφίας.
- Οι διαστάσεις των κτιρίων: Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου: Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.
- Το σχήμα της κατασκευής: Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μίας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μίας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως 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 υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις.
- Η κλίση της στέγης: Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από περίπου 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- Η διεύθυνση του ανέμου: Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου

Δεδομένα:

- Συνολικό Μήκος: 52,20m
- Συνολικό Πλάτος: 22,80m
- Ύψος: 12,00m

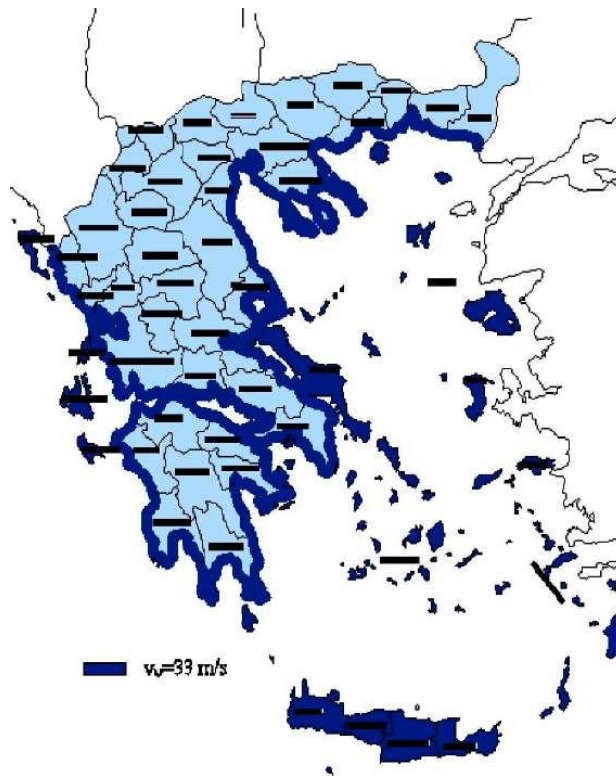
Βασική Ταχύτητα Ανέμου

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

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 2.4: Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα

Άρα $V_{b,0} = 33 \text{ m/s}$

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

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 (ρ air = 1,25 kg/m³)

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

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:

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

Υπολογισμός του $V_m(z)$:

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

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

όπου:

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

Στον Πίνακα 2.2 φαίνονται οι κατηγορίες εδάφους και οι 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
ΙΙ 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
ΙΙΙ 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
ΙV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 2.2 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

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

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

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

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

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

Όπου Kr 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 2.2)
- $z_{\min} = 2,00\text{m}$ είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.2
- $z_{\max} = 200\text{m}$, όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα
- z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 2.2 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Έτσι έχω:

$$kr = 0,19 \cdot (0,05/0,05)^{0,07} \Rightarrow \mathbf{Kr = 0,19}$$

$$cr(z) = 0,19 \cdot \ln(12/0,05) \Rightarrow \mathbf{Cr(z) = 1,04}$$

Άρα τελικά :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,04 \cdot 1,0 \cdot 33 \Rightarrow \mathbf{v_m(z) = 34,32 \text{ m/s}}$$

Υπολογισμός της έντασης στροβιλισμού $I_v(z)$:

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

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

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 $I_v(z) = K_i / (C_0 \cdot \ln(Z/Z_0))$

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

$$\Rightarrow \mathbf{I_vz = 0,18}$$

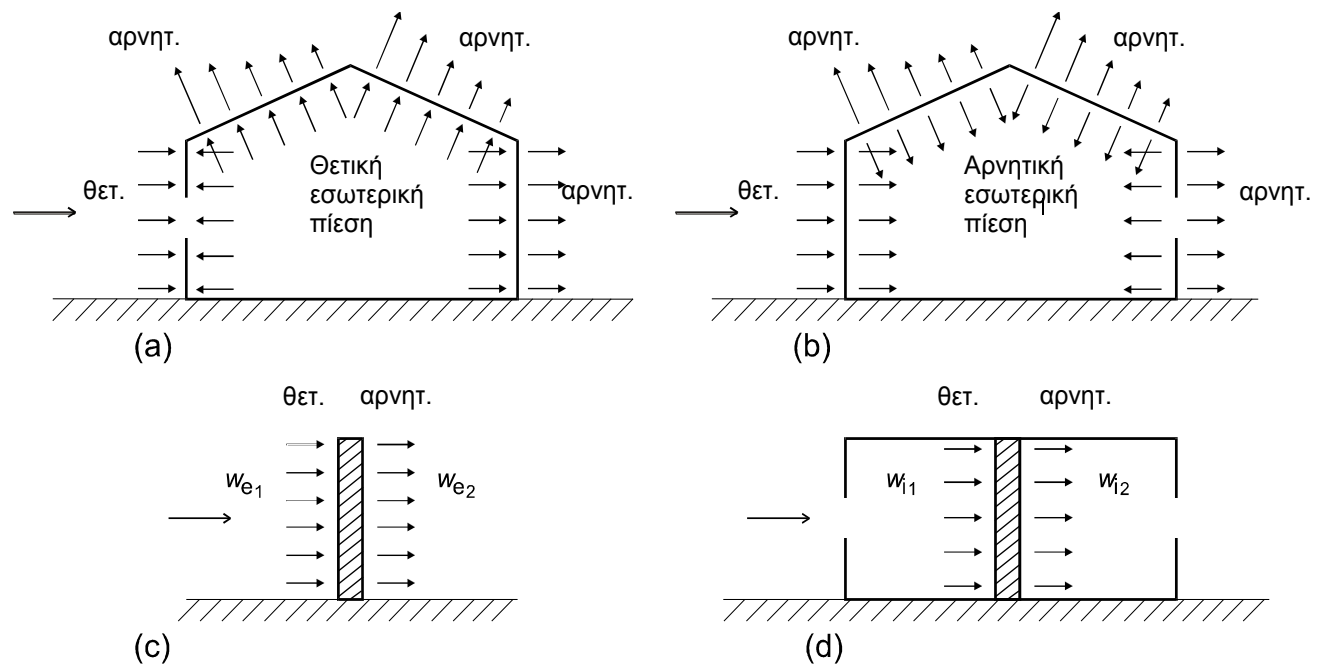
Και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι

$$qp(z) = [1 + 7 \cdot 0,18] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 34,32^2 \Rightarrow \mathbf{qp(z) = 1,66 \text{ KN/m}^2}$$

2.3.3.2 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 2.5.



Σχήμα 2.5: 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:

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

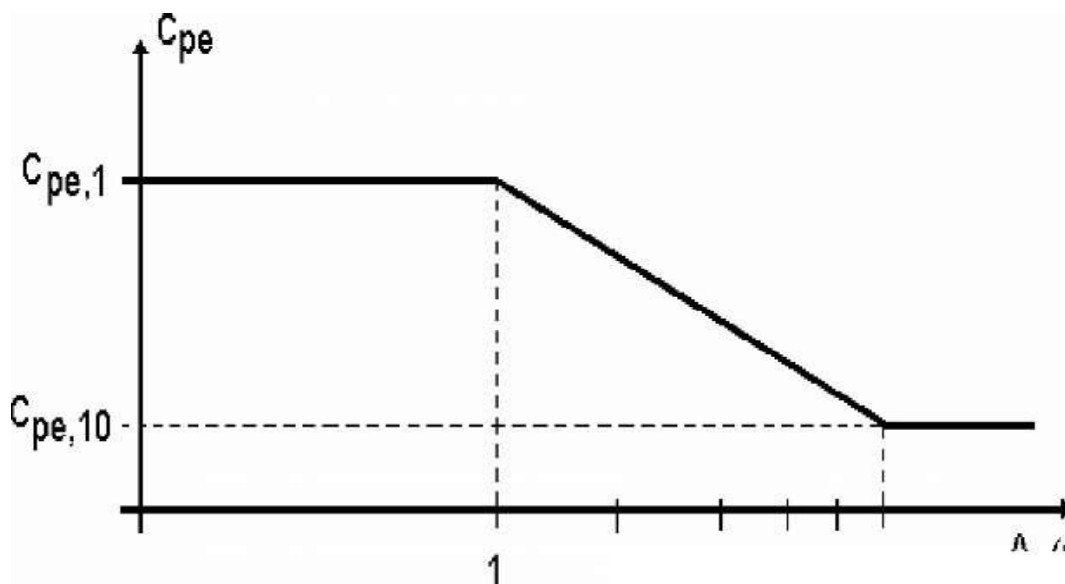
όπου:

- $q_p(z_e)$ 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 2.6 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Σχήμα 2.6: 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.

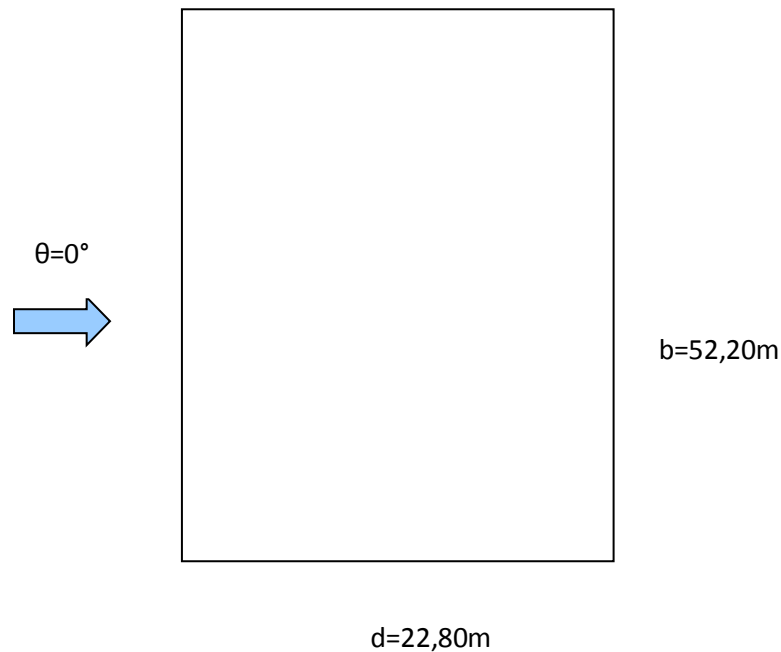
Ο Ευρωκώδικας 1 διαχωρίζει τις φορτιζόμενες επιφάνειες (και αντίστοιχα τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης) σε :

- 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

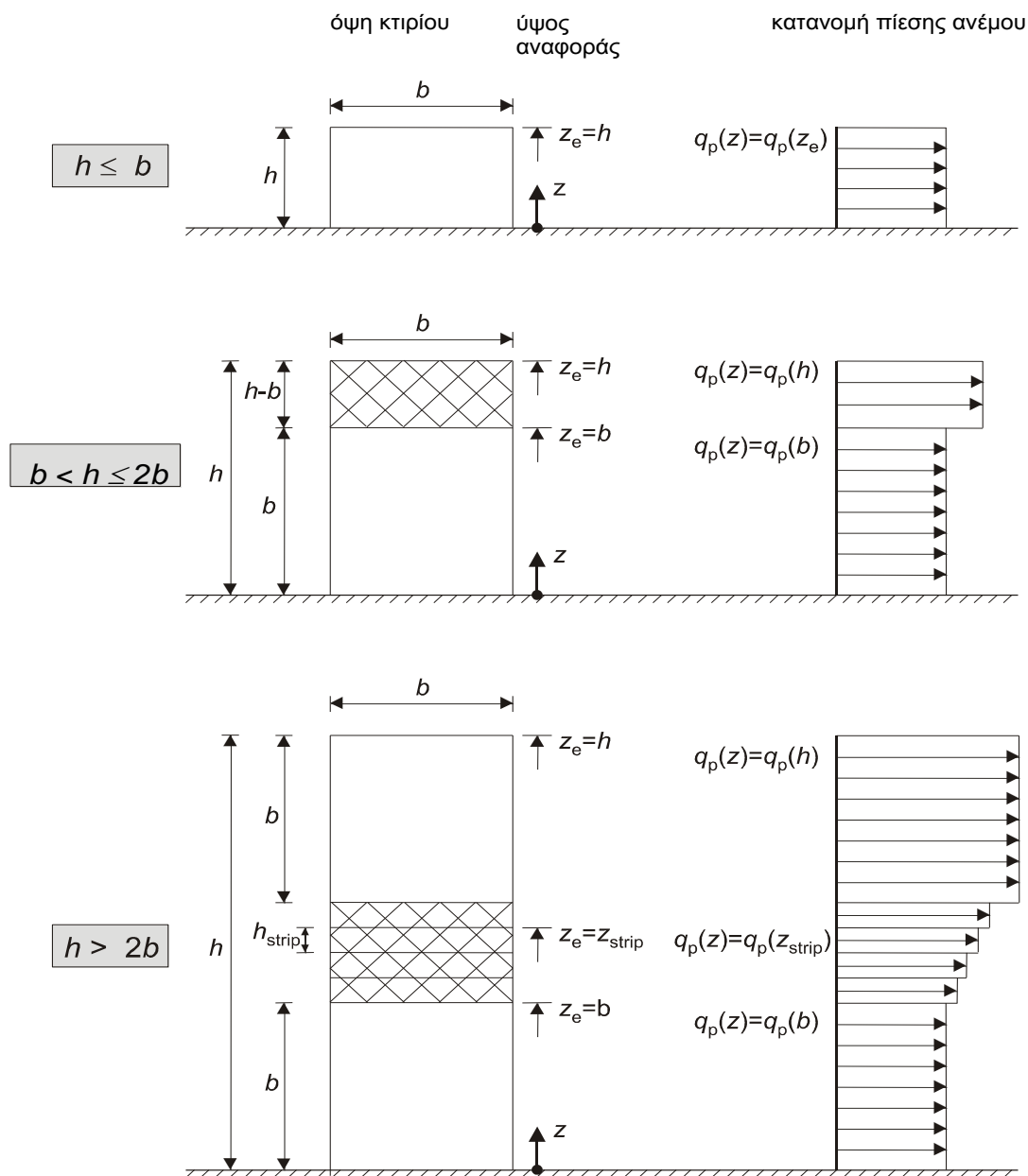
A.1.1 Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχήμα 2.7: 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 2.7 φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς z_e .



Σχήμα 2.8: 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)

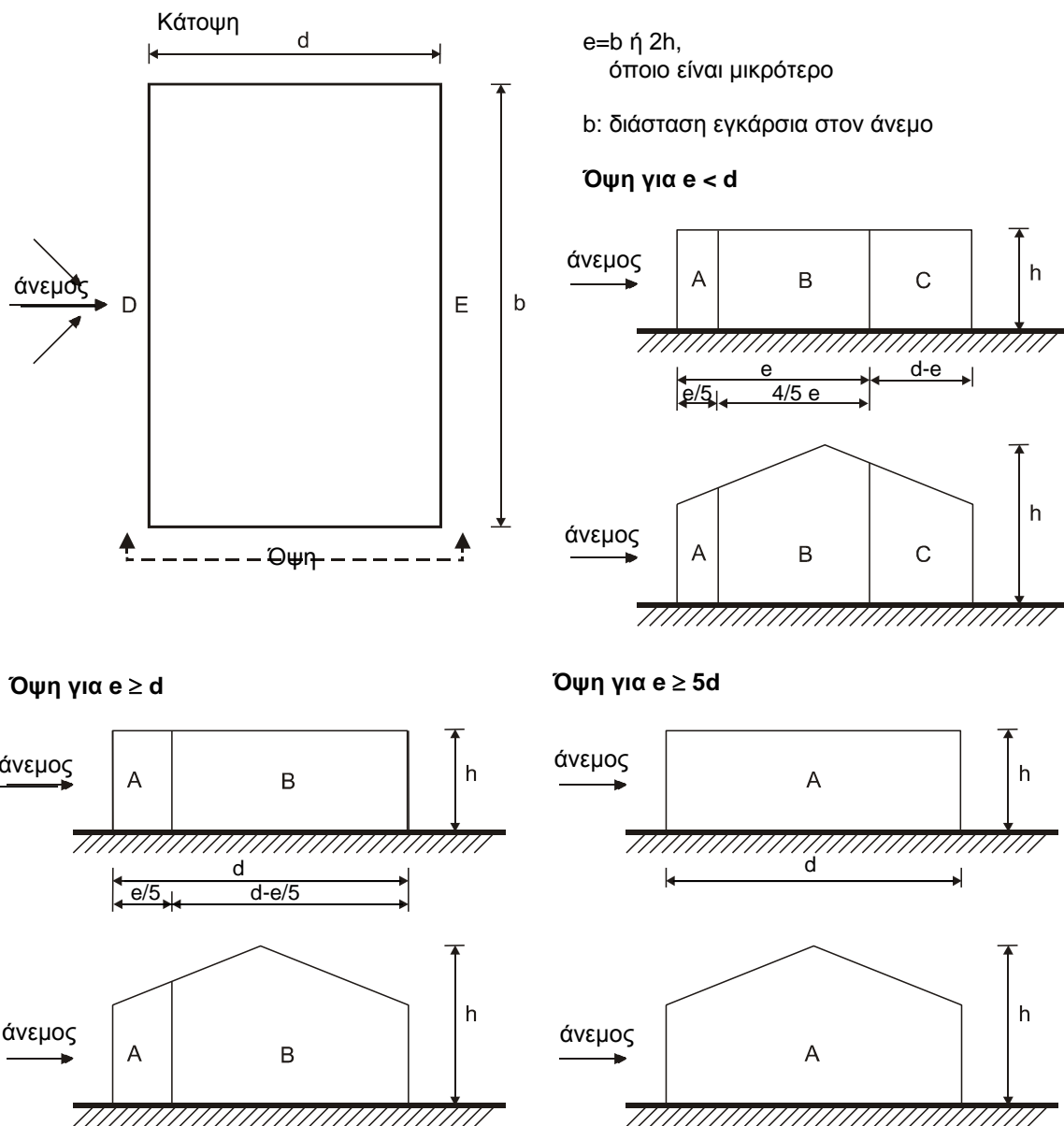
Στο υπό μελέτη κτίριο έχω:

Ύψος κτιρίου $h = 12$ m

Πλάτος κτιρίου $b = 22,80$ m

Άρα $h < b \Rightarrow$ Έχουμε ένα τμήμα καθ' ύψος με $z_e = h$

Στο παρακάτω σχήμα δίνονται οι συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους



Σχήμα 2.9: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων δίνονται στον Πίνακα 2.3

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								

Πίνακας 2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

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

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

$$d = 22,80 \text{ m}$$

$$(h/d = 12/22,80 = \mathbf{0,53})$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο σχήμα 2.9 είναι :

$$e = \min \{ b ; 2h \} = \min \{ 52,20 ; 2 \cdot 12 \} = \min \{ 52,20 ; 24,00 \} \Rightarrow \mathbf{e = 24m}$$

$$e = 24,00 \text{ m} > d = 22,80 \text{ m} \quad \text{άρα έχω:}$$

$$\text{➤ Επιφάνεια A : } e/5 = 24/5 = \mathbf{4,80m}$$

$$\text{➤ Επιφάνεια B : } d - e/5 = 22,80 - 24/5 = \mathbf{18,00m}$$

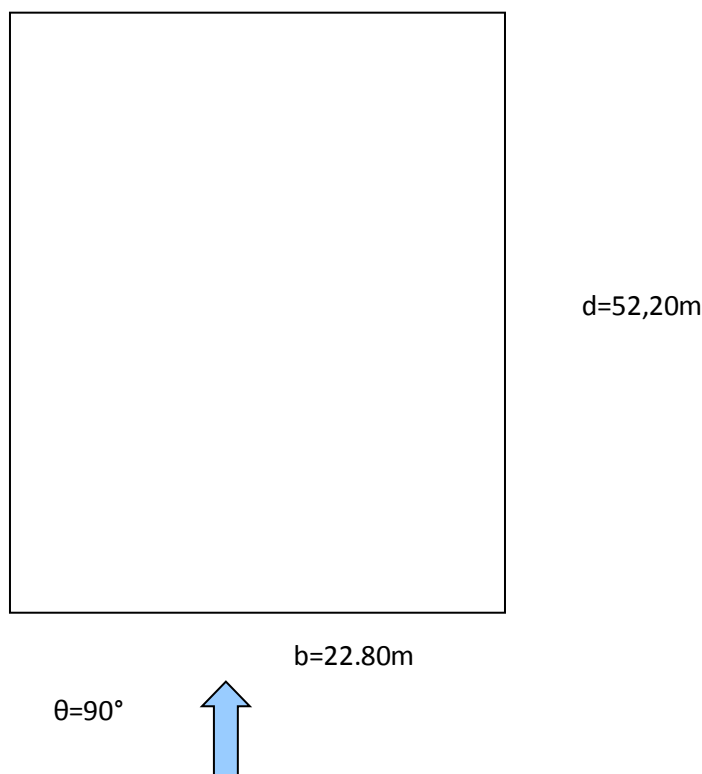
Από τον Πίνακα 2.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

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

- A : $c_{pe,10} = -1,2$ $\Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * (-1,2) = -1,99 \text{ KN/m}^2$
- B : $c_{pe,10} = -0,8$ $\Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * (-0,8) = -1,33 \text{ KN/m}^2$
- D : $c_{pe,10} = +0,74$ $\Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * 0,74 = 1,23 \text{ KN/m}^2$
- E : $c_{pe,10} = -0,37$ $\Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * (-0,37) = -0,61 \text{ KN/m}^2$

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

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



Σχήμα 2.10: Διεύθυνση και φορά ανέμου-προσανατολισμός κτιρίου

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

$$b = 22,80 \text{ m}$$

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

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

Το μήκος e που αναφέρεται στον σχήμα 2.9 είναι :

$$e = \min \{ b ; 2h \} = \min \{ 22,80 ; 2*12 \} = \min \{ 22,80 ; 24 \} \Rightarrow e = 24\text{m}$$

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

- Επιφάνεια A : $e/5 = 24/5 = 4,80\text{m}$
- Επιφάνεια B : $4/5 * e = 4/5 * 24 = 19,20\text{m}$
- Επιφάνεια C : $d - e = 52,20 - 24 = 28,20\text{m}$

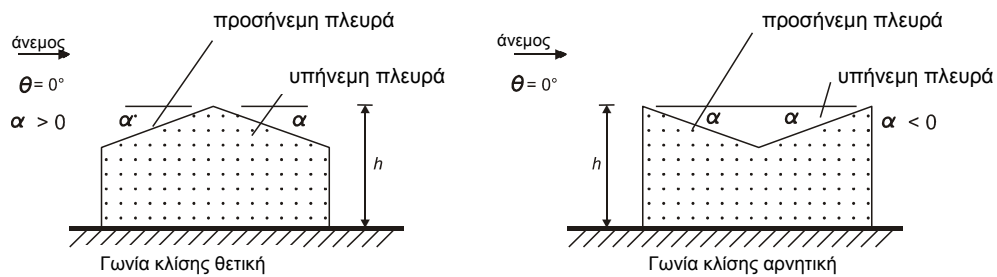
Από τον πίνακα 2.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- A : $c_{pe,10} = -1,2 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * (-1,2) = -1,92 \text{ KN/m}^2$
- B : $c_{pe,10} = -0,8 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * (-0,8) = -1,33 \text{ KN/m}^2$
- C : $c_{pe,10} = -0,5 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * (-0,5) = -0,83 \text{ KN/m}^2$
- D : $c_{pe,10} = +0,7 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * 0,7 = 1,16 \text{ KN/m}^2$
- E : $c_{pe,10} = -0,3 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 * (-0,3) = -0,50 \text{ KN/m}^2$

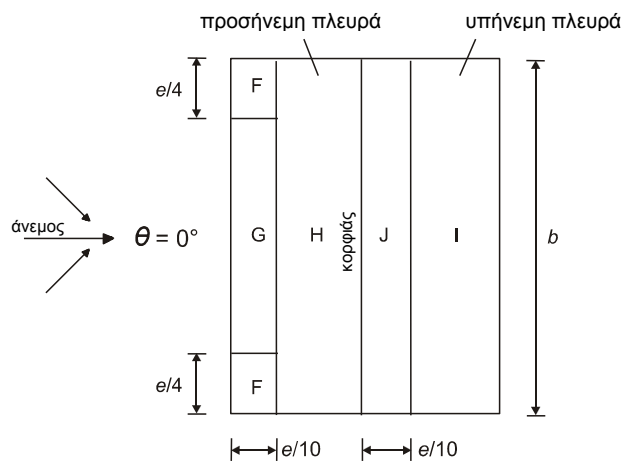
A.2 Πίεση ανέμου επί της στέγης του κτιρίου

Η στέγη του βιομηχανικού κτιρίου είναι δικλινή. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα 2.4 (για δικλινείς στέγες) σύμφωνα με το συμβολισμό του Σχήματος 3.11

- (1) Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.11.
- (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 2.4.



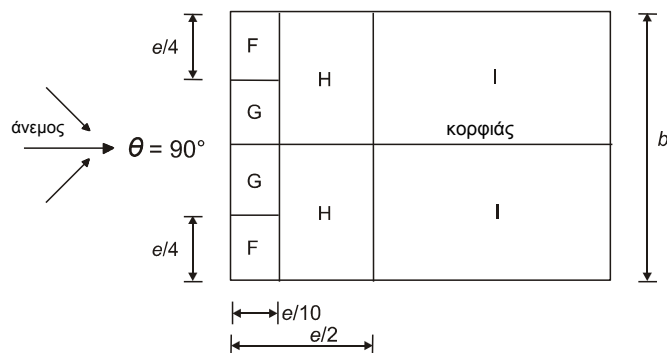
(α) γενικά



(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 2.11: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

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

Γωνία κλίσης	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,0}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,0}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-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

Πίνακας 2.4 Εξωτερική πίεση για δικλινείς στέγες και $\theta=0^\circ$

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

b = 52,20m

$$d = 22,80 \text{ m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο Σχήμα 2.11 είναι :

$$e = \min \{ b, 2h \} = \min \{ 52,20, 2 \cdot 12 \} = \min \{ 52,20, 24,00 \} \Rightarrow e = 24\text{m}$$

$$\triangleright e/4 = 24 / 4 = 6,00\text{m}$$

$$\triangleright e/10 = 24 / 10 = 2,40\text{m}$$

Από τον Πίνακα 2.4 και για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha = 15^\circ$ έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- F : $c_{pe,10} = -0,9 (+0,2) \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,9) = -1,49 \text{ KN/m}^2 (0,33)$
- G : $c_{pe,10} = -0,8 (+0,2) \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,8) = -1,33 \text{ KN/m}^2 (0,33)$
- H : $c_{pe,10} = -0,3 (+0,2) \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,50 \text{ KN/m}^2 (0,33)$
- I : $c_{pe,10} = -0,4 (+0,0) \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,4) = -0,66 \text{ KN/m}^2 (0,0)$
- J : $c_{pe,10} = -0,1 (+0,0) \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,1) = -0,17 \text{ KN/m}^2 (0,0)$

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

Γωνία Κλίσης	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	

Πίνακας 2.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και $\theta=90^\circ$

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

$$b = 22,80\text{m}$$

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

Το μήκος e που αναφέρεται στο Σχήμα 2.11 είναι :

$$e = \min \{ b , 2h \} = \min \{ 22,80 , 2 \cdot 12 \} = \min \{ 22,80 , 24 \} \Rightarrow \underline{e = 24\text{m}}$$

$$\triangleright e/4 = 24 / 4 = \mathbf{6,00\text{m}}$$

$$\triangleright e/10 = 24 / 10 = \mathbf{2,40\text{m}}$$

$$\triangleright e/2 = 24 / 2 = \mathbf{12,00\text{m}}$$

Από τον Πίνακα 2.5 και για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha = 15^\circ$ έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- $F : c_{pe,10} = -1,3 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,3) = -2,16 \text{ KN/m}^2$
- $G : c_{pe,10} = -1,3 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,3) = -2,16 \text{ KN/m}^2$
- $H : c_{pe,10} = -0,6 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,6) = -1,00 \text{ KN/m}^2$
- $I : c_{pe,10} = -0,5 \Rightarrow w = 1,66 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,83 \text{ KN/m}^2$

Για κλειστές θύρες και για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$, η υποπίεση θεωρείται μηδενική γιατί η είσοδος του ανέμου στο εσωτερικό της κατασκευής δεν είναι δυνατή και επομένως: $c_{pi}=0$.

B. Θύρες Ανοικτές (Υπολογισμός Εσωτερικών Πιέσεων)

Όταν οι θύρες είναι ανοικτές οι εξωτερικές πιέσεις τόσο στους κατακόρυφους τοίχους όσο και στη στέγη είναι οι ίδιες με τις εξωτερικές πιέσεις στην περίπτωση κλειστών θυρών

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

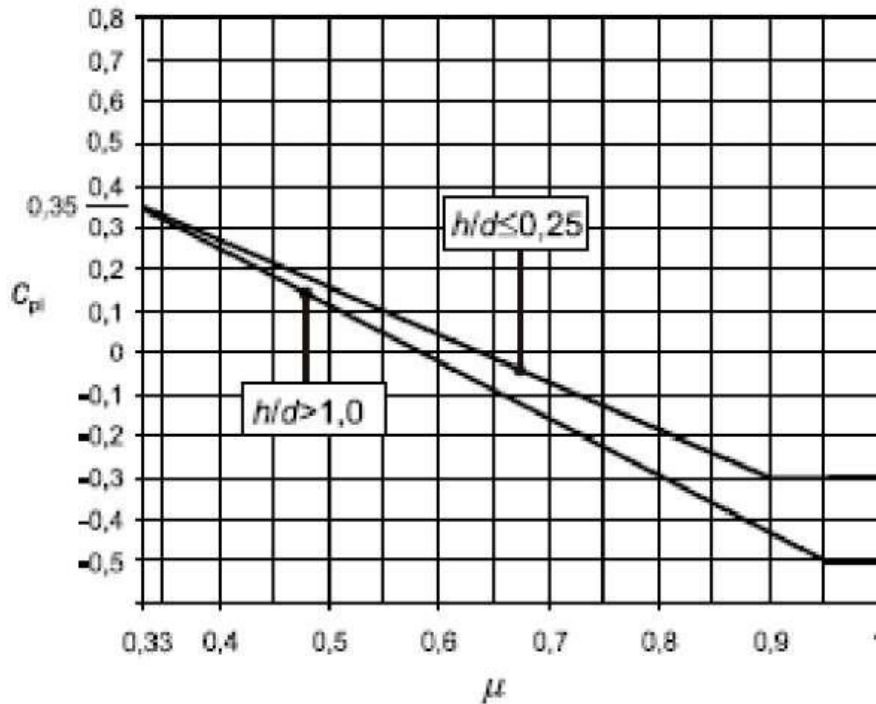
Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μια πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια 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 2.12 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 2.12: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα

Στο υπό μελέτη κτίριο 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:

- $c_{pi} = -0,3$, $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 1,66 \cdot (-0,3) = -0,5 \text{ KN/m}^2$
- $c_{pi} = +0,2$, $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 1,66 \cdot 0,2 = 0,33 \text{ KN/m}^2$

Γ. Τελικές πιέσεις ανέμου

Εξετάζουμε τις εξής περιπτώσεις:

- για γωνία ανέμου $\Theta=0$
 - κλειστές θύρες
 - κατακόρυφοι τοίχοι(σχήμα A1)
 - στέγη(σχήμα A2)
 - ανοιχτές θύρες
 - κατακόρυφοι τοίχοι(σχήμα A3)
 - στέγη
 - δυσμενείς φορτίσεις προς τα πάνω ...(σχήμα A4)
 - δυσμενείς φορτίσεις προς τα κάτω ...(σχήμα A5)

- για γωνία ανέμου $\theta=90$
 - κλειστές θύρες
 - κατακόρυφοι τοίχοι.....(σχήμα A6)
 - στέγη(σχήμα A7)
 - ανοιχτές θύρες
 - κατακόρυφοι τοίχοι.....(σχήμα A8)
 - στέγη
 - δυσμενείς φορτίσεις προς τα πάνω ...(σχήμα A9)
 - δυσμενείς φορτίσεις προς τα κάτω... (σχήμα A10)

Στο παράρτημα Α φαίνονται τα αντίστοιχα πλαίσια με τις συνολικές πιέσεις επί των κατακόρυφων στοιχείων και επί της στέγης του κτιρίου των παραπάνω περιπτώσεων

2.3.4 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 περίπτωσή μας ίση με 20° C.

2.3.5 Σεισμική Δράση

2.3.5.1. 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 και παραμέτροι

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 παραμένουσα 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 . 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.

2.3.5.2 Κατηγορία και Συντελεστής Σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.6 από τον Ευρωκώδικα 8 η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία II

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.

Πίνακας 2.6: Κατηγορίες Σπουδαιότητας για κτίρια

Για κατηγορία σπουδαιότητας II ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον πίνακα 2.6 Του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 ίσος με: $\gamma_I = 1,00$

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

Πίνακας 2.7: Τιμές του Συντελεστή Σπουδαιότητας γ_I

2.3.5.3 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 2.8.

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 $N_{SPT}/30\text{cm}$.

Στην παρούσα εργασία γίνεται η παραδοχή ότι το έδαφος είναι **Κατηγορίας B**.

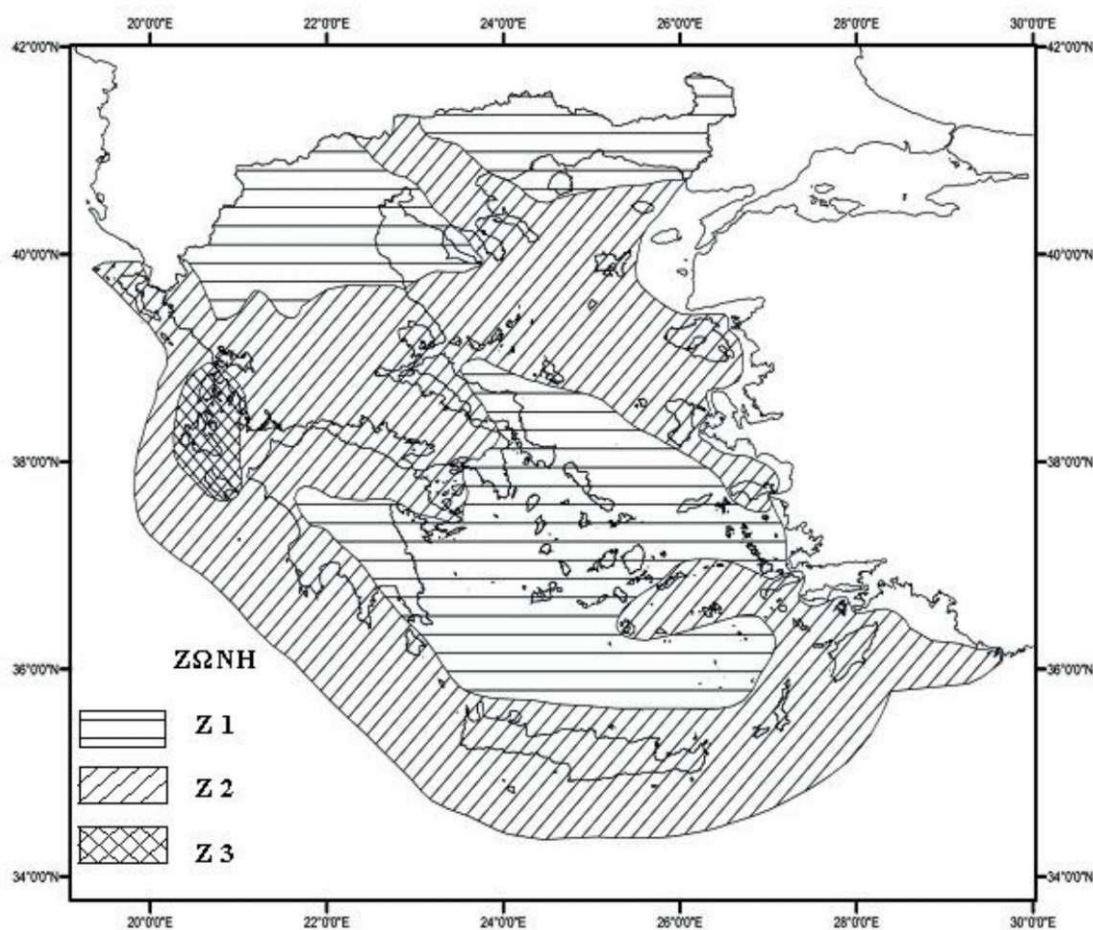
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/ 30cm)	Cu (KPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους 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 S1		-	

Πίνακας 2.8: Κατηγορία Εδάφους

2.3.5.4 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 Α.

Η διαίρεση σε σεισμικές ζώνες των Ελληνικών περιοχών γίνεται μέσω του χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 (Σχήμα 2.13). Η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} δίνεται ανάλογα με την σεισμική ζώνη στον πίνακα 2.9. Σύμφωνα με τις παραδοχές της παρούσας μελέτης η κατασκευή βρίσκεται στη ζώνη Ι (Z1) οπότε a_{gR} 0,16g.



Σχήμα 2.13: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Ζώνη	A_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 2.9: Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

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 $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,00 \cdot 0,16g = > \mathbf{a_g = 0,16g}$

2.3.5.5 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 απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

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

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 ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);

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

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 2.10 από το εθνικό προσάρτημα. Για την παρούσα μελέτη (**Κατηγορία εδάφους Β**) λαμβάνουμε $T_B = 0,15s$, $T_C = 0,5s$, $T_D = 2,5s$ και $S = 1,2$.

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

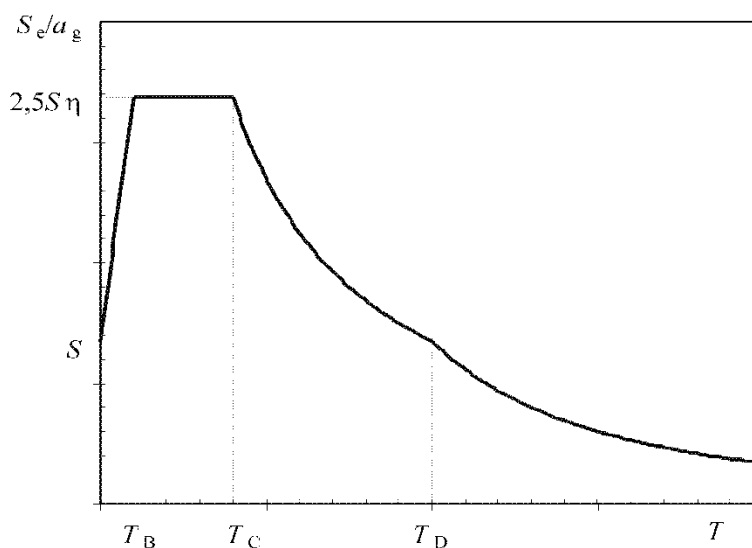
Πίνακας 2.10: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

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 2.14.



Σχήμα 2.14: 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

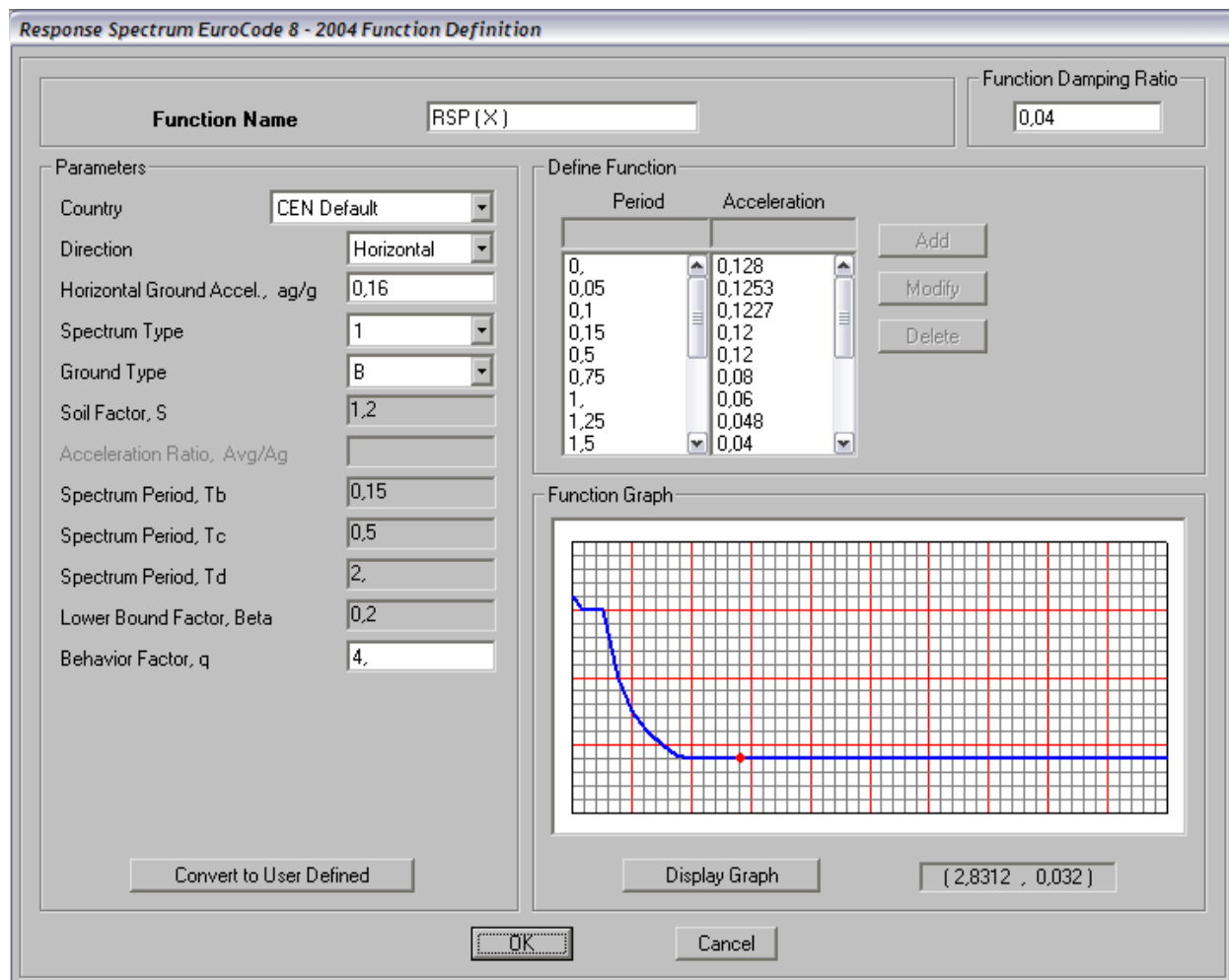
$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

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

Έτσι προκύπτει το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού:



Σχήμα 2.15: Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Κατακόρυφη σεισμική δράση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 εάν η επιτάχυνση a_{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 φέρουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε φορείς με σεισμική μόνωση.

Η Κατακόρυφη Συνιστώσα της σεισμικής δράσης, βάση του Πίνακα 2.10, από τον Ευρωκώδικα για φάσμα τύπου 1 είναι $0,9 \cdot a_g$

Φάσμα	a_{vg}/ a_g	TB (s)	TC (s)	TD (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,00
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,00

Πίνακας 2.10: Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $a_{vg} = 0,9 \cdot 0,16g = 0,144g$. 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.

2.3.5.6 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 δρυσών 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 δρυσών 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 περιόδοί 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.

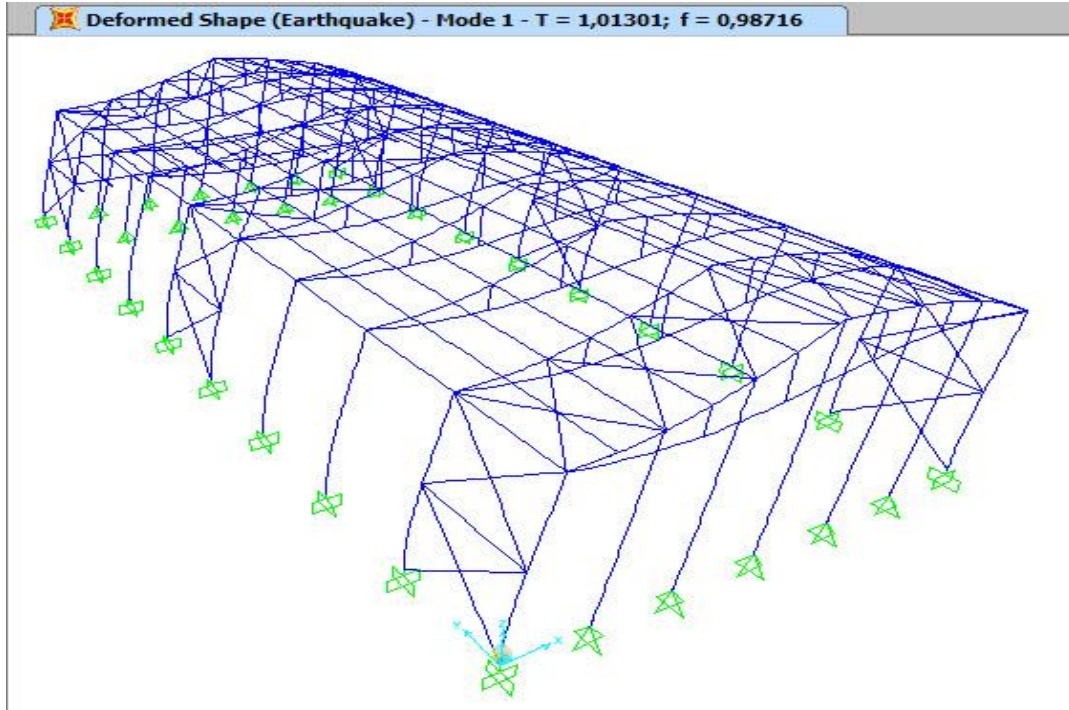
- * Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
- * Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή 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 Μόνιμα(G)+0,8Κινητά(Q)

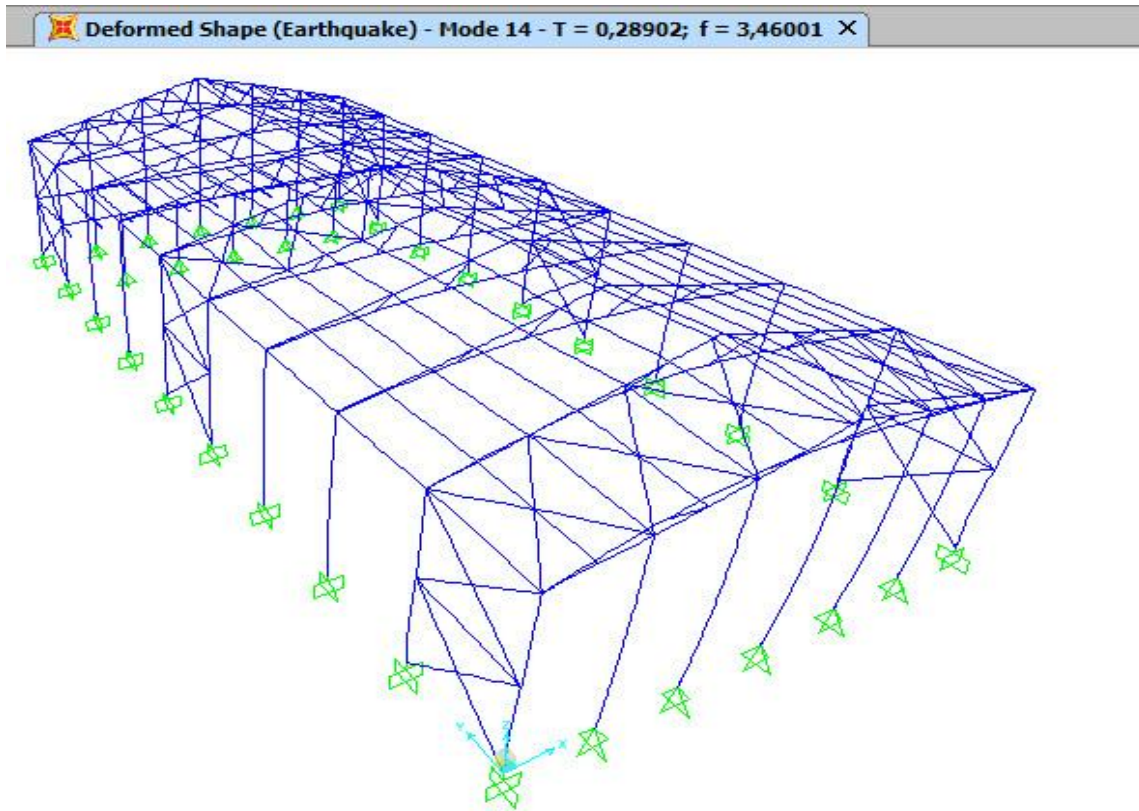
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στον πίνακα 2.11. Παρατηρούμε ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (90%) κατά την διεύθυνση X απαιτήθηκαν 13 ιδιομορφές ενώ κατα την διεύθυνση Y απαιτήθηκαν 40. Αυτό είναι λογικό αφού ένας μεγάλος αριθμός ιδιομορφών αντιστοιχεί σε ταλαντώσεις μεμονομένων στοιχείων της κατασκευής και επομένως για να ληφθεί υπόψη ένα σημαντικό ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας απαιτείται η θεώρηση μεγάλου αριθμού ιδιομορφών. Ωστόσο αν πάρουμε τις ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας, τότε λαμβάνονται υπόψη μόνο 3 κατά την διεύθυνση X και 3 κατα την διεύθυνση Y. Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση X ισούται με $T=1,013\text{sec}$ η οποία δίνεται στην 1^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας ίσο με 73%. Κατά την διεύθυνση Y η κύρια ιδιοπερίοδος ισούται με $T=0,289\text{sec}$, η οποία δίνεται στην 14^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας ίσο με 82%. Στα σχήματα 2.16 και 2.17 που ακολουθούν φαίνονται οι παραμορφώσεις του κτιρίου κατα την 1^η και 14^η ιδιομορφή αντίστοιχα.

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	Earthquake	Mode	1	1,013007	0,72959	8,363E-15	0,0000007984	0,72959	8,363E-15
	Earthquake	Mode	2	0,876728	0,00000000005328	0,05203	0,0000000009423	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	3	0,873808	3,737E-19	0,00000000002595	1,01E-18	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	4	0,873807	0	4,22E-18	0	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	5	0,873807	1,246E-20	3,024E-19	5,797E-20	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	6	0,873807	2,548E-20	2,523E-18	2,704E-20	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	7	0,873807	0	1,094E-18	8,946E-20	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	8	0,873807	1,191E-19	2,397E-18	6,23E-20	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	9	0,873807	0	1,581E-17	0	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	10	0,873807	5,687E-19	2,907E-18	1,506E-18	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	11	0,873807	4,154E-18	8,367E-18	7,528E-18	0,72959	0,05203
	Earthquake	Mode	12	0,460044	0,1236	0,000001288	0,0000002648	0,85319	0,05203
	Earthquake	Mode	13	0,344852	0,07082	0,000008381	0,00001705	0,924	0,05204
	Earthquake	Mode	14	0,289017	0,0000002455	0,81649	0,0000005366	0,924	0,86853
	Earthquake	Mode	15	0,240891	0,01885	0,000000003404	0,000003738	0,94285	0,86853
	Earthquake	Mode	16	0,23373	0,01058	0,0000000819	0,000008073	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	17	0,225061	0,00000000004078	0,00000000003526	3,447E-14	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	18	0,225061	2,894E-13	0,00000000007411	1,517E-15	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	19	0,225061	7,659E-13	6,846E-17	1,447E-18	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	20	0,225061	1,627E-15	1,056E-17	5,186E-18	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	21	0,225061	4,204E-17	1,033E-20	7,407E-20	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	22	0,225061	7,174E-18	2,541E-17	1,688E-20	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	23	0,225061	1,386E-16	1,157E-15	1,325E-17	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	24	0,225061	4,012E-16	7,921E-15	8,259E-17	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	25	0,225061	5,361E-13	0,00000000004531	2,839E-16	0,95343	0,86853
	Earthquake	Mode	26	0,224991	0,0004	0,00000002428	0,000003896	0,95384	0,86853
	Earthquake	Mode	27	0,217594	0,00005822	0,000000000132	0,0000000331	0,95384	0,86853
	Earthquake	Mode	28	0,217581	1,096E-13	5,082E-15	0,0000003047	0,95384	0,86853
	Earthquake	Mode	29	0,217581	2,397E-14	0,000000005666	0,0000001858	0,95384	0,86853
	Earthquake	Mode	30	0,217472	0,00015	0,000000001163	0,0000002095	0,95399	0,86853
	Earthquake	Mode	31	0,207771	0,000006748	0,0000000001059	0,0000006659	0,954	0,86853
	Earthquake	Mode	32	0,207662	5,574E-15	0,0000000004685	0,0000003881	0,954	0,86853
	Earthquake	Mode	33	0,207662	3,834E-14	0,000000007493	0,0000002322	0,954	0,86853
	Earthquake	Mode	34	0,207317	0,00002385	0,000000003144	0,000000624	0,95402	0,86853
	Earthquake	Mode	35	0,202162	1,525E-14	0,0000000002327	0,0000000001432	0,95402	0,86853
	Earthquake	Mode	36	0,201395	0,00173	0,00000002743	0,000003841	0,95576	0,86853
	Earthquake	Mode	37	0,192414	0,00196	0,000000005274	0,00006145	0,95771	0,86853
	Earthquake	Mode	38	0,173405	1,211E-15	0,00000000002591	4,19E-16	0,95771	0,86853
	Earthquake	Mode	39	0,173367	0,00011	0,0000000008023	0,00000002313	0,95782	0,86853
	Earthquake	Mode	40	0,169596	0,0000001483	0,0958	0,000007461	0,95782	0,96433
	Earthquake	Mode	41	0,165498	3,894E-15	3,039E-14	6,122E-15	0,95782	0,96433
	Earthquake	Mode	42	0,165354	0,00001036	0,00000001562	0,0000002031	0,95783	0,96433
	Earthquake	Mode	43	0,164251	1,248E-15	0,0000000004177	0,0000000005544	0,95783	0,96433
	Earthquake	Mode	44	0,163408	0,00081	0,000000003495	0,0000001603	0,95864	0,96433
	Earthquake	Mode	45	0,132087	0,000000002348	0,00082	0,0000003552	0,95864	0,96515

Πίνακας 2.11: Ίδιομορφές από το SAP2000



Σχήμα 2.16: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1^η ιδιομορφή.



Σχήμα 2.17: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 14^η ιδιομορφή

2.4 Συνδυασμοί δράσεων

2.4.1 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 κατάλληλως (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 2.12.

	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
γ_E	1,0	0	-	-

Πίνακας 2.12: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

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 2.13.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: 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 Ε: 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 Η: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*	0,70	0,50	0,20
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$			
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.			

Πίνακας 2.13 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Το υπό μελέτη μεταλλικό κτίριο ανήκει στην **Κατηγορία Ε: Χώροι αποθήκευσης**.

Οι συντελεστές ψ για φορτία που θα χρησιμοποιηθούν φαίνονται στον Πίνακα 2.14.

	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

Πίνακας 2.14: Συντελεστές ψ

2.4.1.1 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:

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

γ) Για καταστάσεις σεισμού:

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

2.4.1.2 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:

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

2.4.2 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

Μόνιμα φορτία

- (D) DEAD :
 - ίδιο βάρος χάλυβα (αυτόματα το SAP)
 - ίδιο βάρος σκυροδέματος σύμμικτης πλάκας (2,4KN/m²)
 - ίδιο βάρος χαλυβδοφύλλων σύμμικτης πλάκας (0,275 KN/m²)
 - ίδιο βάρος μηχανολογικών εγκαταστάσεων (0,150 KN/m²)
 - ίδιο βάρος φύλλων επικάλυψης (0,204 KN/m²)

Ωφέλιμα φορτία

- (LR) LIVE ROOF :
 - κινητό φορτίο στέγης (0,5 KN/m²)
- (LL) LIVE LOFT :
 - κινητό φορτίο παταριού (7,5KN/m²)

Φορτία ανέμου

- (Wi) WIND :
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=0^\circ$ /με κλειστές θύρες/φορτίο προς τα πάνω (W₁)
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=0^\circ$ /με κλειστές θύρες/φορτίο προς τα κάτω (W₂)
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=0^\circ$ /με ανοιχτές θύρες/φορτίο προς τα πάνω (W₃)
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=0^\circ$ /με ανοιχτές θύρες/φορτίο προς τα κάτω (W₄)
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=90^\circ$ /με κλειστές θύρες/φορτίο προς τα πάνω (W₅)
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=90^\circ$ /με κλειστές θύρες/φορτίο προς τα κάτω (W₆)
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=90^\circ$ /με ανοιχτές θύρες/φορτίο προς τα πάνω (W₇)
 - για άνεμο με διεύθυνση $\theta=90^\circ$ /με ανοιχτές θύρες/φορτίο προς τα κάτω (W₈)

Σημείωση: Οι ανεμοπιέσεις σε κάθε επιφάνεια που επιδρούσαν ευνοϊκά, δεν υπολογίστηκαν στους συνδυασμούς φορτίσεων.

Φορτίο χιονιού

- (S) SNOW (0,67KN/m²)

Θερμοκρασιακή μεταβολή

- (T) TEMPERATURE

Σημείωση: Η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με την θερμοκρασία συναρμολόγησης του) λήφθηκε στη περίπτωση μας ίση με 20°C

Σεισμικές δράσεις:

- (Ex) Σεισμός κατά τη διεύθυνση X
- (Ey) Σεισμός κατά τη διεύθυνση Y

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Φορτία προς τα κάτω

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (LR)

1,35G+1,5LR+1,5x1,00LL+1,5x0,6Wi+1,5x0,6T

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (LL) χωρίς χιόνι

1,35G+1,5LL+1,5x1,00LR+1,5x0,6Wi+1,5x0,6T

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (LL) με χιόνι

1,35G+1,5LL+1,5x0,5S+1,5x0,6Wi+1,5x0,6T

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (T) χωρίς χιόνι

1,35G+1,5x1,00LL+1,5x1,00LR+1,5x0,6Wi+1,5xT

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (T) με χιόνι

1,35G+1,5x1,00LL+1,5x0,5S+1,5x0,6Wi+1,5xT

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (S)

1,35G+1,5x1,00LL+1,5xS+1,5x0,6Wi+1,5xT

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (Wi) χωρίς χιόνι

1,35G+1,5x1,00LL+1,5x1,00LR+1,5xWi+1,5x0,6T

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (Wi) με χιόνι

1,35G+1,5x1,00LL+1,5x0,5S+1,5xWi+1,5x0,6T

Φορτία προς τα πάνω

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (Wi)

$$1,00G+1,5xWi+1,5x0,6T$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (T)

$$1,00G+1,5x0,6Wi+1,5xT$$

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Φορτία προς τα κάτω

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (LR)

$$1,00G+1,00LR+1,00x1,00LL+1,00x0,6Wi+1,00x0,6T$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (LL) χωρίς χιόνι

$$1,00G+1,00LL+1,00x1,00LR+1,00x0,6Wi+1,00x0,6T$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (LL) με χιόνι

$$1,00G+1,00LL+1,00x0,5S+1,00x0,6Wi+1,00x0,6T$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (T) χωρίς χιόνι

$$1,00G+1,00x1,00LL+1,00x1,00LR+1,00x0,6Wi+1,0xT$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (T) με χιόνι

$$1,00G+1,00x1,00LL+1,00x0,5S+1,00x0,6Wi+1,00xT$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (S)

$$1,00G+1,00x1,00LL+1,00xS+1,00x0,6Wi+1,00x0,6T$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (Wi) χωρίς χιόνι

$$1,00G+1,00x1,00LL+1,00x1,00LR+1,00xWi+1,0x0,6T$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (Wi) με χιόνι

$$1,00G+1,00x1,00LL+1,00x0,5S+1,00xWi+1,00x0,6T$$

Φορτία προς τα πάνω

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (Wi)

$$1,00G+1,00xWi+1,00x0,6T$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση: (T)

$$1,00G+1,00x0,6Wi+1,00xT$$

ΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ

$$1,0D +0,8(LR+LL)+Ex+0,3Ey$$

$$1,0D +0,8(LR+LL)+Ex-0,3Ey$$

$$1,0D +0,8(LR+LL)-Ex+0,3Ey$$

$$1,0D +0,8(LR+LL)-Ex-0,3Ey$$

$$1,0D +0,8(LR+LL)+Ey+0,3Ex$$

$$1,0D +0,8(LR+LL)+Ey-0,3Ex$$

$$1,0D +0,8(LR+LL)-Ey+0,3Ex$$

$$1,0D +0,8(LR+LL)-Ey-0,3Ex$$

Στο παράρτημα Β φαίνονται όλοι οι συνδυασμοί δράσεων του κτιρίου αναλυτικά.

3 Προσομοίωμα φορέων στο SAP2000

3.1 Παρουσίαση SAP2000



Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 version 15, που εδώ και 30 χρόνια είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης- διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων. Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο ανάλυσης:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.

- Επιπλέον, ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.

- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.

- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις είτε από τις παραμορφώσεις και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για στατική, δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα - βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν τη μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

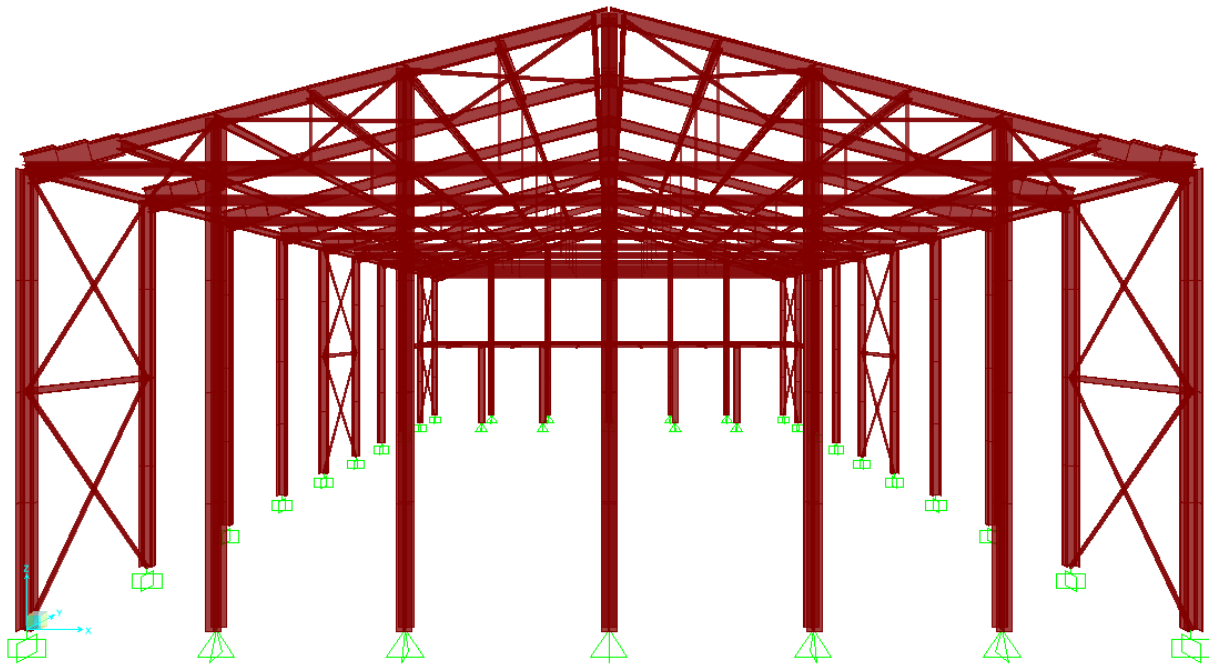
Πιο συγκεκριμένα, μερικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το SAP2000 για τη διευκόλυνση του χρήστη αναφέρονται παρακάτω:

- Σχεδιαστικά εργαλεία AutoCad όπως εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων .
- Καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων. Τα μοντέλα μπορούν να έχουν πολλαπλά συστήματα συντεταγμένων τα οποία μπορούν να περιστραφούν προς οποιαδήποτε κατεύθυνση.
- Στο πρόγραμμα είναι διαθέσιμες χαλύβδινες διατομές οποιασδήποτε μορφής όπως διπλού ταυ, κοίλες τετραγωνικές, κοίλες κυκλικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης καθώς και βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών σύμφωνες με τους Ευρωκώδικες, το AISC και άλλους Διεθνείς κανονισμούς.
- Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).
- Δυνατότητα εξαγωγής των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο πρόγραμμα Excel για περαιτέρω επεξεργασία καθώς και αρχείων DXF για τη γεωμετρία του φορέα.
- Τα μέλη του προσομοιώματος στο πρόγραμμα μπορεί να είναι ευθύγραμμα ή καμπύλα.
- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα (3D, xz, xy, yz) για καλύτερη εποπτεία του φορέα.
- Αναλυτικές πληροφορίες για τα μέλη του προσομοιώματος με ένα δεξί κλικ και πλήρης έλεγχος επάρκειας διατομών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς κλπ.

3.2 Μοντέλα προσομοίωσης

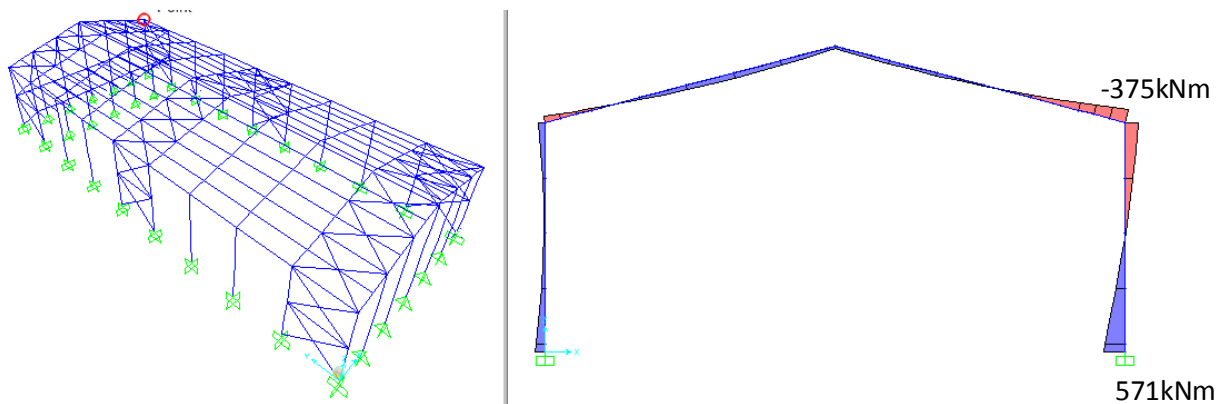
Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστούν, εξεταστούν και συγκριθούν οι διάφορες παραλλαγές φορέων του συγκεκριμένου έργου έτσι όπως έχουν σχεδιαστεί στο πρόγραμμα SAP2000, ούτως ώστε να γίνει η τελική επιλογή.

Τα παρακάτω πλαίσια είναι τα πιο καταπονούμενα σε κάθε περίπτωση, με τον δυσμενέστερο συνδυασμό ο οποίος είναι ο νόμμερο 26 της Ο.Κ.Α. : $1,35DEAD+1,5(LL+W4)+0,75S+0,9T$



3.2.1 1^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο

Σχήμα 3.1: Πλαίσιο φορέα 1ης παραλλαγής



Σχήμα 3.2: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 1ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE450 / Βάρος: 77,6kg/m / Μήκος: 11,79m

Υποστυλώματα: HEB400 / Βάρος: 155,0Kg/m / Μήκος: 18m

Ελκυστήρας: -

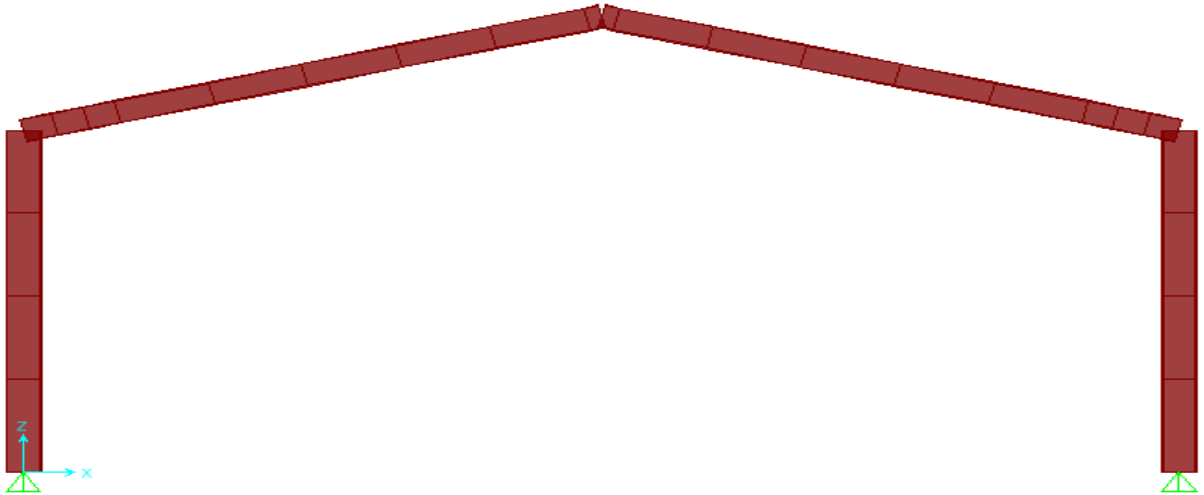
Αναρτήρες: -

Βάρος Πλαισίου: 4620Kg

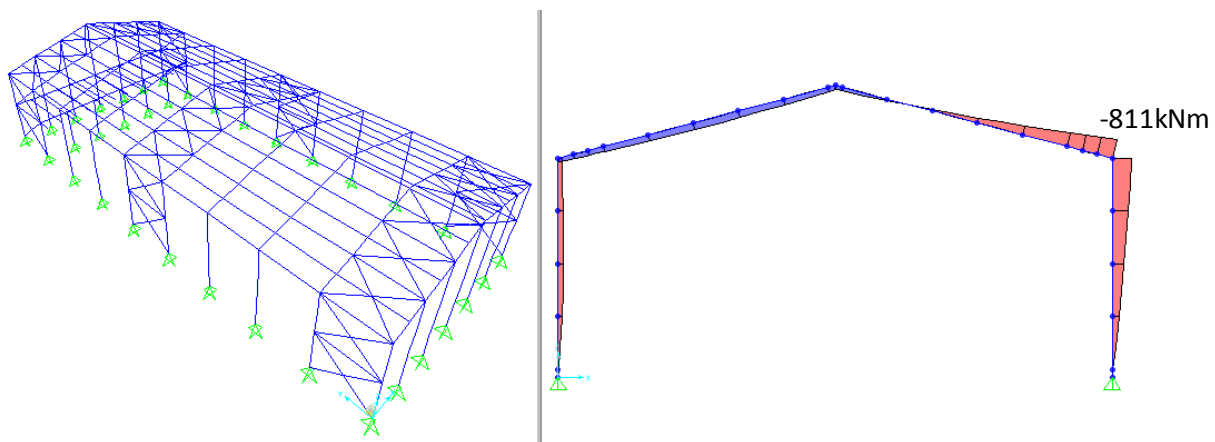
Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **70t**

Κόστος γάλυβα: 77.000€

3.2.2 2^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο

Σχήμα 3.3: Πλαίσιο φορέα 2ης παραλλαγής



Σχήμα 3.4: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 2ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE600 / Βάρος: 122kg/m / Μήκος: 11,79m

Υποστυλώματα: HEB700 / Βάρος: 241 Kg/m / Μήκος: 18m

Ελκυστήρας: -

Αναρτήρες: -

Βάρος Πλαισίου: 7215Kg

Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

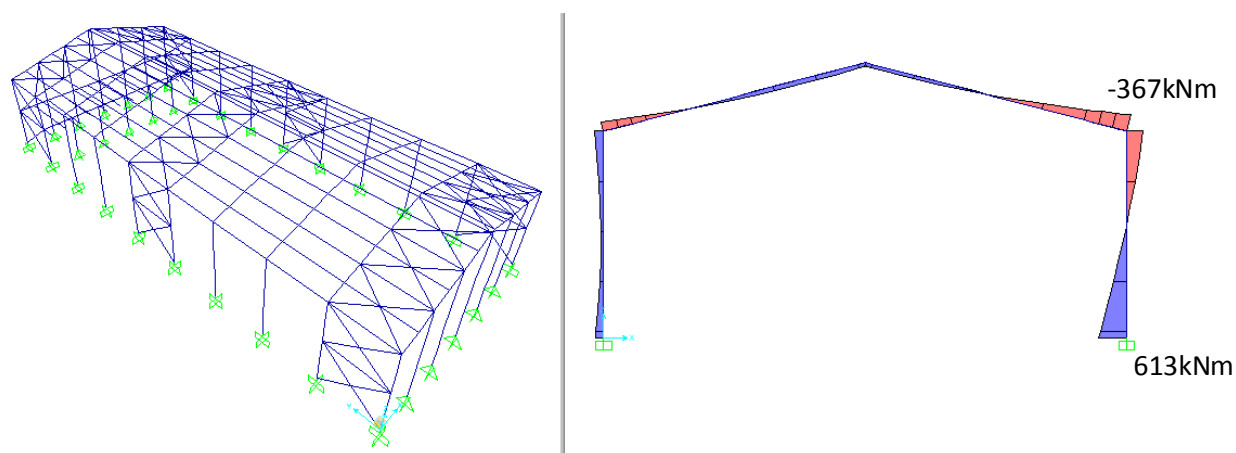
Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **95,9t**

Κόστος χάλυβα: 105.500€

3.2.3 3^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο με ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος



Σχήμα 3.5: Πλαίσιο φορέα 3ης παραλλαγής



Σχήμα 3.6: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 3ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE360 / Βάρος: 57,1kg/m / Μήκος:11,79m

Υποστυλώματα: ΗΕΒ400 / Βάρος: 155Kg/m / Μήκος: 18m

Ελκυστήρας: -

Αναρτήρες: -

Βάρος Πλαισίου: 4136Kg

Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

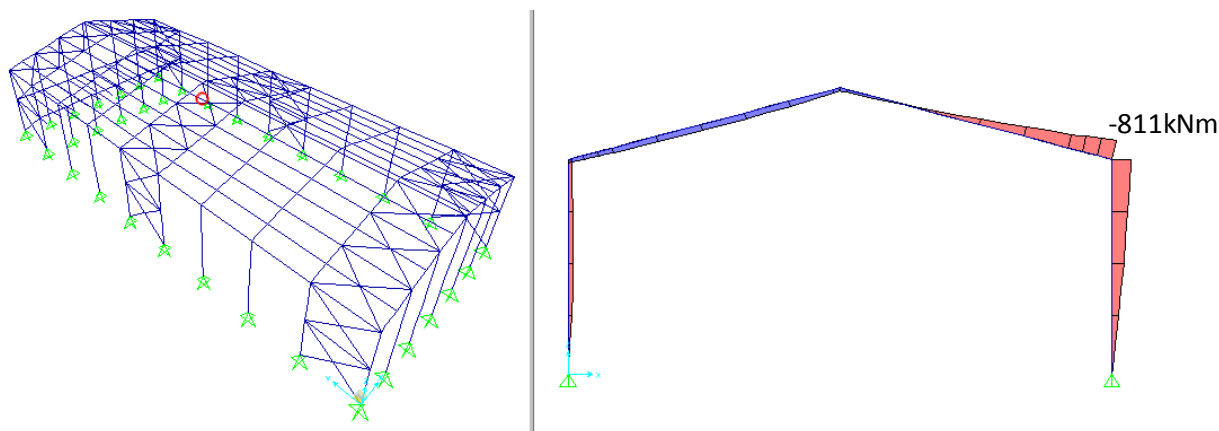
Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **65,1t**

Κόστος χάλυβα: 71.600€

3.2.4 4^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο με ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος



Σχήμα 3.7: Πλαίσιο φορέα 4ης παραλλαγής



Σχήμα 3.8: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 4ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE500 / Βάρος: 90,7kg/m / Μήκος:11,79m

Υποστυλώματα: HEB700 / Βάρος: 241Kg/m / Μήκος: 18m

Ενισχυτικά: IPE550,IPE600,IPE750 / Συνολικό μήκος:1,91m / Συνολικό βαρος: 239Kg

Ελκυστήρας: -

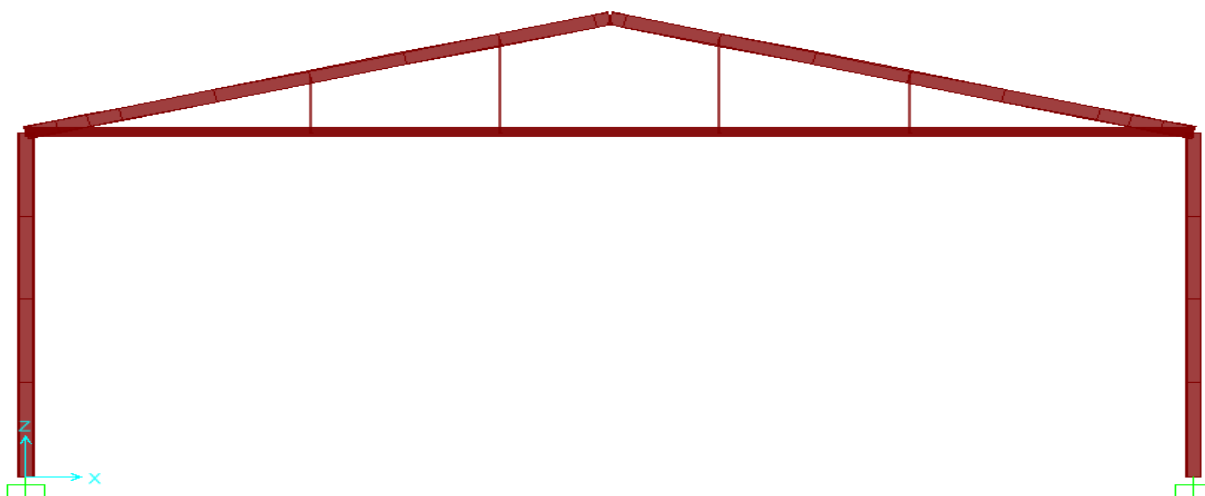
Αναρτήρες: -

Βάρος Πλαισίου: 6476Kg

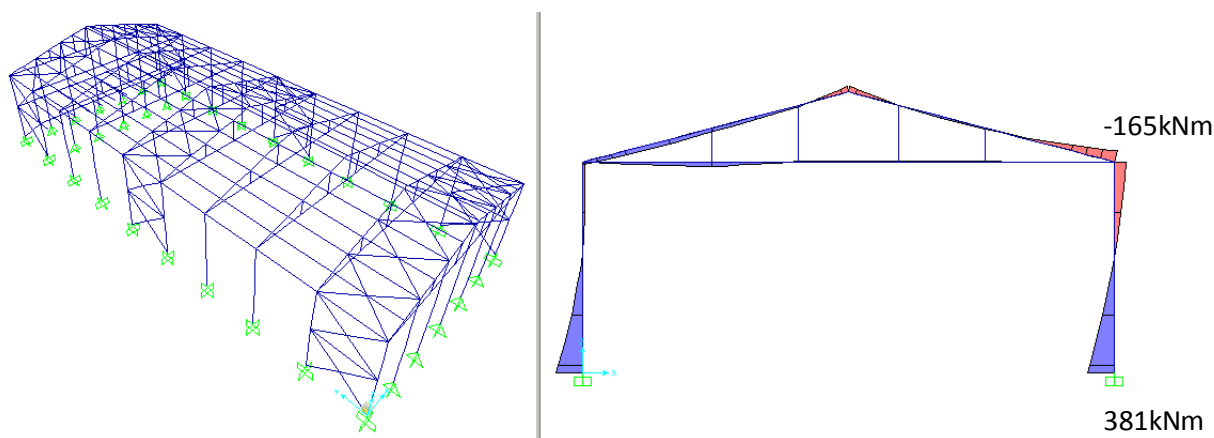
Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **88,5t**

Κόστος γάλυβα: 97.350€

3.2.5 5^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο με ελκυστήρα

Σχήμα 3.9: Πλαίσιο φορέα 5ης παραλλαγής



Σχήμα 3.10: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 5ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE330 / Βάρος: 49,1Kg/m / Μήκος:11,79m

Υποστυλώματα: HEB300 / Βάρος: 117Kg/m / Μήκος: 18m

Ελκυστήρας: 2UPN100/8 / Βάρος: 21,2Kg/m / Μήκος: 22,8m

Αναρτήρες: L50x8 / Συνολικό μήκος: 7,8m / Συνολικό βάρος: 6,28Kg

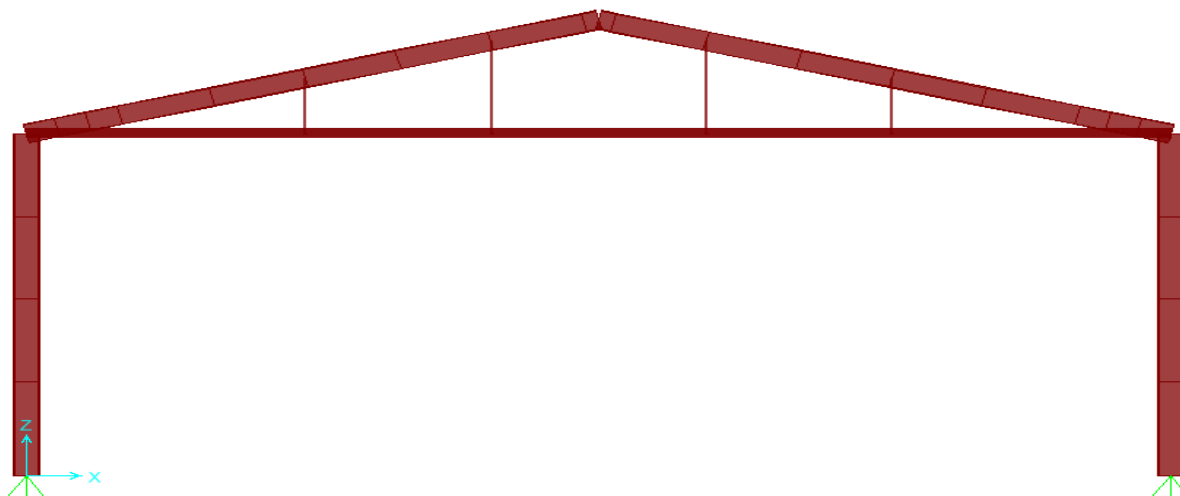
Βάρος Πλαισίου: 3753Kg

Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

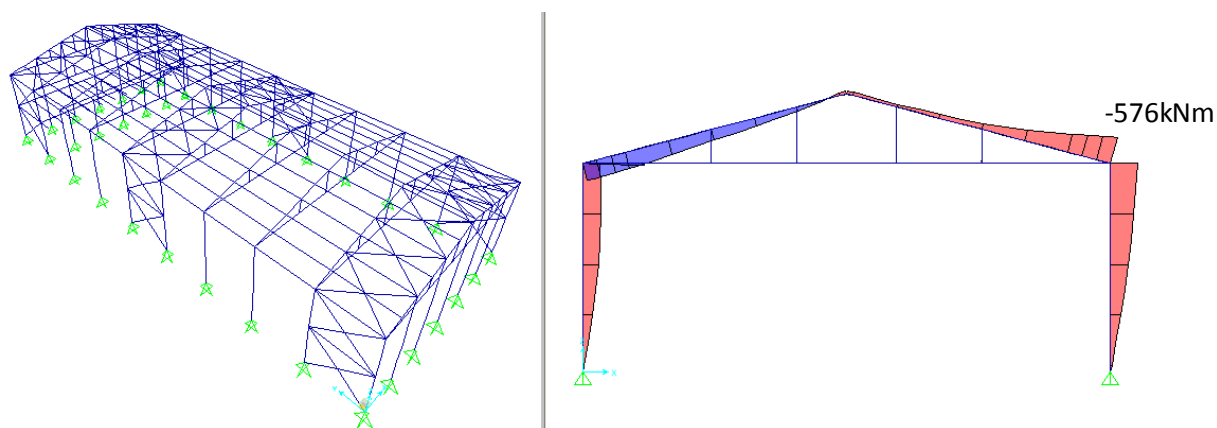
Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **61,3t**

Κόστος γάλυβα: 67.400€

3.2.6 6^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο με ελκυστήρα



Σχήμα 3.11: Πλαίσιο φορέα 6ης παραλλαγής



Σχήμα 3.12: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 6ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE500 / Βάρος: 90,7kg/m / Μήκος:11,79m

Υποστυλώματα: HEB500 / Βάρος: 187Kg/m / Μήκος: 18m

Ελκυστήρας: 2UPN100/8 / Βάρος: 21,2Kg/m / Μήκος: 22,8m

Αναρτήρες: L50x8 / Συνολικό μήκος: 7,8m / Συνολικό βάρος: 6,28Kg

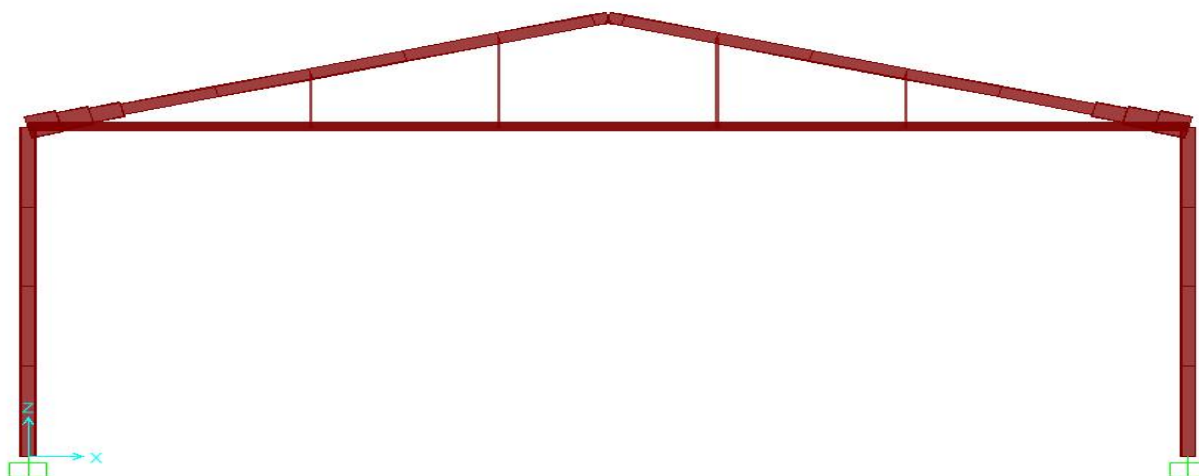
Βάρος Πλαισίου: 5534Kg

Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

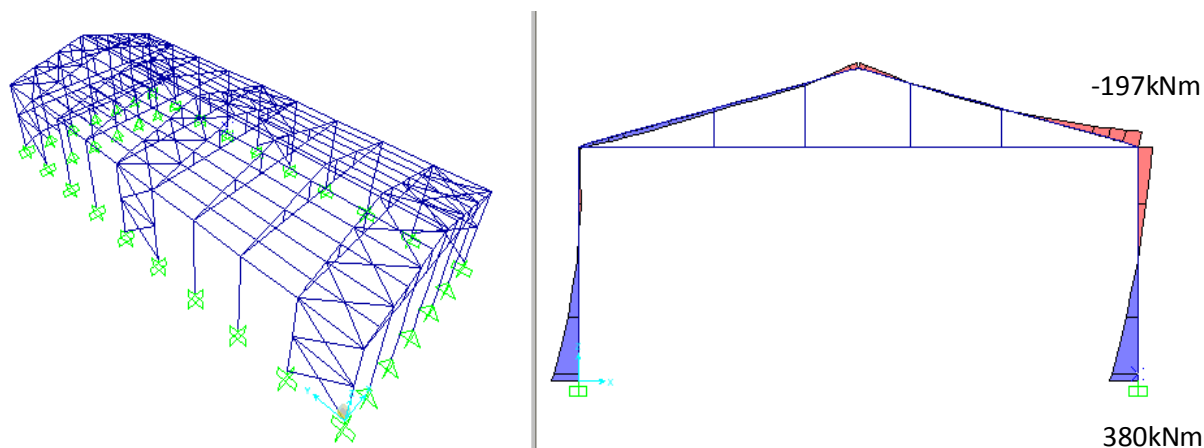
Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **79t**

Κόστος χάλυβα: 86.900€

3.2.7 7^η Παραλλαγή: Αμφίπακτο πλαίσιο με ελκυστήρα και ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος



Σχήμα 3.13: Πλαίσιο φορέα 7ης παραλλαγής



Σχήμα 3.14: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 7ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE300 / Βάρος: 42,2kg/m / Μήκος: 11,79m

Υποστυλώματα: HEB300 / Βάρος: 117Kg/m / Μήκος: 18m

Ελκυστήρας: 2UPN100/8 / Βάρος: 21,2Kg/m / Μήκος: 22,8m

Αναρτήρες: L50x8 / Συνολικό μήκος: 7,8m / Συνολικό βάρος: 6,28Kg

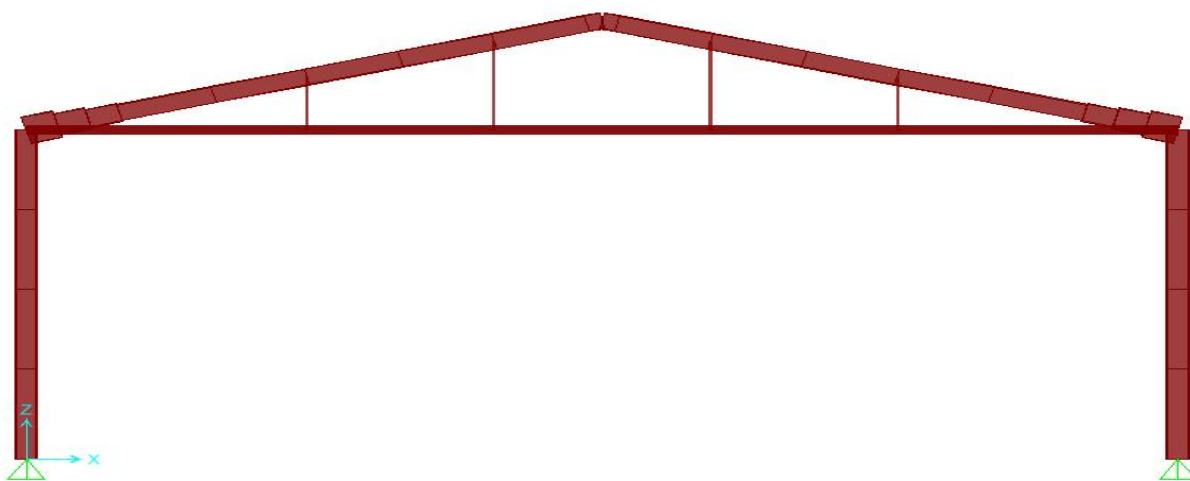
Βάρος Πλαισίου: 3590Kg

Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

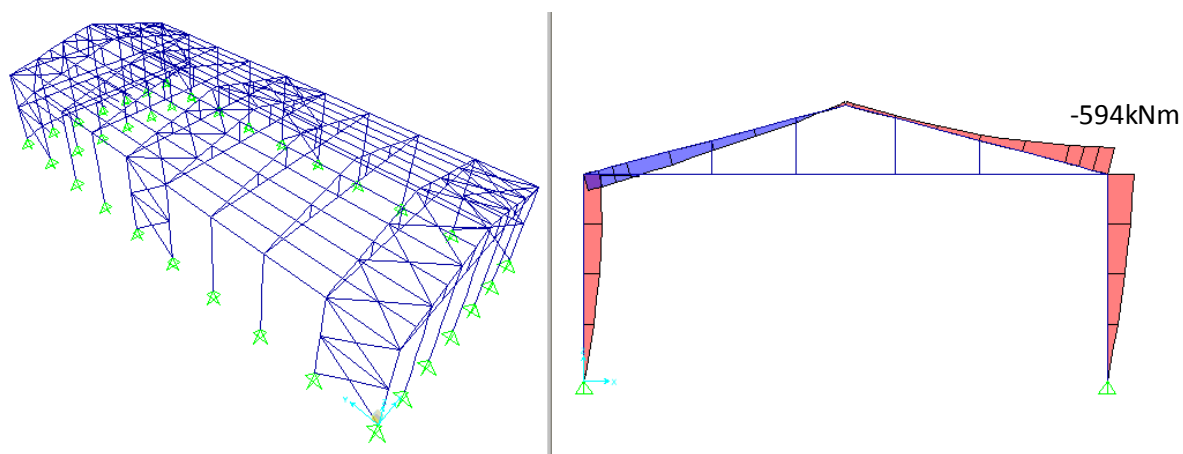
Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **59,6t**

Κόστος χάλυβα: 65.500€

3.2.8 8^η Παραλλαγή: Αμφιαρθρωτό πλαίσιο με ελκυστήρα και ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστύλωματος



Σχήμα 3.15: Πλαίσιο φορέα 8ης παραλλαγής



Σχήμα 3.16: Τρισδιάστατη όψη (αριστερά) και διάγραμμα ροπών (δεξιά) φορέα 8ης παραλλαγής

Ζυγώματα: IPE450 / Βάρος: 77,6kg/m / Μήκος: 11,79m

Υποστύλωματα: HEB500 / Βάρος: 187Kg/m / Μήκος: 18m

Ενισχυτικά: IPE500, IPE600, IPE750 / Συνολικό μήκος: 1,91m / Συνολικό βάρος: 229Kg

Ελκυστήρας: 2UPN100/8 / Βάρος: 21,2Kg/m / Μήκος: 22,8m

Αναρτήρες: L50x8 / Συνολικό μήκος: 7,8m / Συνολικό βάρος: 6,28Kg

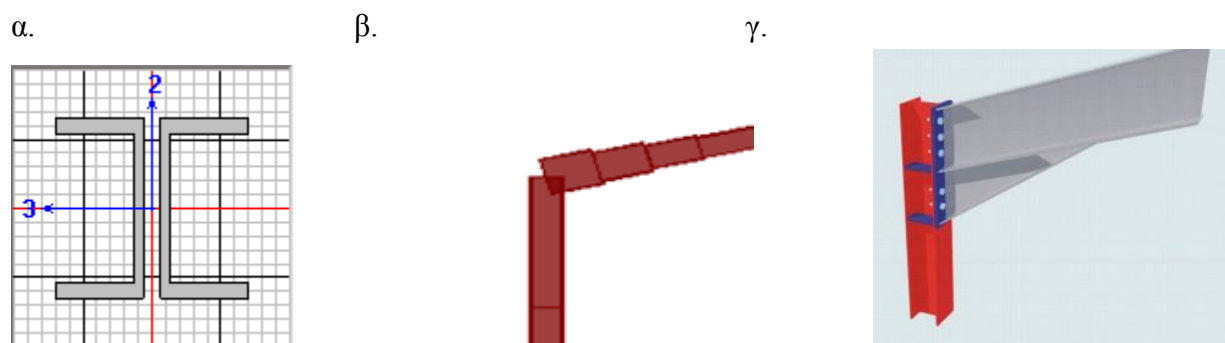
Βάρος Πλαισίου: 4194Kg

Βάρος Τεγίδων / Μηκίδων / Κεφαλοδοκών: 23,750Kg

Συνολικό βάρος φέροντα οργανισμού: **65,7t**

Κόστος γάλυβα: 72.300€

Όπως μπορούμε να συμπαιράνουμε από τα πιο πάνω στοιχεία, η βέλτιστη και πιο οικονομική λύση είναι η 7^η παραλλαγή όπου έχουμε τις πιο μικρές ροπές κάμψης και τις πιο μικρές χαλύβδινες διατομές. Σε αυτό το φορέα χρησιμοποιήθηκαν διατομές IPE300 για τα ζυγώματα και διατομές HEB300 για τα υποστυλώματα, ενώ είναι απαραίτητος ο ελκυστήρας και οι ενισχύσεις στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος. Ο ελκυστήρας είναι διαμορφωμένος με 2UPN100 με απόσταση 8mm μεταξύ τους όπως φαίνεται στο σχήμα 3.17α. Οι ενισχύσεις στους κόμβους προσομοιάστηκαν με 3 διατομές μεγαλύτερης ροπής αδρανείας από το ζυγώμα, μήκους 0,64m το κάθε ένα. Στην πραγματικότητα πρόκειται για ελάσματα με μήκος από 1/20 έως και 1/10 του ανοίγματος του πλαισίου και το ύψος τους περίπου ίσο προς το 80%-100% της βασικής διατομής του ζυγώματος. Με την ενίσχυση αυτή εκτός από την αύξηση ροπής αδρανείας του ζυγώματος, παρέχεται προσθέτως ο απαραίτητος χώρος για τη διαμόρφωση της κοχλίωσης με το υποστυλώμα. Οι κόμβοι αυτοί, μορφώνονται ως δύσκαμπτοι και διαστασιολογούνται με βάση τις σχετικές προβλέψεις των κανονισμών (Ευρωκώδικας 3, Μέρος 1.8 – Συνδέσεις)



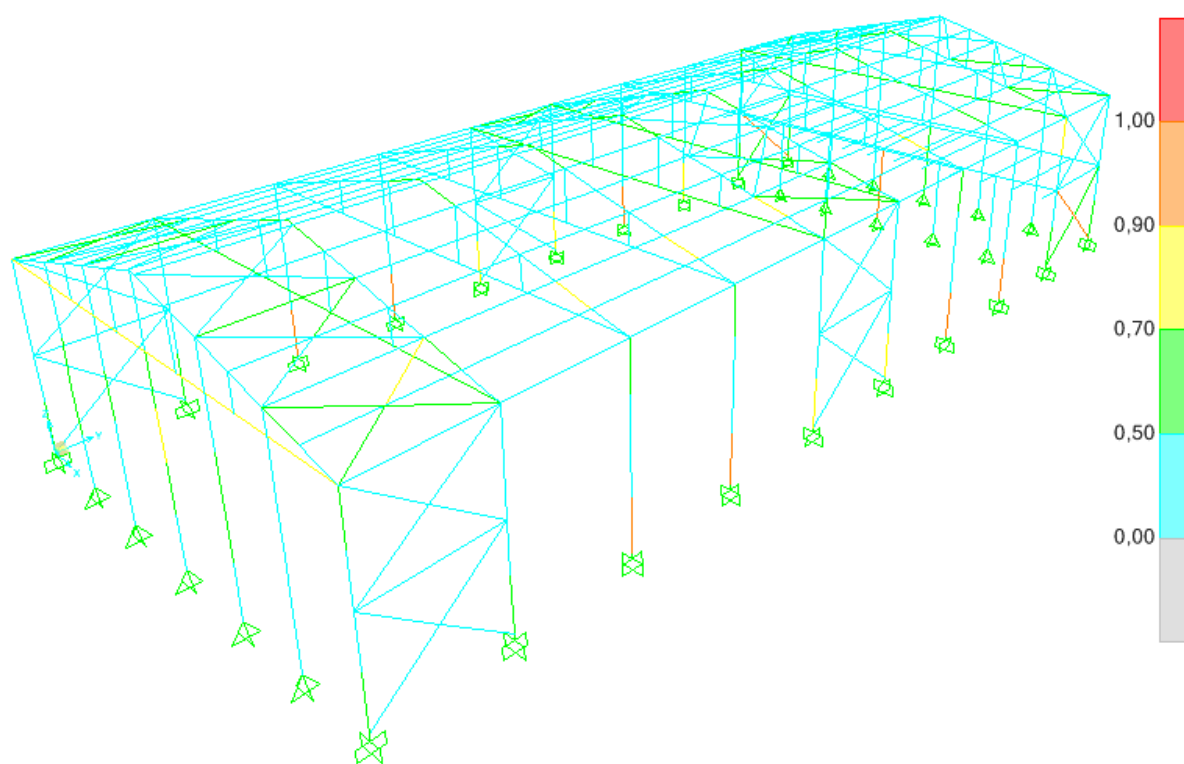
Σχήμα 3.17:(α) προφίλ ελκυστήρα με 2UPN/100/8 ,(β) προσομοίωση ενισχυτικού κόμβου ζυγώματος υποστυλώματος ,(γ) κόμβος ζυγώματος υποστυλώματος

Τα επόμενα δύο κεφάλαια αναφέρονται στην ανάλυση - διαστασιολόγηση και θεμελίωση του φορέα που προέκυψε σαν βέλτιστη λύση.

4 Ανάλυση – Διαστασιολόγηση μελών

4.1 Γενικά

Μέσω του προγράμματος SAP2000, 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.



Σχήμα 4.1: Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών κτιρίου

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

4.2 Απαιτούμενοι ελέγχοι σύμφωνα με τον EC3

4.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS)

Κατάταξη διατομών:

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

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

Οι ροπές αντοχής για τις 4 κατηγορίες διατομών είναι:

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

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

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

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

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

4.2.1.1 Αντοχές διατομών**Μονοαξονικός Εφελκυσμός**

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου $N_{t,Rd}$ είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανόμενη ως η μικρότερη από:

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

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

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 αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας.

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

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

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

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:

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

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:

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

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

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

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

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

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.

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

Πίνακας 4.1: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

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:

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

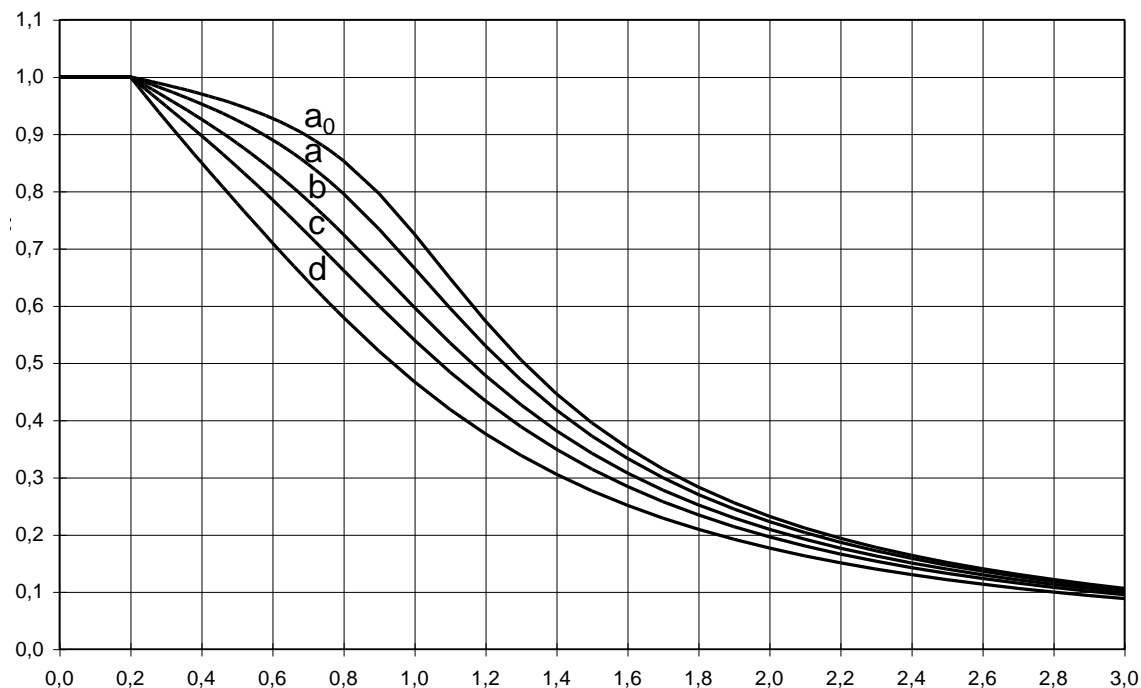
Όπου: L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

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

Στρεπτοκαμπτικός (Πλευρικός) λυγισμός

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

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

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

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

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

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

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

όπου W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

$W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3

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

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

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

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

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

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

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

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

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

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

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

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

όπου N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z 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)

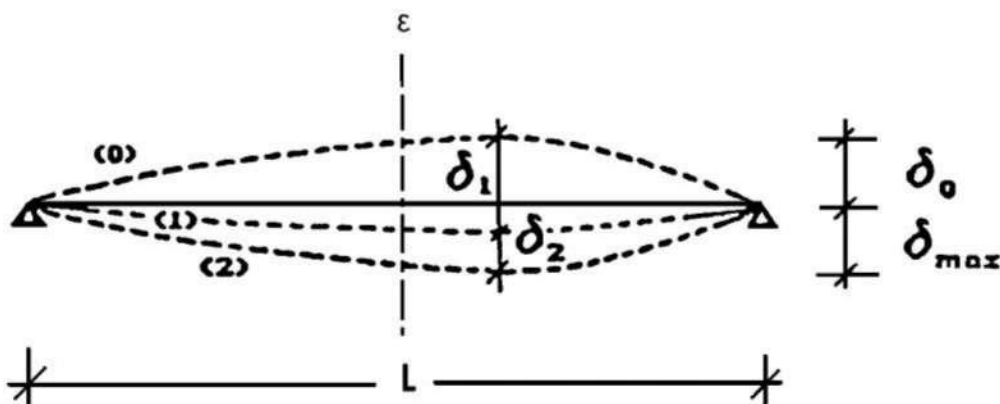
Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι 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.

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

Πίνακας 4.2: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

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

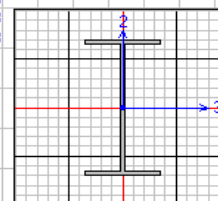
- Μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες: $u \leq H/150$
(u είναι η μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου)

4.3 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου

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

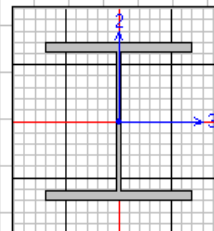
4.3.1 Ζύγωμα (IPE300)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 324	X Mid: 20,023	Combo: ULS26	Design Type: Brace				
Length: 1,915	Y Mid: 23,200	Shape: IPE300	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 1,915	Z Mid: 9,730	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes			D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaDU=1,00					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,005	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,005	Iyy=8,356E-05	Iyy=0,125	We1,yy=5,571E-04	Weff,yy=5,571E-04			
It=0,000	Izz=6,040E-06	izz=0,034	We1,zz=8,053E-05	Weff,zz=8,053E-05			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,300	Wp1,yy=6,280E-04	Av,z=0,003			
E=210000000,0	fy=355000,000	Fu=510000,000	Wp1,zz=1,250E-04	Av,y=0,003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
1,915	-227,973	-101,401	0,056	37,507	-0,049	0,003	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.61	0,726	= 0,148	+ 0,578	+ 0,000	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-227,973	1736,273	1736,273				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1736,273	1975,536	5252,305	5252,305	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	5250,606	0,603	0,724	0,889	1543,217
MajorB(y-y)	a	0,210	5250,606	0,603	0,724	0,889	1543,217
Minor (z-z)	b	0,340	3412,423	0,748	0,873	0,756	1312,366
MinorB(z-z)	b	0,340	3412,423	0,748	0,873	0,756	1312,366
Torsional TF	b	0,340	5252,305	0,603	0,750	0,836	1450,728
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	-101,401	-101,401	202,673	202,673	202,673	185,999	
Minor (z-z)	0,056	0,056	40,341	40,341	40,341		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,521	0,669	0,918	1,505	822,340
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,060	0,277	0,972	0,462			
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major (z)	37,507	478,295	0,078	OK	0,003		
Minor (y)	0,049	633,872	7,703E-05	OK	0,003		
	Up1,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	478,295	1,200	0,558				
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
	P Comp	P Tens					
Axial	N/C	-280,401					



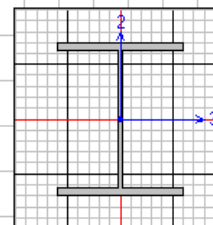
4.3.2 Υποστίλωμα (HEB300)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 229	X Mid: 22,800	Combo: ULS26	Design Type: Column				
Length: 2,475	Y Mid: 11,600	Shape: HE300B	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0,000	Z Mid: 1,238	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	Gamma0U=1,00					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,015	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,015	Iyy=2,517E-04	iyy=0,130	We1,yy=0,002	Weff,yy=0,002			
It=1,890E-06	Izz=8,563E-05	izz=0,076	We1,zz=5,709E-04	Weff,zz=5,709E-04			
Iw=1,690E-06	Iyz=0,000	h=0,300	Wp1,yy=0,002	Av,z=0,012			
E=210000000,0	Fy=355000,000	Fu=510000,000	Wp1,zz=8,700E-04	Av,y=0,005			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
0,000	-126,426	378,847	-0,401	99,346	-0,045	0,003	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0,920	= 0,088	+ 0,830	+ 0,002	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-126,426	4808,636	4808,636				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	4808,636	5471,280	8653,267	8653,267	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	6440,465	0,906	1,031	0,657	3160,051
MajorB (y-y)	b	0,340	6440,465	0,906	1,031	0,657	3160,051
Minor (z-z)	c	0,490	2191,089	1,554	2,039	0,298	1431,713
MinorB (z-z)	c	0,490	2191,089	1,554	2,039	0,298	1431,713
Torsional TF	c	0,490	8653,267	0,782	0,948	0,674	3238,917
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	378,847	378,847	603,177	603,177	603,177	451,098	
Minor (z-z)	-0,401	-0,401	280,773	280,773	280,773		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,879	0,957	0,748	1,312	859,528
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,028	0,674	0,988	1,124			
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major (z)	99,346	882,256	0,113	OK	0,003		
Minor (y)	0,045	2239,273	1,988E-05	OK	0,003		
	Up1,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	882,256	1,200	0,339				



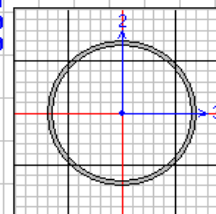
4.3.3 Υποστύλωμα ημιωρόφου (HEA360)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 405	X Mid: 11,400	Combo: ULS19	Design Type: Column				
Length: 4,650	Y Mid: 46,400	Shape: HE360A	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 4,650	Z Mid: 2,325	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOU=1,00					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,014	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,014	Iyy=3,309E-04	iyy=0,152	We1,yy=0,002	Weff,yy=0,002			
It=1,530E-06	Izz=7,887E-05	izz=0,074	We1,zz=5,258E-04	Weff,zz=5,258E-04			
Iw=2,180E-06	Iyz=0,000	h=0,350	Wp1,yy=0,002	Av,z=0,011			
E=210000000,0	Fy=355000,000	fu=510000,000	Wp1,zz=8,020E-04	Av,y=0,005			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
4,650	-275,805	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0,904	= 0,904	+ 0,000	+ 0,000	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-275,805	4615,000	4615,000				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	4615,000	5250,960	4680,354	4680,354	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	31718,300	0,400	0,614	0,926	4273,714
MajorB(y-y)	b	0,340	31718,300	0,400	0,614	0,926	4273,714
Minor (z-z)	c	0,490	381,336	3,649	8,001	0,066	305,186
MinorB(z-z)	c	0,490	7857,662	0,804	0,971	0,660	3044,897
Torsional TF	c	0,490	4680,354	1,041	1,248	0,516	2382,555
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	0,000	0,000	673,855	673,855	673,855	180,208	
Minor (z-z)	0,000	0,000	258,827	258,827	258,827		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	1,810	2,308	0,267	1,000	226,149
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,013	0,655	0,990	1,091			
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major (z)	0,000	916,727	0,000	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	2077,541	0,000	OK	0,000		
	Vp1,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	916,727	1,200	0,448				



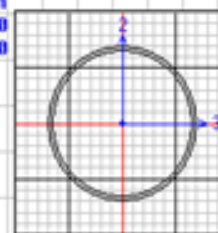
4.3.4 Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας (TUBO-D 127x4)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary For Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 198	X Mid: 0,000	Combo: ULS28	Design Type: Brace				
Length: 3,717	Y Mid: 47,850	Shape: TUBO-D127X4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0,000	Z Mid: 3,488	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,002	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,002	Iyy=2,926E-06	iyy=0,044	We1,yy=4,608E-05	Weff,yy=4,608E-05			
It=5,846E-06	Izz=2,926E-06	izz=0,044	We1,zz=4,608E-05	Weff,zz=4,608E-05			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,127	Wp1,yy=6,054E-05	Av,z=9,842E-04			
E=199947978,8	Fy=344737,894	Fu=448159,263	Wp1,zz=6,054E-05	Av,y=9,842E-04			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
0,000	-78,436	-0,225	5,239E-05	-0,294	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0,915	= 0,911	+ 0,004	+ 0,000	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-78,436	484,513	484,513				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	484,513	498,855	118770,245	104,487	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	417,946	1,129	1,235	0,576	279,159
MajorB(y-y)	a	0,210	417,946	1,129	1,235	0,576	279,159
Minor (z-z)	a	0,210	104,487	2,258	3,267	0,178	86,113
MinorB(z-z)	a	0,210	104,487	2,258	3,267	0,178	86,113
Torsional TF	a	0,210	104,487	2,258	3,267	0,178	86,113
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	-0,225	-0,225	18,973	18,973	18,973	18,973	
Minor (z-z)	0,000	5,239E-05	18,973	18,973	18,973		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,212	0,527	0,990	2,140	463,865
	kyy	kyy	kzy	kzz			
Factors	0,573	1,037	0,344	1,729			
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major (z)	0,294	178,084	0,002	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	178,084	0,000	OK	0,000		
	Up1,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	178,084	1,200	0,000				
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
	P Comp	P Tens					
Axial	-78,436	N/C					



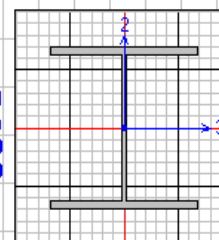
4.3.5 Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας (TUBO-D101.6x3,6)

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Conbo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 147	X Mid: 20,022	Combo: ULS28	Design Type: Brace				
Length: 3,475	Y Mid: 47,850	Shape: TUBO-D101.6X3.6	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 3,475	Z Mid: 9,730	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lin=1,000				
Aeff=0,001	eMy=0,000	eMz=0,000					
A=0,001	Iyy=1,332E-06	iy=0,035	Wel,yy=2,622E-05	Weff,yy=2,622E-05			
It=2,661E-06	Izz=1,332E-06	iz=0,035	Wel,zz=2,622E-05	Weff,zz=2,622E-05			
Iu=0,000	Iyz=0,000	h=0,102	Wpl,yy=3,459E-05	Wu,z=7,054E-04			
E=199947978,8	Fy=344737,894	Fu=448159,263	Wpl,zz=3,459E-05	Wu,y=7,054E-04			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Hed	Hed,yy	Hed,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
3,475	-27,640	-0,198	-0,003	0,253	0,000	0,000	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.61	0,632	- 0,606	+ 0,026	+ 0,000	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Hed Force	Hc,Rd Capacity	NT,Rd Capacity				
Axial	-27,640	347,245	347,245				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	347,245	357,524	85112,645	54,418	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	54,418	2,649	4,267	0,131	45,622
MajorB(y-y)	a	0,210	54,418	2,649	4,267	0,131	45,622
Minor (z-z)	a	0,210	217,672	1,325	1,495	0,457	158,594
MinorB(z-z)	a	0,210	217,672	1,325	1,495	0,457	158,594
Torsional TF	a	0,210	54,418	2,649	4,267	0,131	45,622
MOMENT DESIGN							
	Hed Moment	Hed,span Moment	Hc,Rd Capacity	Hu,Rd Capacity	Hn,Rd Capacity	Hb,Rd Capacity	
Major (y-y)	-0,198	-0,198	10,840	10,840	10,840	10,840	
Minor (z-z)	-0,003	-0,003	10,840	10,840	10,840	10,840	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Hcr
LTB	d	0,760	0,159	0,497	1,000	2,222	469,059
	Factors	kyy	kyy	kzy	kzz		
		1,485	0,410	0,891	0,684		
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major (z)	0,253	127,631	0,002	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	127,631	0,000	OK	0,000		
	Upl,Rd	Eta	LambdaBarV				
Reduction	127,631	1,200	0,000				
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
	P Comp	P Tens					
Axial	N/C	-27,640					



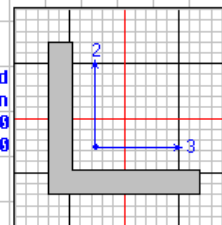
4.3.6 Μετωπικός στύλος (HEA320)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 537	X Mid: 11,400	Combo: ULS26	Design Type: Column				
Length: 2,175	Y Mid: 0,000	Shape: HE320A	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 2,175	Z Mid: 5,738	Class: Class 2	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOU=1,00					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,012	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,012	Iyy=2,293E-04	Iyy=0,136	Wel,yy=0,001	Weff,yy=0,001			
It=1,120E-06	Izz=6,985E-05	izz=0,075	Wel,zz=4,657E-04	Weff,zz=4,657E-04			
Iw=1,515E-06	Iyz=0,000	h=0,310	Wpl,yy=0,002	Av,z=0,010			
E=210000000,0	fy=355000,000	Fu=510000,000	Wpl,zz=7,100E-04	Av,y=0,004			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
2,175	-9,659	-167,667	0,000	-3,151	0,000	0,000	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0,720	= 0,013	+ 0,707	+ 0,000	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-9,659	4001,818	4001,818				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	4001,818	4553,280	4653,280	4653,280	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	100462,637	0,209	0,523	0,997	3988,594
MajorB(y-y)	b	0,340	100462,637	0,209	0,523	0,997	3988,594
Minor (z-z)	c	0,490	1005,363	2,092	3,153	0,181	726,100
MinorB(z-z)	c	0,490	1005,363	2,092	3,153	0,181	726,100
Torsional TF	c	0,490	4653,280	0,973	1,162	0,556	2224,926
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mu,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-167,667	-174,520	525,400	525,400	525,400	246,551	
Minor (z-z)	0,000	0,000	229,136	229,136	229,136		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	1,302	1,463	0,469	1,015	340,968
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,984	0,611	0,998	1,019			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress Ratio	Status Check	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	3,151	759,560	0,004	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	1842,584	0,000	OK	0,000		
	Upl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	759,560	1,200	0,441				



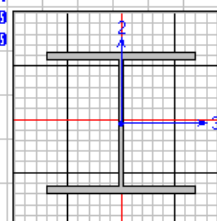
4.3.7 Αναρτήρας ελκυστήρα (L50x8)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 641	X Mid: 13,544	Combo: ULS30	Design Type: Column				
Length: 2,436	Y Mid: 17,400	Shape: L50X8	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 2,436	Z Mid: 10,218	Class: Class 3	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOU=1,00					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=7,413E-04	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=7,413E-04	Iyy=0,000	iyz=0,015	We1,yy=4,684E-06	Weff,yy=4,684E-06			
It=0,000	Izz=0,000	izz=0,015	We1,zz=4,684E-06	Weff,zz=4,684E-06			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,050	Wp1,yy=8,636E-06	Av,z=4,000E-04			
E=210000000,0	fy=355000,000	Fu=510000,000	Wp1,zz=8,636E-06	Av,y=4,000E-04			
Rot= 45 deg	Imax=0,000	Imin=0,000	imax=0,019	imin=0,010			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
2,436	-11,706	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0,266	= 0,266	+ 0,000	+ 0,000	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-11,706	239,238	239,238				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	239,238	272,205	1825,262	88,698	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	56,875	2,151	3,145	0,184	43,979
MajorB(y-y)	b	0,340	56,875	2,151	3,145	0,184	43,979
Minor (z-z)	b	0,340	56,875	2,151	3,145	0,184	43,979
MinorB(z-z)	b	0,340	56,875	2,151	3,145	0,184	43,979
Torsional TF	b	0,340	88,698	1,722	2,242	0,272	65,048
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	0,000	0,000	1,512	1,512	1,512	1,239	
Minor (z-z)	0,000	0,000	1,512	1,512	1,512		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,442	0,690	0,820	1,000	8,492
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,160	1,160	0,982	1,160			
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major (z)	0,000	74,531	0,000	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	74,531	0,000	OK	0,000		
	Upl,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	74,531	1,200	0,000				



4.3.8 Κεφαλοδοκός (HEA200)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 242	X Mid: 22,800	Combo: ULS23	Design Type: Beam				
Length: 5,800	Y Mid: 20,300	Shape: HE200A	Frame Type: DGH-MRF				
Loc : 5,800	Z Mid: 9,000	Class: Class 2	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? Yes			D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1,10	GammaM1=1,10	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	Gamma0U=1,00					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,005	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,005	Iyy=3,692E-05	iyy=0,083	We1,yy=3,886E-04	Weff,yy=3,886E-04			
It=0,000	Izz=1,336E-05	izz=0,050	We1,zz=1,336E-04	Weff,zz=1,336E-04			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,190	Wp1,yy=4,290E-04	Av,z=0,004			
E=210000000,0	Fy=355000,000	fu=510000,000	Wp1,zz=2,040E-04	Av,y=0,002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
5,800	-7,189	0,000	0,000	1,653	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0,039	= 0,013	+ 0,025	+ 0,000	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-7,189	1736,273	1736,273				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1736,273	1975,536	2528,312	2528,312	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	2274,703	0,916	1,042	0,651	1129,769
MajorB(y-y)	b	0,340	2274,703	0,916	1,042	0,651	1129,769
Minor (z-z)	c	0,490	823,132	1,523	1,984	0,307	533,241
MinorB(z-z)	c	0,490	823,132	1,523	1,984	0,307	533,241
Torsional TF	c	0,490	2528,312	0,869	1,042	0,619	1074,585
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	0,000	2,397	138,450	138,450	138,450	94,056	
Minor (z-z)	0,000	0,000	65,836	65,836	65,836		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,980	1,062	0,679	1,136	158,480
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,954	0,611	0,998	1,019			
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major (z)	1,653	336,319	0,005	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	796,546	0,000	OK	0,000		
	Up1,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	336,319	1,200	0,372				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	UMajor Left	UMajor Right					
Major (U2)	1,653	1,653					



4.3.9 Τεγίδα (IPE160)

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. Η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται στην αμφιέριστη τεγίδα είναι $ql^2/8$.

Το πλάτος επιρροής για τα φορτία στην τεγίδα είναι 1,915m.

Τα φορτία στην τεγίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο Βάρος Τεγίδας: $g=0,158 \text{ kN/m}$ (προεπιλογή IPE160)
- Φορτίο φύλλων επικάλυψης στέγης και μηχανολογικών εγκαταστάσεων (Πρόσθετο Μόνιμο) : $g'=0,354 \text{ KN/m}^2 \times 1,915 \text{ m} \Rightarrow g'=0,678 \text{ kN/m}$
- Κινητό φορτίο στέγης: $q=0,5 \text{ KN/m}^2 \times 1,915 \text{ m} \Rightarrow q=0,958 \text{ kN/m}$
- Φορτίο Χιονιού: $s=0,67 \text{ KN/m}^2 \times 1,915 \text{ m} \Rightarrow s=1,283 \text{ kN/m}$
- Φορτίο Ανέμου: $W_7=-2,49 \text{ KN/m}^2 \times 1,915 \text{ m} \Rightarrow W_7=-4,768 \text{ KN/m}$ (δυσμενέστερη περίπτωση)

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας υπολογίζουμε το συνδυασμό δράσεων με κύρια μεταβλητή το φορτίο ανέμου, διότι είναι η κυριότερη φόρτιση στην τεγίδα.η οποία βρίσκεται υπό γωνία $\alpha=14,74^\circ$

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$P_{d,z} = \sum \gamma_{Gj} G_j + \gamma_{Q1} Q_{k1} \sum \gamma_{Qi} Q_i$$

Επιμέρους συντελεστές:

γ_{Gj} : για μόνιμες δράσεις. 1,35 για δυσμενής επιρροή και 1,00 για ευμενής

γ_{Q1} : για επικρατέστερη μεταβλητή δράση 1,5

γ_{Qi} : για μεταβλητές δράσεις 1,5 για δυσμενής επιρροή και 0 για ευμενής

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

Για δυσμενή συνδυασμό με φορτία προς τα πάνω και κύρια φόρτιση τον άνεμο έχουμε:

$$\begin{aligned} P_{d,y} &= [1,00 \times (g+g') + 0 \times q] \cos \alpha + 1,50 \times w \\ &= 1,00 \times (0,158 + 0,678) \cos(14,74^\circ) - 1,5 \times 4,768 \\ \Rightarrow P_{d,y} &= -6,34 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

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

$$\begin{aligned} P_{d,z} &= [1,35 \times (g+g') + 0 \times q + 1,50 \times s] \sin \alpha \\ &= [1,35 \times (0,158 + 0,678) + 1,50 \times 1,283] \sin(14,74^\circ) \\ \Rightarrow P_{d,z} &= 0,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

$$M_{Ed,y} = P_{d,y} \times l^2/8 = 6,34 \times 5,8^2/8 = 62,55 \text{ kNm} \Rightarrow M_{Ed,y} = 2666 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,z} = P_{d,z} \times l^2/8 = 0,78 \times 5,8^2/8 = 3,28 \text{ kNm} \Rightarrow M_{Ed,z} = 328 \text{ kNcm}$$

Πρέπει να ισχύει: $M_{Ed,y} \leq M_{pl,y} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{μ0} \Rightarrow W_{pl,y} \geq M_{Ed,y} \times \gamma_{μ0} / f_y$

$$W_{pl,y} \geq 2666 \times 1,0 / 35,5 = 75,1 \text{cm}^3$$

Επιλέγουμε **IPE140** με $W_{pl,y} = 88,34 \text{cm}^3$.

Έλεγχος σε Τέμνουσα

$$V_{Ed} = q \times l / 2 = 6,34 \times 5,8 / 2 = 18,39 \text{ kN}$$

$$V_{c,rd} = (A_{vz} \times f_y) / (3^{1/2} \times \gamma_{μ0}) = (7,64 \times 35,5) / (3^{1/2} \times 1,0)$$

$$\Rightarrow V_{c,rd} = \mathbf{156,59 \text{ kN}} > V_{Ed} = 18,39 \text{ kN}$$

Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται

Έλεγχος σε Διαξονική Κάμψη

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

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

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

Επειδή όπου $N_{Ed} = 0$, $\Rightarrow n=0$ και $\alpha=2$ και $\beta=1$

$$M_{Rd,y} = W_{pl,y} \times f_y = 88,34 \times 35,5 = 3136 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd,z} = W_{pl,z} \times f_y = 19,25 \times 35,5 = 683,4 \text{ kNcm}$$

Έχουμε:

$$\left[\frac{2666}{3136} \right]^2 + \left[\frac{328}{683,4} \right]^1 = 1,2 > 1$$

Ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη δεν ικανοποιείται

Επιλέγω διατομή **IPE160** με $W_{pl,y} = 123,9 \text{cm}^3$ και $W_{pl,z} = 26,10 \text{cm}^3$

$$M_{Rd,y} = W_{pl,y} \times f_y = 123,9 \times 35,5 = 4398,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd,z} = W_{pl,z} \times f_y = 26,10 \times 35,5 = 926,6 \text{ kNcm}$$

$$\checkmark \left[\frac{2666}{4398,5} \right]^2 + \left[\frac{328}{926,6} \right]^1 = 0,72 < 1$$

Άρα ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη με διατομή **IPE160** ικανοποιείται

4.3.10 Μηκίδα (IPE160)

Το πλάτος επιρροής για τα φορτία στη μηκίδα είναι 2,175 m

Τα φορτία στην τεγίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο Βάρος Τεγίδας: $g=0,158 \text{ kN/m}$ (προεπιλογή IPE160)
- Φορτίο Ανέμου: $W_7=2,25 \text{ kN/m}^2 \times 2,175 \Rightarrow w=4,89 \text{ kN/m}$
- Φορτίο φύλλων επικάλυψης στέγης και μηχανολογικών εγκαταστάσεων (Πρόσθετο Μόνιμο) : $g'=0,354 \text{ kN/m}^2 \times 2,175 \text{ m} \Rightarrow g'=0,77 \text{ kN/m}$

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας έχουμε:

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

$$\begin{aligned} P_{d,y} &= 1,35 \times g + 1,50 \times w \\ &= 1,35 \times 0 + 1,50 \times 4,89 \\ &\Rightarrow P_{d,y} = 7,34 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

$$\begin{aligned} P_{d,z} &= 1,35 \times g + 1,50 \times w \\ &= 1,35 \times (0,158 + 0,77) + 1,50 \times 0 \\ &\Rightarrow P_{d,z} = 1,253 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{Ed,y} = P_{d,y} \times l^2/8 = 7,34 \times 5,8^2/8 = 3086 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,z} = P_{d,z} \times l^2/8 = 0,213 \times 5,8^2/8 = 90,0 \text{ kNcm}$$

Πρέπει να ισχύει $M_{Ed,y} \leq M_{pl,y} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow W_{pl,y} \geq M_{Ed,y} \times \gamma_{m0} / f_y$
 $W_{pl,Rd,y} \geq 3086 \times 1,00/35,5 \Rightarrow W_{pl,y} = 86,93 \text{ cm}^3$.

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

Έλεγχος σε Τέμνουσα

$$V_{Ed} = q \times l/2 = 7,34 \times 5,8 / 2 = 21,29 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{c,rd} &= (A_{vz} \times f_y) / (\sqrt{3} \times \gamma_{m0}) = (9,66 \times 35,5) / (3^{1/2} \times 1,0) \\ &\Rightarrow V_{c,rd} = 198 \text{ kN} > V_{Ed} = 21,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος σε Διαξονική Κάμψη

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

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 $\beta=1$

$$M_{Rd,y} = W_{pl,y} \times f_y = 123,9 \times 35,5 = 4398,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd,z} = W_{pl,z} \times f_y = 26,10 \times 35,5 = 926,6 \text{ kNcm}$$

Έχουμε:

$$\left[\frac{3086}{4398,5} \right]^2 + \left[\frac{90}{926,6} \right]^1 = 0,59 < 1$$

Άρα ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη με διατομή **IPE160** ικανοποιείται

4.3.11 Ελκυστήρας (2UPN100/8)

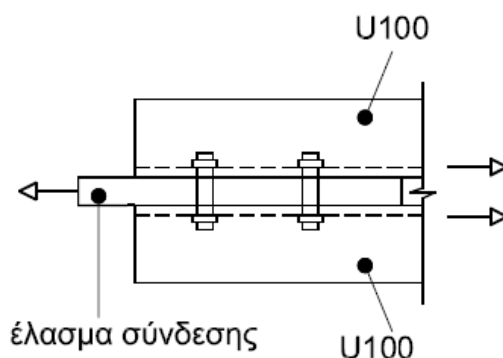
Σκοπός του ελκυστήρα είναι να παίρνει εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις έτσι ώστε να ‘ανακουφίζονται’ τα υποστυλώματα, γι’ αυτό και ελέγχεται μόνο σε εφελκυσμό.

Αντοχή ελκυστήρα σε εφελκυσμό

Πλήρης διατομή 2UPN100: $A = 2 \times 13,5 \text{ cm}^2 = 27 \text{ cm}^2$

$$t_w = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ cm}$$

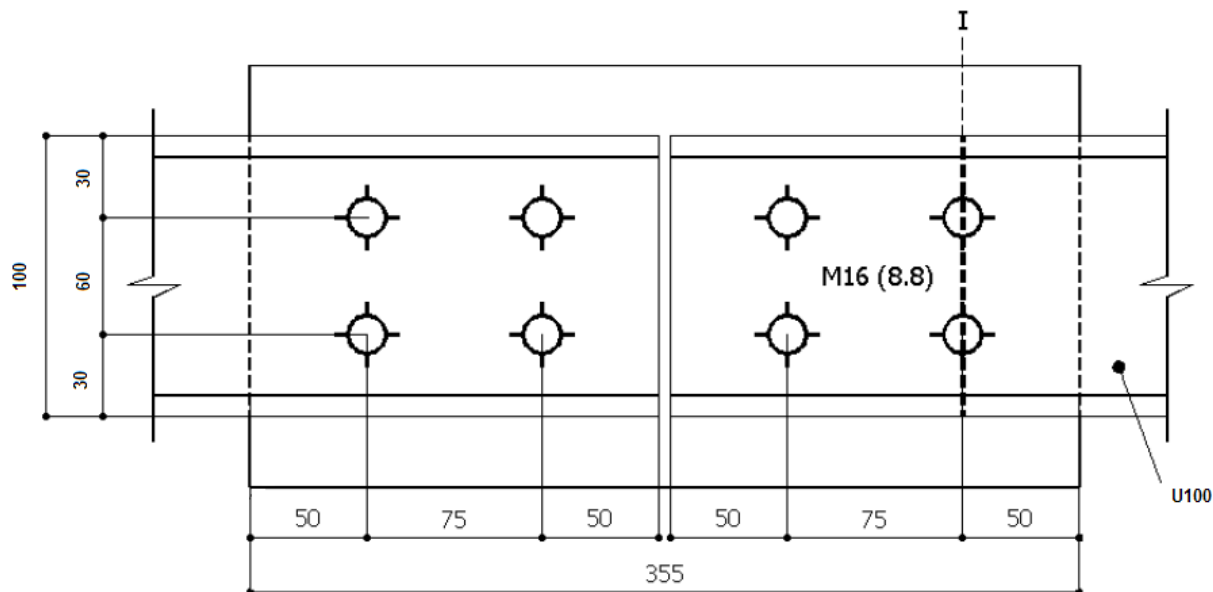
Επειδή το μήκος του ελκυστήρα είναι 22,8m, όσο και το πλάτος του κτιρίου, θα χρειαστεί αποκατάσταση συνέχειας σε τουλάχιστον ένα σημείο με έλασμα πάχους 8mm, το οποίο τοποθετείται ανάμεσα στα 2UPN τα οποία έχουν κενό 8mm.



Σχήμα 4.3: Κάτοψη αποκατάστασης συνέχειας ελκυστήρα

Απομειωμένη διατομή στη γραμμή θραύσης I-I:

$$A_{\text{net}} = A - n \times d_0 \times t = 27\text{cm}^2 - 2 \times 1,8\text{cm} \times 1,2\text{cm} = 22,68\text{cm}^2$$



Σχήμα 4.4: Αποκατάσταση συνέχειας εγκυστήρα

Αντοχή διατομής

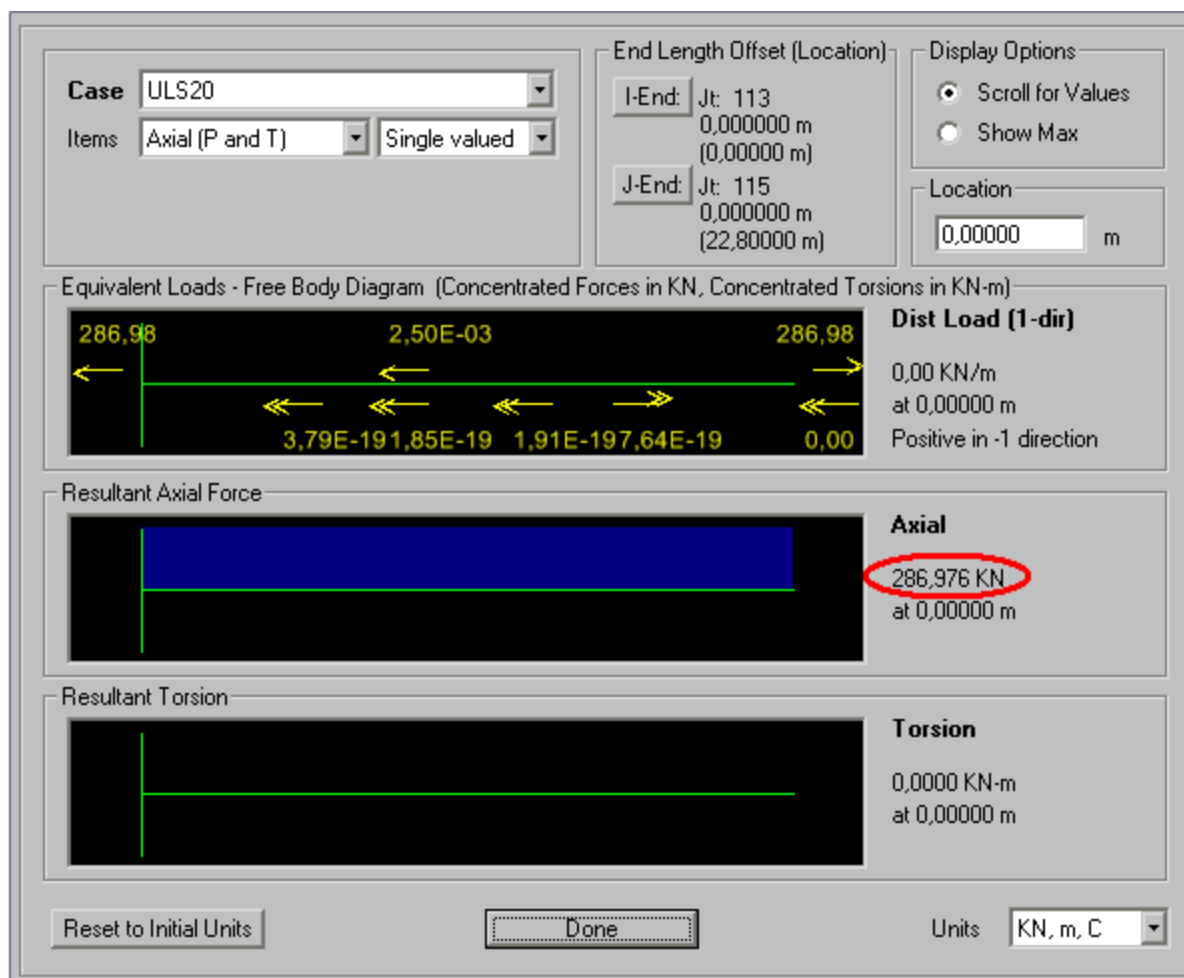
$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \min\left(\frac{A f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,90 A_{\text{net}} f_u}{\gamma_{M2}}\right)$$

$$N_{t,Rd} = \min\left(\frac{27,00\text{cm}^2 \times 35,5\text{kN/cm}^2}{1,0}; \frac{0,90 \times 22,68\text{cm}^2 \times 51\text{kN/cm}^2}{1,25}\right)$$

$$N_{t,Rd} = \min(958,5\text{kN}; 832,8\text{kN}) = 832,8\text{kN}$$

$N_{t,Rd} > N_{ed} = 286,98 \text{ kN}$ (N_{ed} : μέγιστη δρώσα εφελκυστική δύναμη από ανάλυση SAP)

Παρατηρείται ότι δεν ικανοποιείται το κριτήριο πλαστιμότητας. Για να είναι πλάστιμη η συμπεριφορά του εγκυστήρα θα πρέπει να ισχύει $N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$, κάτι που εδώ δεν ισχύει. Ωστόσο, ο εγκυστήρας δεν είναι μέλος από το οποίο προσδοκείται η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας και επομένως η ικανοποίηση του κριτηρίου πλαστιμότητας είναι επιθυμητή μεν, αλλά όχι υποχρεωτική.



Σχήμα 4.5: Εντατικά μεγέθη ελκυστήρα

4.4 Διαστασιολόγηση σύμμικτου ημιωρόφου

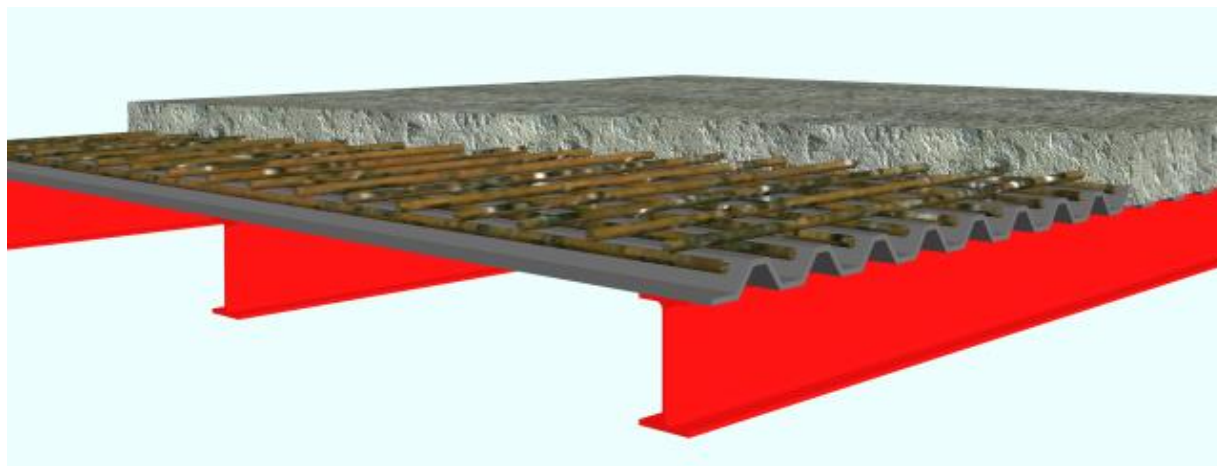
4.4.1 Σύμμικτη πλάκα

Στα μεταλλικά κτίρια, οι πλάκες έχουν ποικίλους ρόλους :

- Λειτουργία ως στοιχεία πλάκας προς παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς.
- Λειτουργία ως πέλμα των σύμμικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσής τους με τη σιδηροδοκό.
- Λειτουργία ως διαφράγματα προς μεταφορά εντός του επιπέδου τους οριζόντιων φορτίων στο σύστημα που εξασφαλίζει τη πλευρική ευστάθεια του κτιρίου.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό

σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στη ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά τη διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σε αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.



Σχήμα 4.6: Σύμμικτη πλάκα

Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Μέρος 1.3). Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. 86

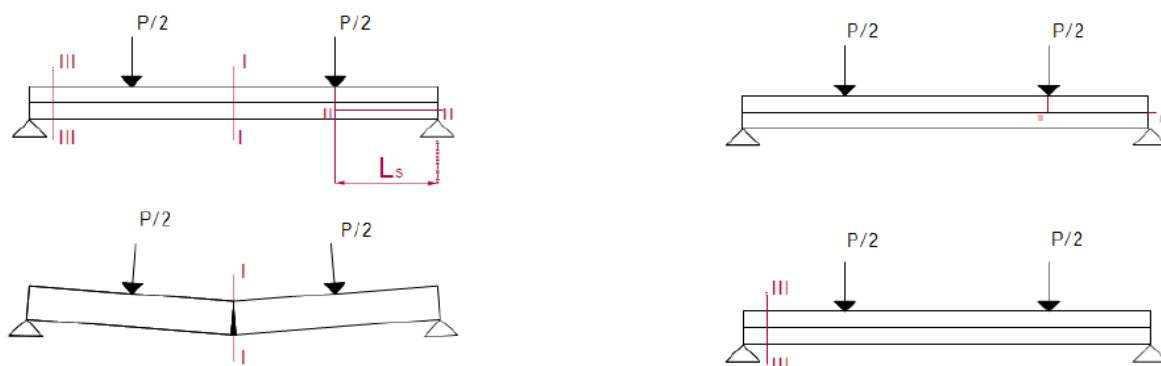
Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκους διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφονται παρακάτω.

Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μία από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική Αστοχία (κρίσιμη διατομή I)
- Διαμήκης Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή II)
- Κατακόρυφη Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή III)



Σχήμα 4.7: Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

Καμπτική αστοχία

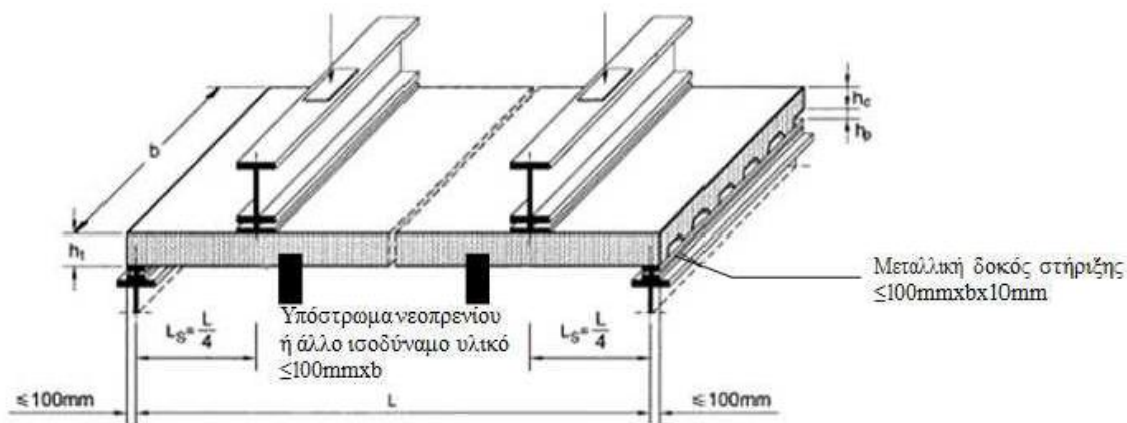
Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτή την περίπτωση κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση

Όταν οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που εμφανίζονται στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χαλυβδόφυλλου, δεν παραλαμβάνονται επαρκώς, τότε η διατομή στο άνοιγμα της πλάκας (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους L_S σε μια από δύο τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σε αυτή την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού για το οποίο επέρχεται καμπτική αστοχία.

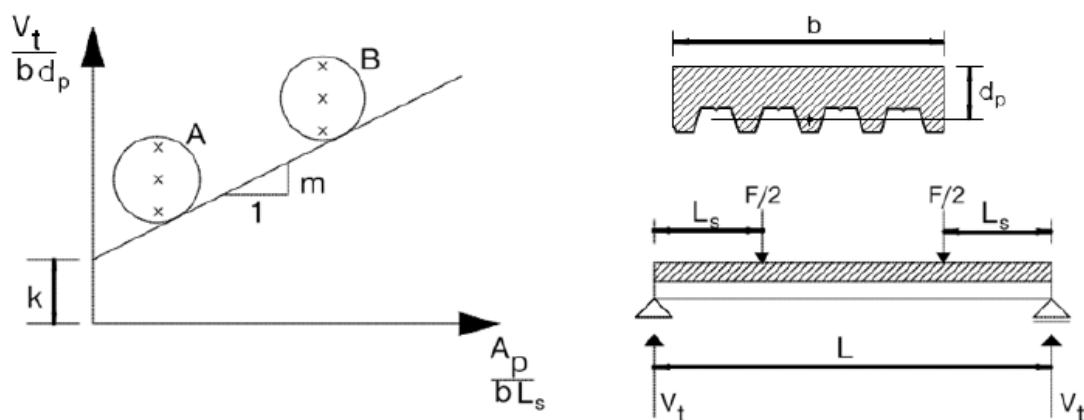
Αστοχία σε κατακόρυφη διάτμηση (τέμνουσα)

Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία. Κρίσιμη διατομή είναι η διατομή III. Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά τη συμπεριφορά τους και τις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα. Ο προσδιορισμός της αντοχής της σύμμικτης πλάκας έναντι διαμήκους διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές παραμέτρους m , k , οι οποίες καθορίζονται μετά από κατάλληλη πειραματική διαδικασία η οποία περιγράφεται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 4.



Σχήμα 4.8: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k .

Η αμφιέρειστη πλάκα φορτίζεται με δύο συγκεντρωμένα φορτία σε ίση απόσταση από τις στηρίξεις ούτως ώστε το διατμητικό άνοιγμα του φορέα να είναι $LS=L/4$. Διεξάγονται δύο σειρές πειραμάτων (A, B), κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει τρία δοκίμια. Στη σειρά A τα δοκίμια έχουν μεγάλο διατμητικό άνοιγμα ενώ στη σειρά B μικρό διατμητικό άνοιγμα. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζεται η ευθεία από την οποία υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι και m και k .



Σχήμα 4.9: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k

Οι τιμές υπολογίστηκαν από το διάγραμμα του σχήματος 4.10.

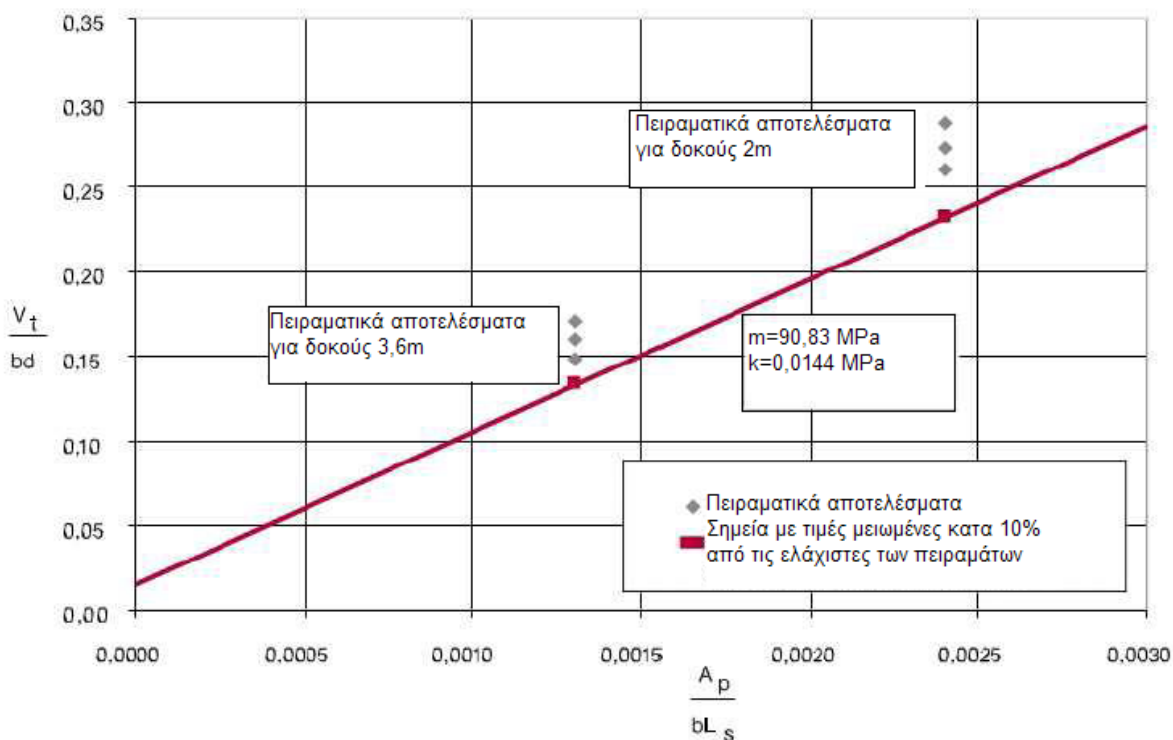
Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν:

Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ($h \leq 20\text{cm}$).

Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ($t \geq 0,75\text{mm}$).

Για σκυροδέματα με $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ (C20/25 και άνω).

Για χαλυβδόφυλλα με $f_y \geq 293 \text{ Mpa}$ (πρακτικά Fe320G και άνω).



Σχήμα 4.10: Υπολογισμός των συντελεστών από τα πειραματικά αποτελέσματα

Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας υπό μελέτη κτιρίου

Από τους πίνακες οι οποίοι έχουν συνταχθεί για διάφορα πάχη χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73, ποιότητες σκυροδέματος και στατικά συστήματα, δίνονται οι παρακάτω δυνατότητες:

- Με δεδομένο άνοιγμα είναι εφικτή η εύρεση του πάχους της πλάκας που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας είναι εφικτός ο προσδιορισμός του ανοίγματος που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας και το μήκος του ανοίγματος είναι εφικτός ο προσδιορισμός του μέγιστου φορτίου που μπορεί να αναλάβει το σύστημα.

Παράλληλα στους πίνακες αυτούς επισημαίνεται η πιθανή ανάγκη για προσωρινή υποστήριξη του χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση σκυροδέτησης καθώς και ο αριθμός των απαιτούμενων στηριγμάτων.

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, ο οποίος μας δίνει τις τιμές του ωφέλιμου φορτίου που μπορεί να παραλάβει η πλάκα μας χρησιμοποιώντας το χαλυβδόφυλλο του συγκεκριμένου πάχους ($t = 0,80\text{mm}$), συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ των διαδοκίδων μας ($L = 2,0\text{m}$) και του ύψους της πλάκας μας ($h_c = 0,13\text{m}$). Επίσης, τα χαλυβδόφυλλα στη κατασκευή μας τοποθετούνται επί των δοκών με ενδιάμεσες στηρίξεις στις διαδοκίδες. Προκύπτει ότι για τα χαρακτηριστικά της πλάκας μας, το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορούμε να εφαρμόσουμε είναι $Q = 8,55\text{kN/m}^2$. Στη δική μας κατασκευή έχουμε λάβει ωφέλιμο φορτίο ίσο προς: $q = 5\text{kN/m}^2 < Q = 8,55\text{kN/m}^2$.

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ρομών								
h_x (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Πάχος πλάκας	Άνοιγμα L(m)																					
	h_x (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50		
0,13	21,96	17,17	13,98	11,68	8,55	6,39	4,84	3,69	2,82	2,13	1,59	1,15	0,78									
0,14	23,52	18,37	14,94	12,49	9,52	7,12	5,40	4,12	3,14	2,38	1,77	1,28	0,88	0,54								
0,15	25,05	19,55	15,89	13,27	10,50	7,85	5,95	4,54	3,48	2,62	1,95	1,41	0,97	0,60								
0,16	26,56	20,72	16,82	14,04	11,48	8,58	6,51	4,96	3,79	2,87	2,14	1,55	1,08	0,65								
0,17	28,04	21,86	17,73	14,79	12,46	9,32	7,06	5,39	4,11	3,11	2,32	1,68	1,15	0,71								
0,18	29,50	22,98	18,63	15,52	13,19	10,05	7,82	5,81	4,44	3,36	2,50	1,81	1,24	0,77								
0,19	30,93	24,08	19,51	16,24	13,80	10,78	8,17	6,24	4,78	3,61	2,69	1,94	1,33	0,83								
0,20	32,34	25,16	20,37	16,95	14,39	11,51	8,73	6,66	5,08	3,85	2,87	2,08	1,43	0,88								

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου (kN/m²)

- Απαιτείται μια ενδιάμεση υποστυλώση
- Απαιτούνται δύο ενδιάμεσες υποστυλώσεις

Πίνακας 4.2: Διαστασιολόγησης σύμμικτης πλάκας από τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73

Αναλυτικά, ο έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας του ημιώροφου του υπό εξέταση φορέα, έγινε με τη χρήση του προγράμματος SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 που αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3, ο Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1

Τα δεδομένα εισαγωγής για την υπό μελέτη πλάκα είναι τα εξής:

Μήκος φατνώματος: $L = 2,0\text{m}$

Φορτία:

- Μόνιμα (ίδιο βάρος πλάκας) : $2,21 \text{ kN/m}^2$
- Λοιπά μόνιμα (μηχανολογικές εγκαταστάσεις) : $0,15 \text{ kN/m}^2$
- Ωφέλιμα : $7,5 \text{ kN/m}^2$ (σε όλα τα φατνώματα της πλάκας)

Συντελεστές ασφαλείας φορτίων:

- Συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων: $\gamma_G = 1,35$
- Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων: $\gamma_Q = 1,5$

Γενικά στοιχεία – Παράμετροι των υλικών:

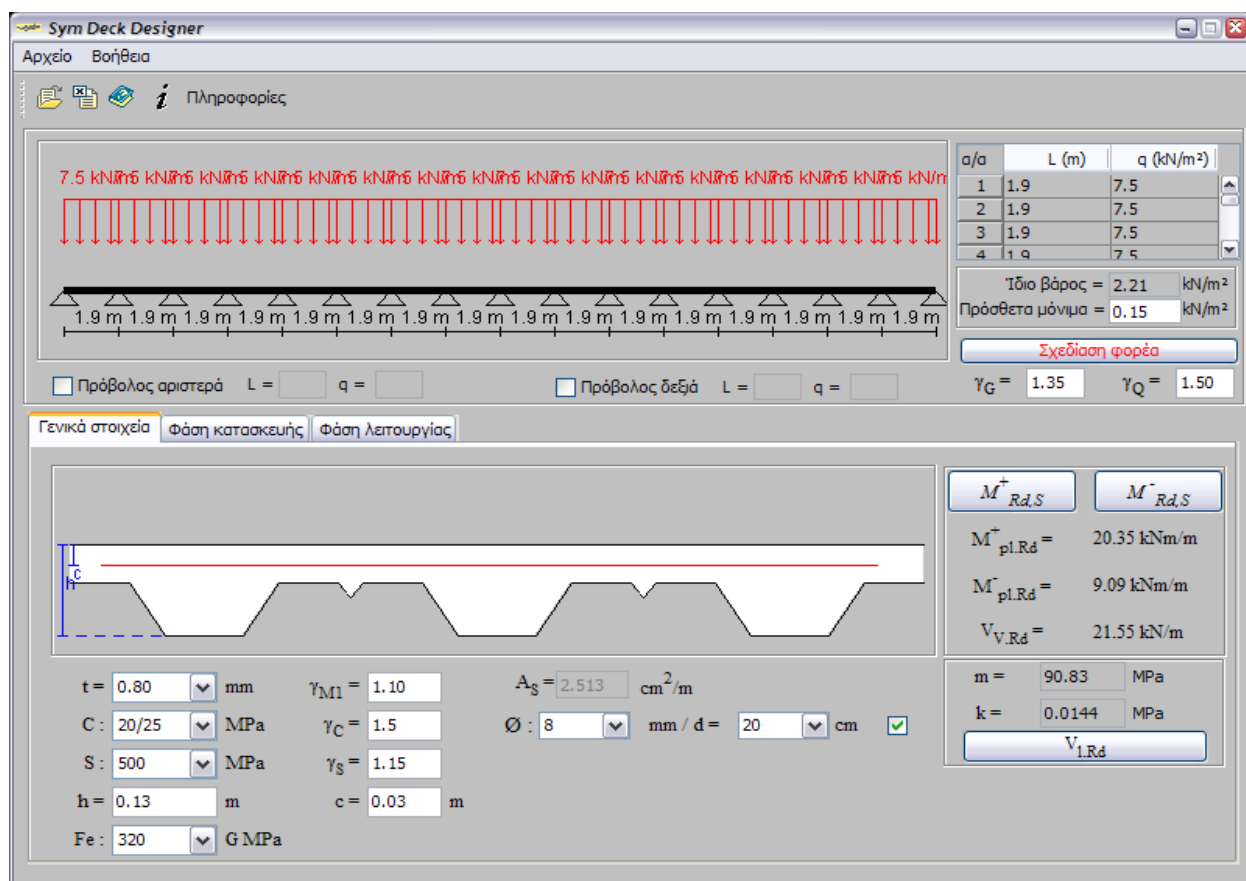
- Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t = 0,80\text{mm}$
- Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe320G
- Πάχος πλάκας: $h = 0,13\text{m}$
- Ποιότητα σκυροδέματος: C20/25
- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: B500s
- Επικάλυψη οπλισμού: $c = 0,03 \text{ m}$
- Εμβαδόν οπλισμού: $A_s = 2,513 \text{ cm}^2/\text{m}$

Συντελεστές ασφαλείας υλικών

- Χάλυβας χαλυβδόφυλλου: $\gamma_{M1} = 1.10$
- Σκυροδέματος: $\gamma_C = 1.50$
- Χάλυβας οπλισμού: $\gamma_S = 1.15$

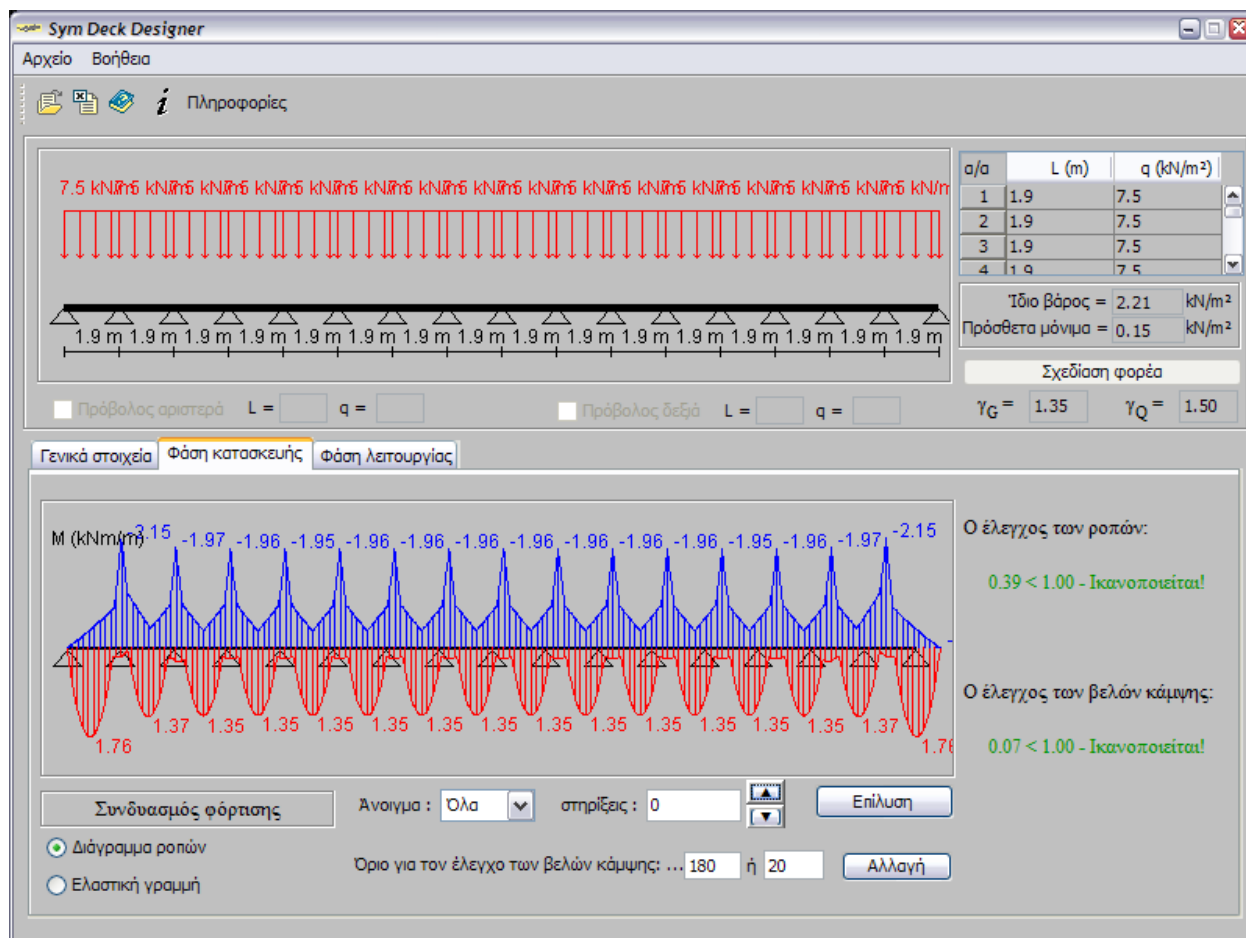
Πειραματικά προσδιορισμένοι συντελεστές

- $m = 90,83\text{MPa}$
- $k = 0,0144\text{MPa}$



Σχήμα 4.11: Γενικά στοιχεία στο πρόγραμμα SymDeck Designer

- Έλεγχοι στη φάση κατασκευής



Σχήμα 4.12: Διάγραμμα ροπών κατά τη φάση κατασκευής

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma G \times G_p + (\gamma G \times G_c + \gamma Q \times 0.75) + \gamma Q \times Q_{σκ}$.

όπου:

- το φορτίο $Q_{σκ}$ είναι ένα φορτίο 0,75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα,
- το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, G_c , μαζί με το φορτίο 0,75 kN εφαρμόζεται ή μόνο στο άνοιγμα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση,
- G_p είναι το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,39 < 1,00$

ii) Έλεγχος βελών κάμψης

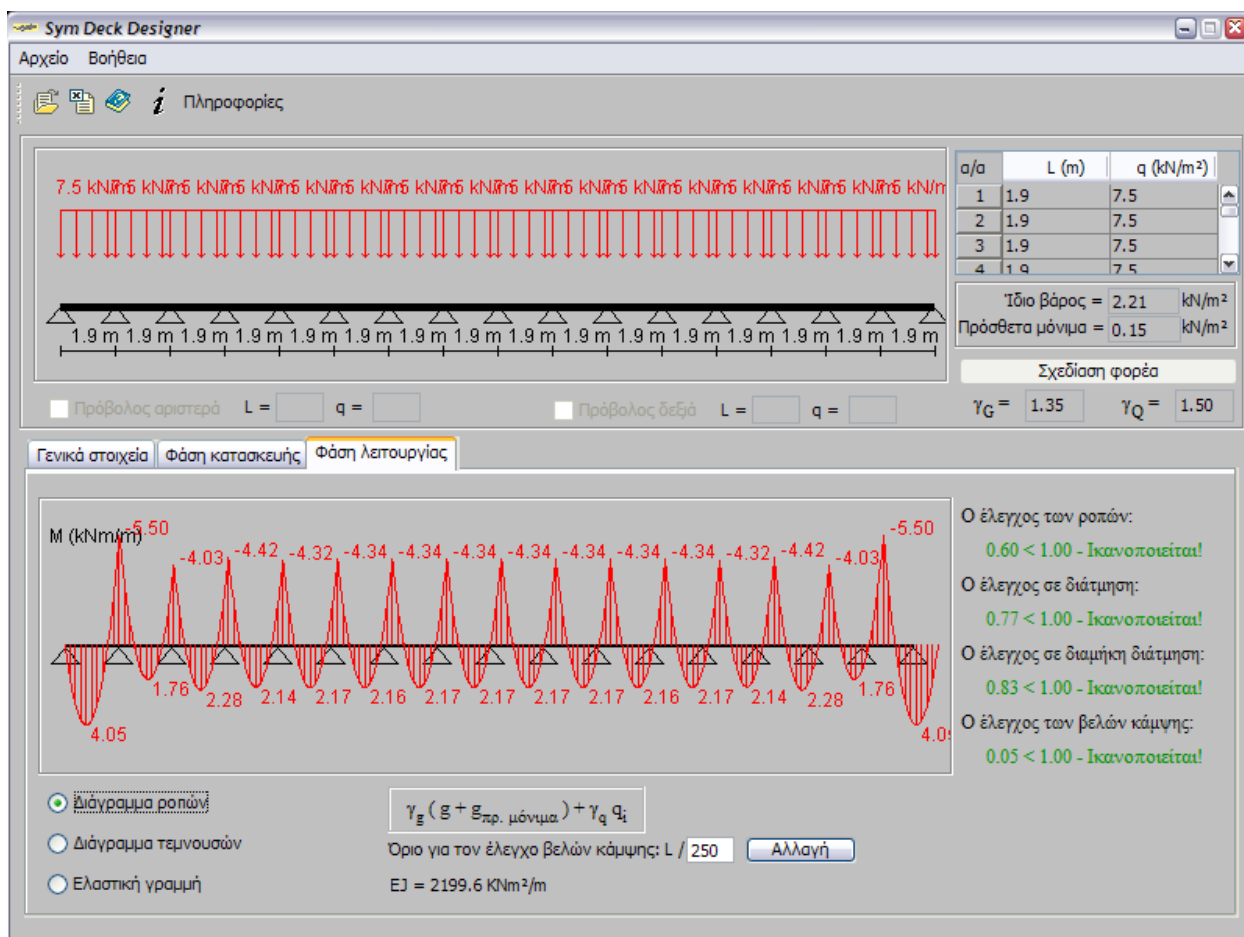
Φορτίο επίλυσης : g

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: 1/180 ή 20mm

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,07 < 1,00$

Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή στήριξη.

- Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας

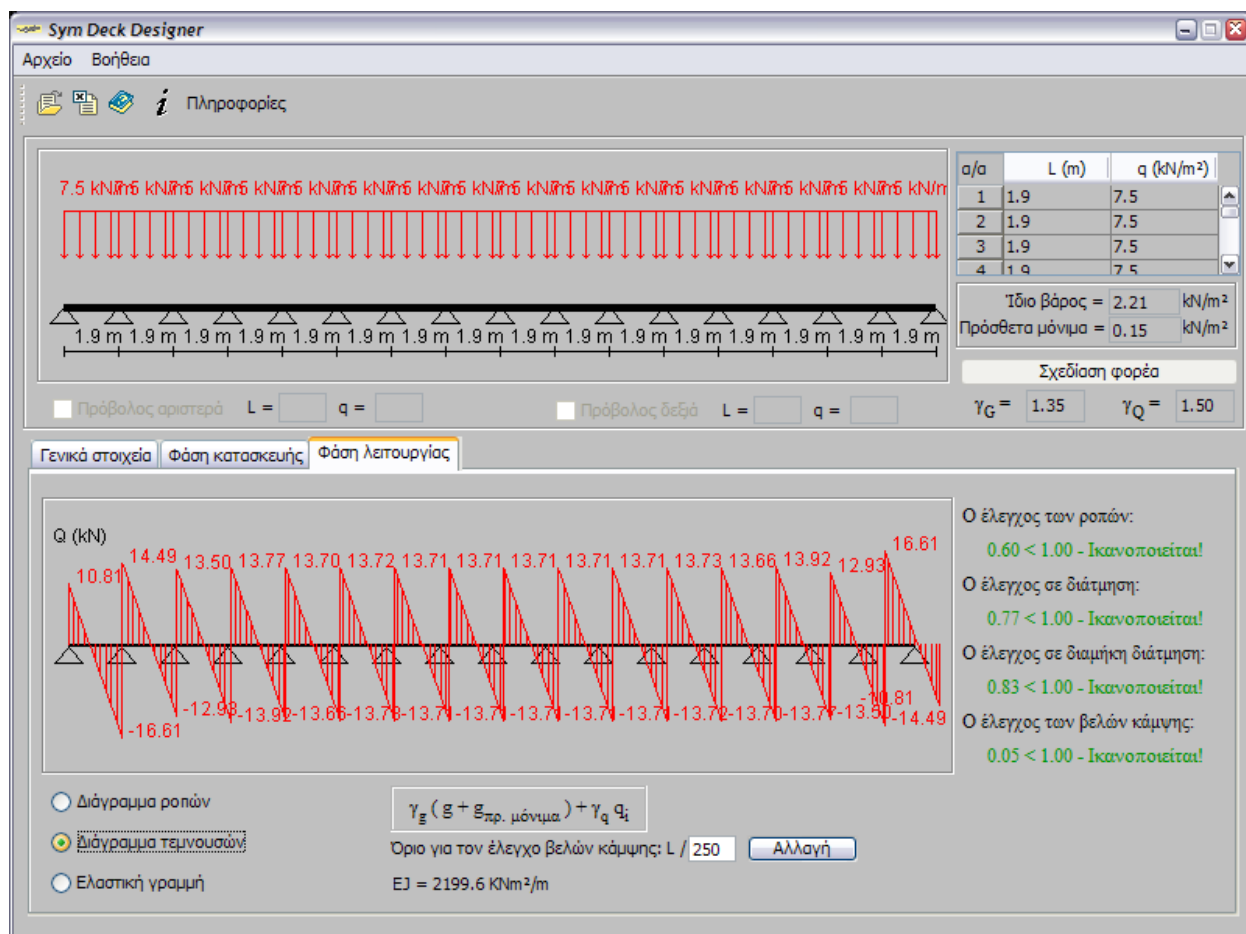


Σχήμα 4.13: Διάγραμμα ροπών κατά τη φάση λειτουργίας

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_g \times (g + g_{\text{πρ. μόνιμα}}) + \gamma_q \times q$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,60 < 1,00$



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα τεμνουσών κατά τη φάση λειτουργίας

ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκουσ διάτμησης

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_g \cdot (g + g_{\text{πρ. μόνιμα}}) + \gamma_q \cdot q$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι: $0,77 < 1,00$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκουσ διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι: $0,83 < 1,00$

iii) Έλεγχος βελών κάμψης

Συνδυασμός φόρτισης : $g + g_{\text{προσθ.}} + q$

Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: $1/250$

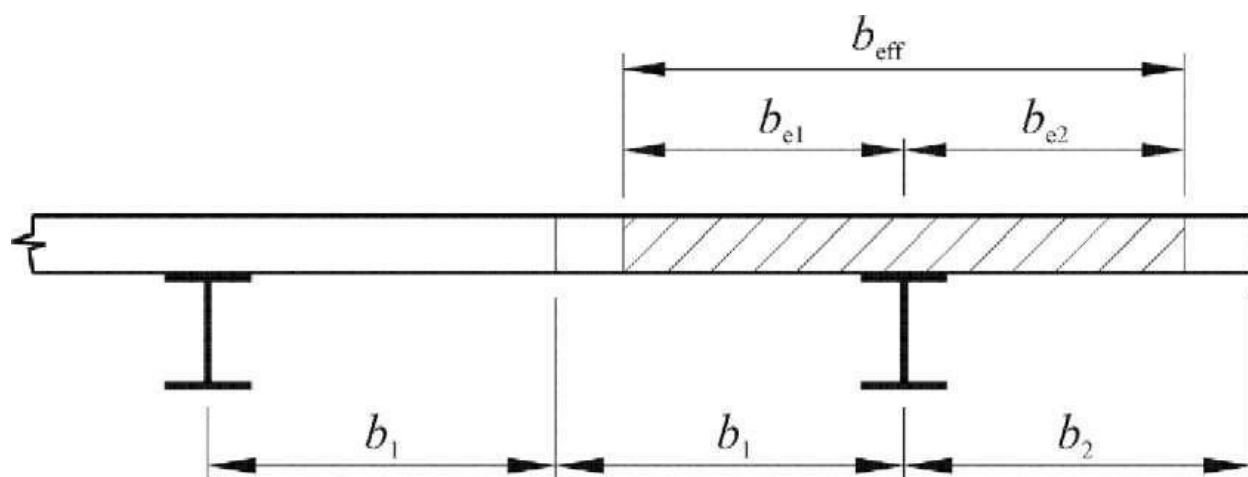
Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,05 < 1,00$

4.4.2 Σύμμικτες δοκοί

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για τις σύμμικτες δοκούς είναι IPE160 για τις κύριες δοκούς (κατά διεύθυνση X) και IPE140 για τις δευτερεύουσες δοκούς (κατά διεύθυνση Y). Μέσω της ανάλυσης του προγράμματος SAP2000, εντοπίστηκε η δυσμενέστερη φόρτιση για κάθε μία από τις διατομές αυτές.

Συνεργαζόμενο πλάτος δοκών

Το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} του πέλματος από σκυρόδεμα, το οποίο σχετίζεται με κάθε κορμό από χάλυβα, θα πρέπει να λαμβάνεται ως το σύνολο των συνεργαζόμενων πλατών b_{e1} και b_{e2} του τμήματος του πέλματος σε κάθε πλευρά του άξονα του κορμού από χάλυβα, αλλά δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τα πραγματικά διαθέσιμα πλάτη b_1 και b_2 (σχήμα 4.15)



Σχήμα 4.15: Συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff}

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

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

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

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

Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} σε μία ακραία στήριξη είναι:

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

Έλεγχος σε ροπή κάμψης

$$f_{ck} = 20\text{MPa} = 2,0\text{KN/cm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 2,0 / 1,5 = 1,133\text{KN/cm}^2$$

$$f_{ad} = f_y / \gamma_a = 35,5 / 1,1 = 32,37\text{KN/cm}^2$$

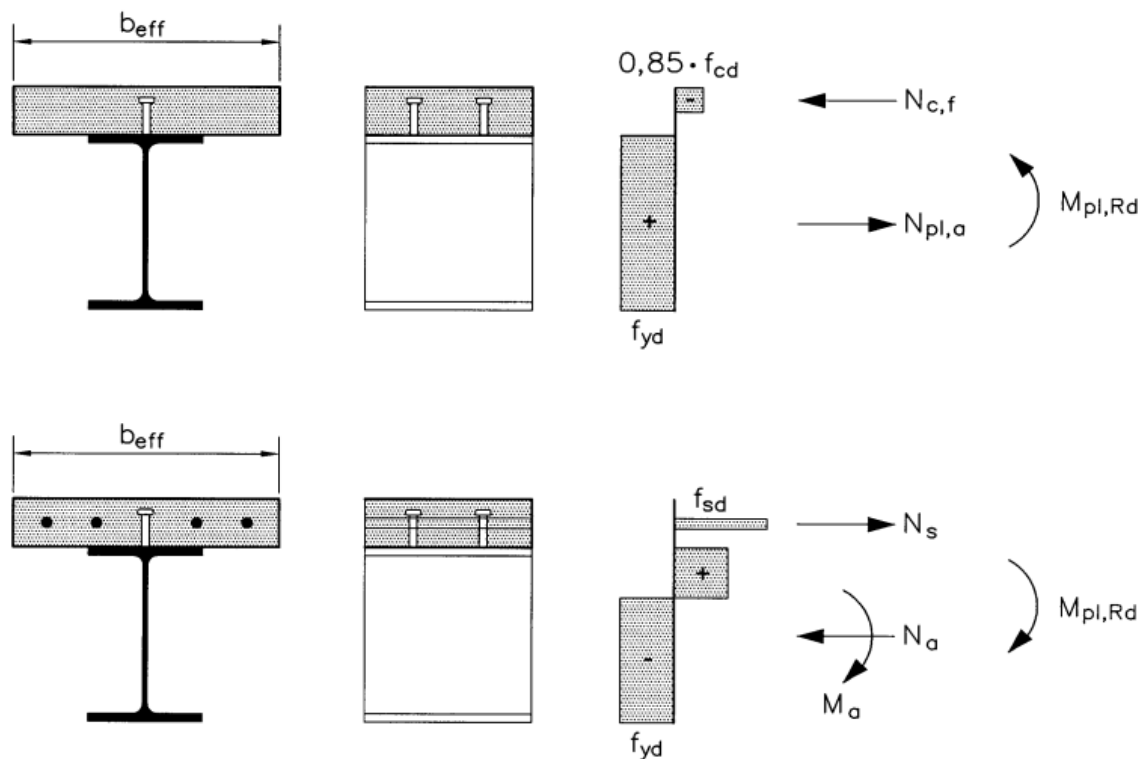
Υποθέτουμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος.

Μέγιστη θλιπτική δύναμη σκυροδέματος: $N_{c,f} = A_c \times 0,85f_{cd}$

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη χάλυβα: $N_{pl,a} = A_a \times f_{ad}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη $N_{c,f} = N_{pl,a} \Rightarrow z_c = N_{pl,a} / b \times 0,85f_{cd}$

Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \times \mu$, όπου μ είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων)

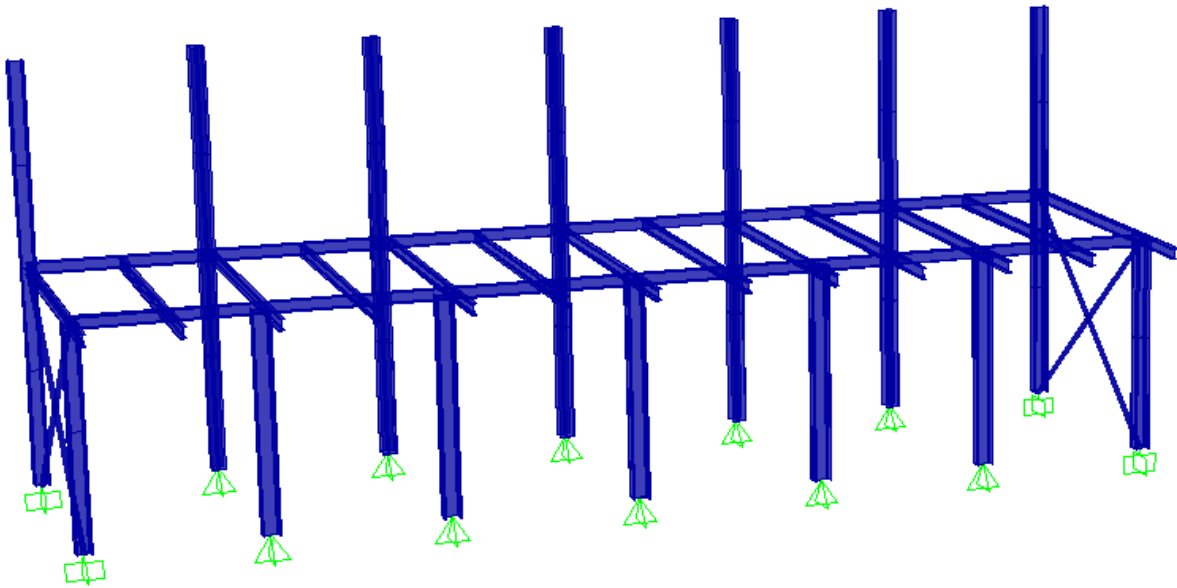


Σχήμα 4.16: Κατανομή τάσεων σύμμικτης δοκού σε περίπτωση θετικής και αρνητικής κάμψης

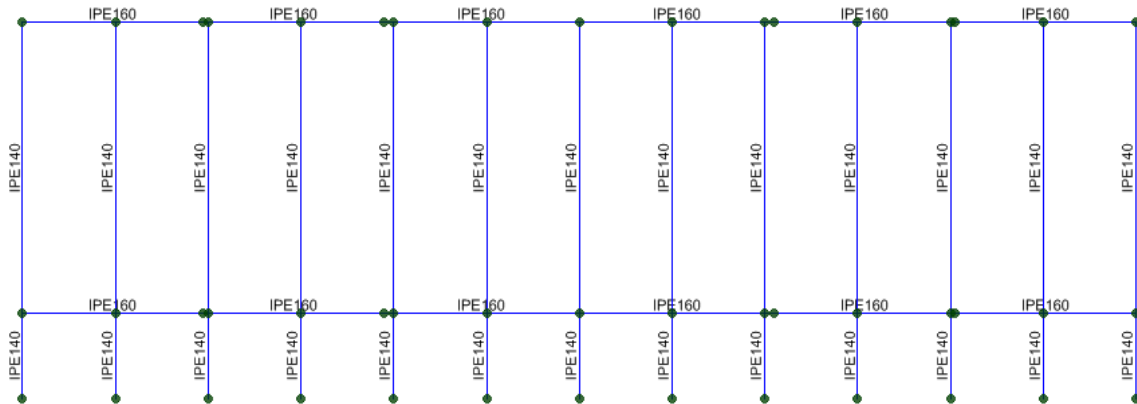
Έλεγχος σε τέμνουσα

Η διάτμηση αναλαμβάνεται από τον κορμό της χαλύβδινης διατομής A_v

Αντοχή σε διάτμηση: $V_{pl,Rd} = (A_v \times f_y) / (3^{1/2} \times \gamma_{M0})$



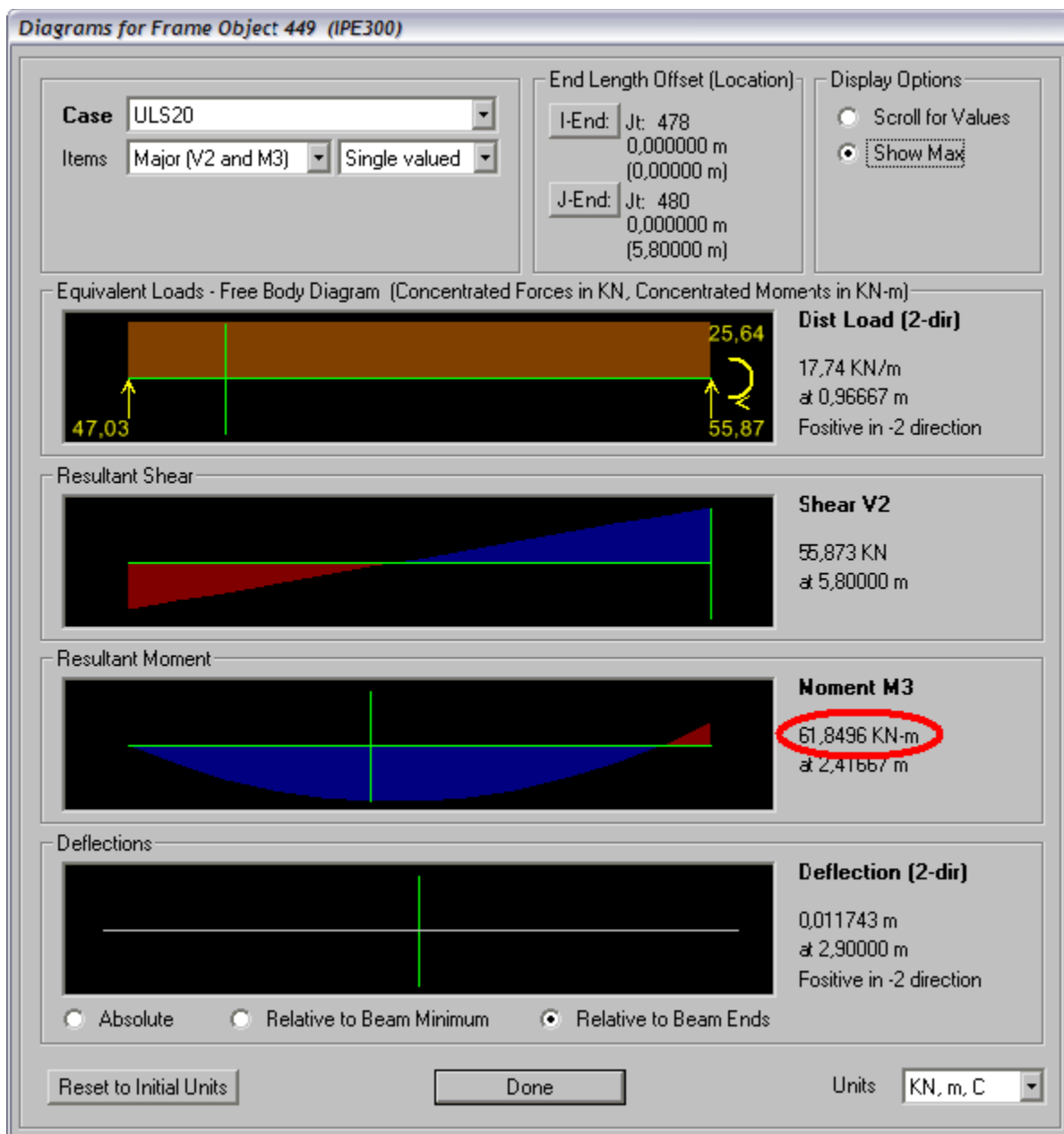
Σχήμα 4.17: Τρισδιάστατη όψη ημιώροφου στο πίσω μέρος του κτιρίου (SAP2000)



Σχήμα 4.18: Διάταξη σύμμικτων δοκών ημιώροφου (SAP2000)

Έλεγχος δευτερευουσών δοκών διατομής IPE140

Στη πιο κάτω εικόνα φαίνονται τα εντατικά μεγέθη της δυσμενέστερης δευτερεύουσας σύμμικτης δοκού και για το δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων έτσι όπως τους καθορίσαμε στο πρόγραμμα ανάλυσης.



Σχήμα 4.19: Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερης δευτερεύουσας δοκού

Όπως φαίνεται η ροπή M_{Ed} με την οποία θα διαστασιολογήσουμε την σύμμικτη δοκό ισούται με 61,85KNm ενώ στο σημείο της στήριξης υπάρχει αρνητική ροπή ίση με -25,64KNm.

Έλεγχος σε κάμψη θετικών ροπών

$$L_e = 0,85 \times 1,9 = 1,615 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \Sigma b_{ei} = 2 \times L_e / 8 = 40,4 \text{ cm}$$

$$A_c = h \times b_{\text{eff}} = 13 \times 40,4 = 525,2 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 16,43 \text{ cm}^2$$

$$N_{c,f} = A_c \times 0,85 f_{cd} = 525,2 \times 0,85 \times 2 / 1,5 = 595,23 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a} = A_a \times f_{ad} = 16,43 \times 35,5 / 1,1 = 530,24 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = N_{pl,a} \Rightarrow z_c = N_{pl,a} / (b \times 0,85 f_{cd}) \Rightarrow z_c = 530,24 / (40,4 \times 0,85 \times 2 / 1,5) = 11,58 \text{ cm}$$

Ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται πολύ κοντά στη διαχωριστική γραμμή μεταξύ πλάκας σκυροδέματος και του πέλματος διατομής χάλυβα.

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \times \mu = 530,24 \times (13 + 14 - 11,58 / 2 - 14 / 2)$$

$$\checkmark M_{pl,Rd} = 75,34 \text{ kNm} > M_{Ed} = 61,85 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε κάμψη αρνητικών ροπών

$$N_{pl,a} = A_a \times f_{yd} = 16,43 \times 35,5 / 1,1 = 530,24 \text{ kN}$$

$$N_{s1} = A_{s1} \times f_{sd} = 0,8^2 \pi / 4 \times 55 / 20 \times 50,1,15 = 60,1 \text{ kN}$$

$$N_{pl,f} = 2 \times f_{yd} \times b_f \times t_f = 2 \times 35,5 / 1,1 \times 7,3 \times 0,69 = 325,12 \text{ kN}$$

$$z_c = d + t_f + \frac{D - Z_{s1} - Z_f}{2 \times f_{yd} \times t_f} = 13 + 0,69 + \frac{530,24 - 60,1 - 325,12}{2 \times 35,5 / 1,1 \times 0,47} = 18,47$$

$$N_{pl,w} = 2 \times f_{yd} \times t_w (z_c - d - t_f) = 2 \times 35,5 / 1,1 \times 0,47 (18,47 - 13 - 0,69) = 145,0 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = D \times z_a - Z_{s1} \times z_{s1} - Z_f \times (d + t_f / 2) - Z_w \times \left(\frac{z_0 + d + t_f}{2} \right)$$

$$\checkmark M_{pl,Rd} = 37,53 \text{ kN} > M_{Ed} = 25,64 \text{ kN}$$

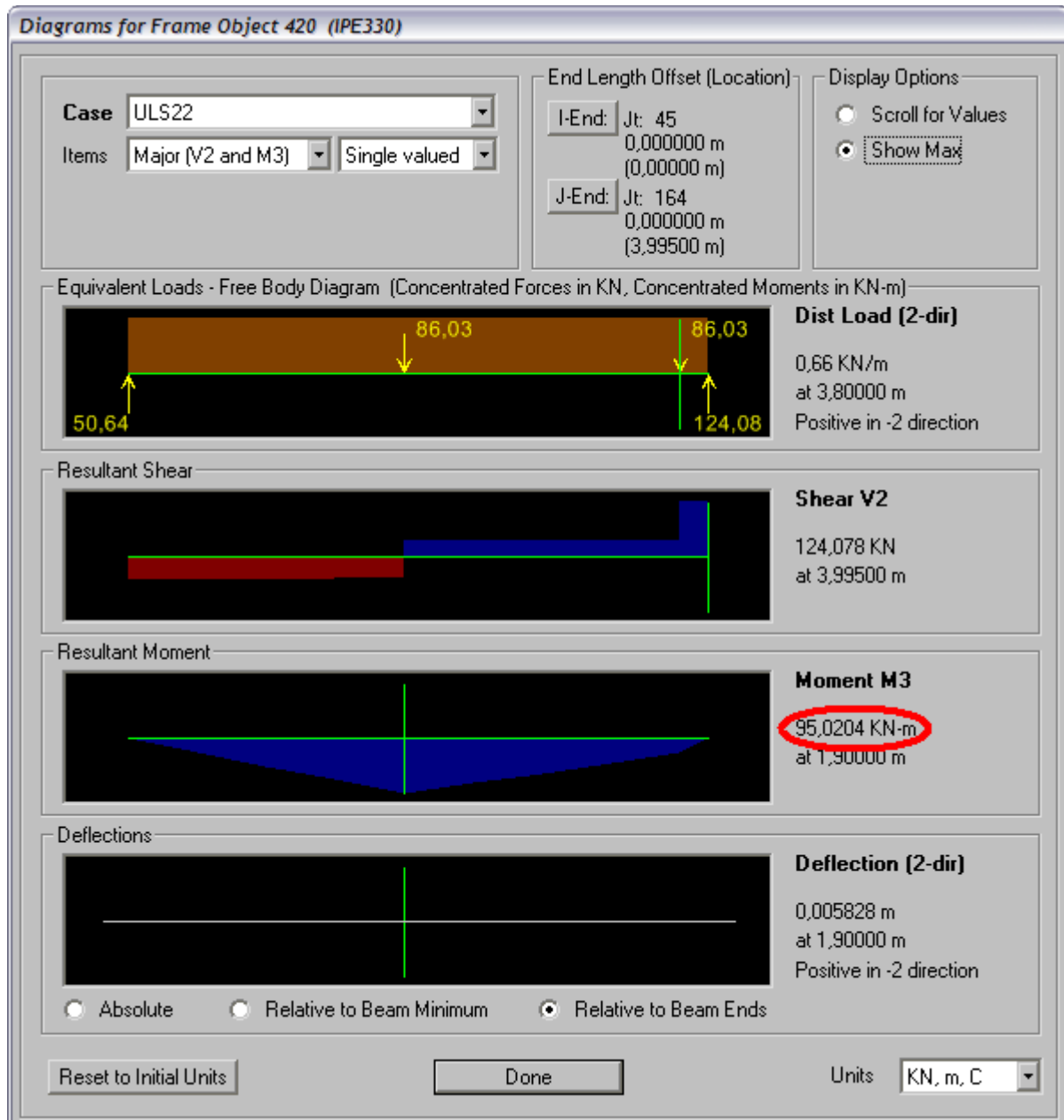
Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = 55,87 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \times f_y) / (3^{1/2} \times \gamma_{Mo}) = (7,64 \times 35,5) / (3^{1/2} \times 1,1) = 142,35 \text{ kN}$$

$$\checkmark V_{pl,Rd} > V_{Ed}$$

Έλεγχος κυρίων δοκών διατομής IPE160



Σχήμα 4.20: Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερης κύριας δοκού

Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{Ed} = 95,02 \text{ kN}$$

$$L_e = 2,2 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \times 2,2/8 = 0,55 \text{ m}$$

$$A_c = 13 \times 55 = 715 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 20,09 \text{ cm}^2$$

$$N_{c,f} = A_c \times 0,85 f_{cd} = 715 \times 0,85 \times 2/1,5 = 810,0 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a} = A_a \times f_{ad} = 20,09 \times 35,5/1,1 = 648,36 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = N_{pl,a} \Rightarrow z_c = N_{pl,a} / (b \times 0,85 f_{cd}) \Rightarrow z_c = 648,36 / (55 \times 0,85 \times 2/1,5) = 10,40 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \times \mu = 648,36 \times (13 + 16 - 10,40/2 - 16/2)$$

$$\checkmark M_{pl,Rd} = 102,44 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,02 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = 124,0 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \times f_y) / (3^{1/2} \times \gamma_{M0}) = (9,66 \times 35,5) / (3^{1/2} \times 1,1) = 180,0 \text{ kN}$$

$$\checkmark V_{pl,Rd} > V_{Ed}$$

Διατμητική σύνδεση

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται με διατμητικά μέσα που ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Αν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ πλάκας και σιδηροδοκού και ονομάζεται πλήρης διατμητική σύνδεση.

Αν όμως τοποθετούνται λιγότεροι από τους απαιτούμενους συνδέσμους τότε εμφανίζεται κάποια σχετική ολίσθηση. Η ενδιάμεση αυτή κατάσταση ονομάζεται μερική διατμητική σύνδεση. Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής αποτελούν το συνηθέστερο διατμητικό σύνδεσμο λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής. Οι διαστάσεις των ήλων δίνονται στο EN13918 και φαίνονται στον πίνακα 4.3.

d (mm)	d ₂ (mm)	h (mm)
16	29	50, 75, 100, 125, 50, 175, 200
19	32	75, 100, 125, 150, 200
22	35	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250
25	38	100, 125, 150, 175, 200, 250

Πίνακας 4.3: Χαρακτηριστικά διατμητικών ήλων

Η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως εξής:

$$P_{Rd} = \min\{ P_{Rd1} ; P_{Rd2} \}$$

όπου: $P_{Rd1} = 0,8 f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v$ αντοχή ήλου σε διάτμηση

$P_{Rd2} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$ αντοχή σκυροδέματος σύνθλιψη άντυγας

$\gamma_v = 1.25$ επιμέρους συντελεστής ασφάλειας

$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$, για $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$

$\alpha = 1$, για $\frac{h}{d} > 4$

d : διάμετρος κορμού του ήλου

f_u : ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής ήλου

f_{ck} : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

E_{cm} : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

h : ύψος ήλου

Ο αριθμός διατμητικών ήλων σε μισό μήκος δοκού ισούται με $N_f = V_1 / P_{Rd}$

Υπολογισμός διατμητικών ήλων στις δευτερεύουσες δοκούς (IPE140)

Επιλογή ήλου $h=100\text{mm}$, $d=16\text{mm}$, $f_u = 50/1,15 = 43\text{kN/cm}^2$, $\frac{h}{d} = 6,25 > 4 \Rightarrow \alpha=1$

Αντοχή ήλου σε διάτμηση:

$$P_{Rd1} = 0,8 \times 43 \left(\frac{\pi 1,6^2}{4} \right) / 1,25 = 55,33\text{kN}$$

Αντοχή σκυροδέματος σύνθλιψη άντυγας :

$$P_{Rd2} = 0,29 \times 1 \times 1,6^2 \times \sqrt{2 \times 29000} / 1,25 = 45,23\text{kN}$$

$$P_{Rd} = \min\{55,33 ; 45,23\} \Rightarrow P_{Rd} = 45,23\text{kN}$$

$$N_f = V_1 / P_{Rd} \text{ για } V_1 = N_{pl,a} = 530,24\text{kN}$$

άρα $N_f = 530,24 / 45,23 = 11,72 \Rightarrow 12$ διατμητικοί σύνδεσμοι στο μισό μήκος

Έλεγχος αποστάσεων:

- Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις $\min e_L = 5d$
- Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις $\max e_L \leq 6 \times (h_c + h_p)$, 800mm

h_c : ύψος πλάκας σκυροδέματος

h_p : ύψος χαλυβδοφύλλου

- Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις $e_T = 4d$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος $\min c = 20\text{mm}$

- ✓ Εδώ έχουμε: $6_x(130 + 8), 800\text{mm} < e_L = 290\text{mm} > 5_x 16 = 80\text{mm}$
- ✓ e_T : σε μία σειρά
- ✓ $c = 130\text{mm} - 100\text{mm} = 30\text{mm} > 20\text{mm}$

Υπολογισμός διατμητικών ήλων στις κύριες δοκούς (IPE160)

Επιλογή ήλου $h = 100\text{mm}$, $d = 16\text{mm}$, $f_u = 50/1,15 = 43\text{kN/cm}^2$, $\frac{h}{d} = 6,25 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$

Αντοχή ήλου σε διάτμηση:

$$P_{Rd1} = 0,8_x 43 \left(\frac{\pi 1,6^2}{4} \right) / 1,25 = 55,33\text{kN}$$

Αντοχή σκυροδέματος σύνθλιψη άντυνας :

$$P_{Rd2} = 0,29_x 1_x 1,6^2_x \sqrt{2_x 2900} / 1,25 = 45,23\text{kN}$$

$$P_{Rd} = \min\{55,33 ; 45,23\} \Rightarrow P_{Rd} = 45,23\text{kN}$$

$$N_f = V_1 / P_{Rd} \text{ για } V_1 = N_{pl,a} = 648,36\text{kN}$$

άρα $N_f = 648,36 / 45,23 = 14,33 \Rightarrow 15$ διατμητικοί σύνδεσμοι στο μισό μήκος

Έλεγχος αποστάσεων:

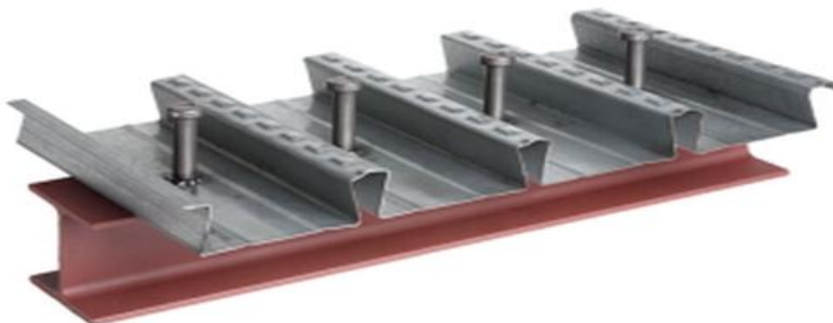
- Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις $\min e_L = 5d$
- Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις $\max e_L \leq 6_x(h_c + h_p), 800\text{mm}$

h_c : ύψος πλάκας σκυροδέματος

h_p : ύψος χαλυβδόφυλλου

- Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις $e_T = 4d$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος $\min c = 20\text{mm}$

- ✓ Εδώ έχουμε: $6_x(130 + 8), 800\text{mm} < e_L = 125\text{mm} > 5_x 16 = 80\text{mm}$
- ✓ e_T : σε μία σειρά
- ✓ $c = 130\text{mm} - 100\text{mm} = 30\text{mm} > 20\text{mm}$



Σχήμα 4.21: Εικόνα από χαλυβδόφυλλο συνδεδεμένο με την δευτερευουσα δοκο

4.5 Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

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

Τα βέλη υπολογίζονται από το SAP2000 για ανάλυση με τους συνδυασμούς σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

όπου:

δ_0 είναι το αρχικό αντβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

δ_1 είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων

Τα μέγιστα βέλη κάμψης που βρέθηκαν στα ζυγώματα των πλαισίων από την ανάλυση στο SAP2000 είναι:

$$\delta_1 = 1,3 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 1,8 \text{ cm} < \delta_{2\max} = 1178,8/250 = 4,7 \text{ cm}$$

$$\delta = 3,1 \text{ cm} < \delta_{\max} = 1178,8/200 = 5,9 \text{ cm}$$

4.6 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

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:

$$d_{rv} \leq 0,005h$$

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 q 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:

$$v=0,5$$

Έλεγχος στο ύψος οροφής

Για σεισμό κατά X:

- $d_e = 13,3\text{mm}$ (στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου, από ανάλυση)
- $q_d = 4$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_s = d_e \times q_d = 13,3\text{mm} \times 4 \Rightarrow d_r = 53,2\text{mm}$
- $d_{r,v} = 53,2\text{mm} \times 0,5 = 26,6\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \times 12000 = 90\text{mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**

Για σεισμό κατά Y:

- $d_e = 3\text{mm}$ (στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου, από ανάλυση)
- $q_d = 3$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_s = d_e \times q_d = 3\text{mm} \times 3 \Rightarrow d_r = 9\text{mm}$
- $d_{r \times v} = 9\text{mm} \times 0,5 = 4,5\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \times 12000 = 90\text{mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**

4.7 Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως

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 των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται όπως στην παράγραφο 4.3

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 $1/(1 - \theta)$.

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 X, Y:

Για διεύθυνση X:

- $d_r = 53,2\text{mm}$
- $P_{\text{tot}} = 2849,6\text{kN}$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- $V_{\text{tot}} = 136,2\text{kN}$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά X)
- $h = 12000\text{mm}$

$$\checkmark \theta = (P_{\text{tot}} \times d_r) / (V_{\text{tot}} \times h) = 0,093 < 0,1 \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Για διεύθυνση Y:

- $d_r = 9\text{mm}$ (όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 4.6)
 - $P_{\text{tot}} = 2849,6\text{kN}$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
 - $V_{\text{tot}} = 355,1\text{kN}$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά Y)
 - $h = 12000\text{mm}$
- ✓ $\theta = (P_{\text{tot}} \times d_r) / (V_{\text{tot}} \times h) = 0,006 < 0,1$ ο έλεγχος **ικανοποιείται**

4.8 Ικανοτικός έλεγχος

4.8.1 Κατακόρυφοι συνδέσμοι

Για την περίπτωση των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας πλάστιμο μέλος είναι η εφελκόμενη διαγώνιος. Από τις διαγώνιες ξεκινά και η διαστασιολόγηση του συνδέσμου με βάση την απαιτούμενη διατομή, ώστε η διατιθέμενη αντοχή σε εφελκυσμό να καλύπτει τις δράσεις που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό.

Όταν οι δύο διαγώνιες ράβδοι δε συνδέονται μεταξύ τους στο σημείο τομής τους, το μήκος λυγισμού κάθε διαγωνίου είναι ίσο προς το πραγματικό μήκος της (μετρούμενο μεταξύ θεωρητικών κόμβων του συνδέσμου). Σε περίπτωση δύνδεσης των διαγωνίων, όπως στη περίπτωση μας, το μήκος λυγισμού είναι ίσο προς το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου, επειδή η ευσταθής εφελκόμενη διαγώνιος προσφέρει στο μέσο της θλιβόμενης πλευρική στήριξη.

Τα υπόλοιπα στοιχεία του συνδέσμου (κεφαλοδοκός, υποστυλώματα) θα πρέπει να διαστασιολογούνται ώστε να μην αστοχούν προ της διαρροής της διαγωνίου, να εξασφαλίζεται δηλαδή ότι ο σύνδεσμος δεν θα αστοχήσει πριν αναπτυχθούν πλαστικές παραμορφώσεις στη διαγώνιο, και ότι θα απορροφηθεί, επομένως, σεισμική ενέργεια. Η επιλογή της διατομής, έτσι, δεν γίνεται μόνο με βάση τα εντατικά μεγέθη αλλά και με την πρόσθετη απαίτηση να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο (ικανοτική απαίτηση).

OUTSIDE DIAMETER	THICKNESS	MASS PER UNIT LENGTH	CROSS-SECTIONAL AREA	SECOND MOMENT OF AREA	RADIUS OF GYRATION	ELASTIC SECTION MODULUS	PLASTIC SECTION MODULUS	TORSIONAL MODULUS CONSTANT	TORSIONAL MODULUS CONSTANT	SUPERFICIAL AREA PER METRE LENGTH	NOMINAL LENGTH PER TONNE	OUTSIDE SURFACE AREA PER METRE
D	T	M	A	I	i	W_{el}	W_{pl}	I_t	C_t	A_s	m	A_{sv}
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m		m ⁻¹
127	4	12.1	15.5	293	4.35	46.1	60.5	585	92.2	0.399	82.4	258

Πίνακας 4.4: Στοιχεία διαγωνίου TUBO D-127x4

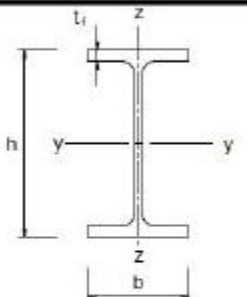
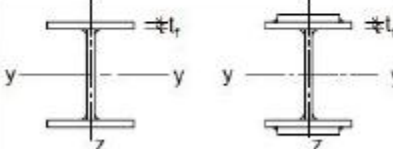

Θλιβόμενη διαγώνιος

Μήκος: $L = 7,34\text{m}$

Μήκος λυγισμού: $L_{cr} = 3.67\text{m}$

Η αδιάστατη λυγηρότητα λ , θα πρέπει να περιορίζεται σε: $\lambda \leq 1,50$.

$$\checkmark \lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{I_y E}} = \frac{367}{\pi} \sqrt{\frac{15,5 \times 35,5}{293 \times 21000}} = 1,10 < 1,50$$

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί των άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
 Ελαττές διατομές	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	d c
 Συνεκόλλητες I-διατομές		y-y z-z	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	b c
			$t_f > 40 \text{ mm}$	c d
 Κοίλες Διατομές		Κάθε	Εν θερμώ έλαση	a a ₀
			Ψυχρή έλαση	c c

Πίνακας 4.5:Επιλογή καμπύλης λυγισμού

Θεωρούμε ότι πρόκειται για κοίλες διατομές θερμής ελάσεως, οπότε έχουμε καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0,60$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{Ed} + N_{vd}$
όπου :

N_{Ed} αξονική δύναμη λόγω σεισμού

N_{vd} αξονική δύναμη λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού. (Στις συνηθισμένες περιπτώσεις μονώροφων κτιρίων είναι $N_{vd} = 0$)

$$N_{sd} = N_{Ed} = -79,98 \text{ kN}$$

$$\checkmark N_{Rd} = \chi \times A \times f_y / \gamma_M = 0,60 \times 15,5 \times 35,5 / 1 = 330,15 \text{ kN} > N_{sd} = -79,98 \text{ kN}$$

Εφελκόμενη διαγώνιος

$$N_{Rd} = A \times f_y / \gamma_M = 15,5 \times 35,5 / 1 = 550,25 \text{ kN} > N_{Ed} = 2 \times 70,31 \text{ kN}$$

όπου N_{Ed} είναι 2 φορές η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγώνιου που προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος SAP2000

Ικανοτικός συντελεστής Ω

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.7.4 του Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής Ω ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού 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.

$$\Omega = \min(\Omega_1 ; \Omega_2) = \min\left(\frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}\right) = \min\left(\frac{550,25}{69,49} ; \frac{550,25}{64,65}\right) = 7,92$$

θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%, κάτι που ισχύει.

Στοιχεία διατομής κεφαλοδοκού HEA200

$$A = 53,83 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3692 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1336 \text{ cm}^4$$

$$L = 580 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 580 \text{ cm}$$

$$h = 190 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 10 \text{ mm}$$

Έλεγχος κεφαλοδοκού

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

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

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 τη ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

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

$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή στο υποστυλώμα που οφείλεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (βλέπε 6.1.3 (2) και 6.2 (3) Ευρωκώδικα 8). Η τιμή η οποία αποδίδεται για χρήση σε μία χώρα μπορεί να δίδεται στο Εθνικό Προσάρτημά της. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25.

Επομένως η επαυξημένη δρώσα αξονική στην οριζόντια δοκό με $N_{Ed,G} = 0$ και $N_{Ed,E} = 14,88 \text{ kN}$ είναι:

$$N_{ικανot.} = N_{Ed,G} + 1,1 \times \gamma_{ov} \times \Omega \times N_{Ed,E} = 162 \text{ kN}$$

Η κεφαλοδοκός υπόκειται μόνο σε αξονική θλιπτική δύναμη ενώ η κάμψη και η τέμνουσα που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό είναι μηδενικές.

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα } y: \lambda_y = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}} = \frac{580}{\pi} \sqrt{\frac{53,83 \times 35,5}{3692 \times 21000}} = 0,92$$

$$h/b = 0,95 < 1,2, t_f < 100\text{mm}, S355 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού } b \rightarrow \chi_y = 0,70$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα } z: \lambda_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_z E}} = \frac{580}{\pi} \sqrt{\frac{53,83 \times 35,5}{1336 \times 21000}} = 1,52$$

$$h/b = 0,95 < 1,2, t_f < 100\text{mm}, S355 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού } c \rightarrow \chi_z = 0,32$$

$$\checkmark N_{Rd} = \chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_M = 0,32 \times 53,83 \times 35,5 / 1 = 611,5\text{kN} > N_{\text{ικανot.}}$$

Στοιχεία διατομής υποστυλώματος HEB300

$$A = 149,1\text{cm}^2$$

$$I_y = 25170\text{cm}^4$$

$$I_z = 8563\text{cm}^4$$

$$L = 900\text{cm}$$

$$L_{cr} = 450\text{cm}$$

$$h = 300\text{mm}$$

$$b = 300\text{mm}$$

$$t_f = 19\text{mm}$$

Έλεγχος υποστυλώματος

Ισχύει ότι:

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

$$N_{Ed,G} = 154,02\text{kN}$$

$$N_{Ed,E} = 74,96\text{kN}$$

$$\gamma_{ov} = 1,25 \text{ (προτεινόμενη τιμή)}$$

$$\Omega = 7,92$$

$$N_{\text{ικανot.}} = N_{Ed,G} + 1,1 \times \gamma_{ov} \times \Omega \times N_{Ed,E} = 970,33\text{kN}$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα } y: \lambda_y = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}} = \frac{450}{\pi} \sqrt{\frac{149,1 \times 35,5}{25170 \times 21000}} = 0,45$$

$$h/b = 1, t_f < 100\text{mm}, S355 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού } b \rightarrow \chi_y = 0,90$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα } z: \lambda_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_z E}} = \frac{450}{\pi} \sqrt{\frac{149,1 \times 35,5}{8563 \times 21000}} = 0,77$$

$$h/b = 1, t_f < 100\text{mm}, S355 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού } c \rightarrow \chi_z = 0,67$$

$$\checkmark N_{Rd} = \chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_M = 0,67 \times 149,1 \times 35,5 / 1 = 3546,3\text{kN} > N_{\text{ικανot.}}$$

5 Θεμελίωση

Η τυπική διαδικασία σύνδεσης της ανωδομής με το θεμέλιο είναι η ενσωμάτωση σε αυτό, κατά τη φάση σκυροδέτησης, των αγκυρίων επί των οποίων, κατά τη φάση ανέγερσης, συνδέεται κοχλιωτά η πλάκα έδρασης του υποστυλώματος. Προκειμένου να διατηρηθούν κατά τη σκυροδέτηση τα αγκύρια σε σταθερές μεταξύ τους αποστάσεις, συνδέονται με επίπεδη πλάκα (καλίμπρα) μικρού πάχους, της οποίας συνήθως η τελική ανώτερη επιφάνεια συμπίπτει με την επιφάνεια του σκυροδέματος. Σε πακτωμένη έδραση τα αγκύρια διατάσσονται εκτός των πελμάτων της διατομής ώστε να δημιουργηθούν οι απαραίτητοι μοχλοβραχίονες για την αντιμετώπιση των ροπών.

Τα μεταλλικά υποστυλώματα του κτιρίου της επιλογής μας είναι πακτωμένα στο έδαφος. Θεωρούμε πλάκα έδρασης διαστάσεων $600 \times 600 \times 30$ και διαστάσεις θεμελίου $800 \times 800 \times 1400$. Τα υποστυλώματα της κατασκευής είναι HEB300 με μέγιστη αξονική δρώσα σε αυτά $N_{Ed} = 1325 \text{ kN}$ και ροπή $M_{Ed} = 412,49 \text{ kNm}$

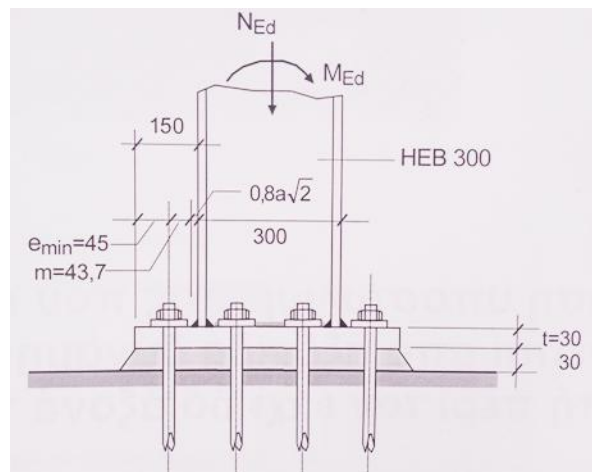
Επιλέγονται 12 αγκύρια M24 ποιότητας 8.8 με τα εξής χαρακτηριστικά:

Εμβαδόν σπειρώματος: $A_s = 3,53 \text{ cm}^2$

$f_{yb} = 640 \text{ Mpa}$

$f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$

και ποιότητα σκυροδέματος C20/25



Σχήμα 5.1: Λεπτομέρεια πλάκας έδρασης

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

Είναι: $\max b_2 = 3b_1 = 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$

$\max d_2 = 3d_1 = 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$

Η επιφάνεια $A_{c1} = b_2 \times d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια της θεμελίωσης και συγχρόνως ισχύει:

$h \geq b_2 - b_1 = 2b_1 = 1200 \text{ mm}$

$h \geq d_2 - d_1 = 2d_1 = 1200 \text{ mm}$

Άρα $A_{c0} = b_1 \times d_1 = 600 \times 600 = 360 \times 10^3 \text{ mm}^2$

$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 1800 \times 1800 = 3240 \times 10^3 \text{ mm}^2$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Η συγκεντρωμένη αντοχή σχεδιασμού είναι:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3f_{cd} \times A_{c0}$$

$$\Rightarrow F_{Rdu} = 360 \times 10^3 \times 20/1,5 \sqrt{3240 \times 10^3 / 360 \times 10^3} = 14,4 \times 10^3 \text{ kN} = 3 \times 20/1,5 \times 360 \times 10^3$$

Ο συντελεστής υλικού του κόμβου είναι $\beta_j = 2/3$ (με υπόθεση αντοχής κονιάματος μεγαλύτερης του 0,2 της αντοχής του σκυροδέματος θεμελίωσης και ακόμη επειδή για το πάχος του κονιάματος των 30mm ισχύει: $0,2 \min(d_1; b_1) = 120 > 30\text{mm}$)

Η αντοχή επαφής της έδρασης είναι:

$$f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} / (b_{eff} \times l_{eff}) = 2/3 \times 14,4 \times 10^3 / 360 \times 10^3 = 26,7 \text{ N/mm}^2$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

Το ενεργό πλάτος έδρασης c είναι:

$$c \leq t \left(\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{Mo}} \right)^{0,5} = 30 \left(\frac{355}{3 \times 26,7 \times 1,0} \right)^{0,5} = 63,2 \text{ mm}$$

και η ενεργός επιφάνεια:

$$A_{eff} = (300+2c)^2 - (300+2c-t_w-2c) \times (300-2t_f-2c) = (300+2 \times 63,2)^2 - (300-11) \times (300-2 \times 19-2 \times 11)$$

$$\Rightarrow A_{eff} = 112,5 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Έλεγχος αντοχής έδρασης σε θλίψη

$$\checkmark N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 112,5 \times 10^3 \times 26,7 = 3003,75 \text{ kN} > N_{Ed} = 1325,01 \text{ kN}$$

Ροπή αντοχής της έδρασης

Αναλόγως της μορφής αστοχίας, το ενεργό μήκος του υπό την επίδραση των εφελκυσμένων αγκυριών τμήματος της πλάκας έδρασης, δίνεται από τις σχέσεις:

$$\text{Για μή κυκλικές μορφές αστοχίας: } l_{eff,nc} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x \\ 2m_x + 0,625e_x + e \\ 2m_x + 0,625e_x + 0,5w \\ b_p/2 \end{cases}$$

$$\text{Για κυκλικές μορφές αστοχίας: } l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + 2e \\ \pi m_x + w \end{cases}$$

$$e_x = 45 \text{ mm}$$

$$w = 300 \text{ mm}$$

$$b_p = 500 \text{ mm}$$

$$m_x = 100 - e_x - 0,8a\sqrt{2} = 100 - 45 - 0,8 \times 10 \times \sqrt{2} = 43,7 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \sum l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 215,5\text{mm} \text{ και } l_{eff,cp} = 274,6\text{mm}$$

$$\text{αλλά επειδή πρέπει να ισχύει } \sum l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} \Rightarrow \sum l_{eff,1} = 215,5\text{mm}$$

$$\sum l_{eff,2} = 215,5\text{mm}$$

Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκυσμένων αγκυρίων

Επειδή:

$$L_b = 8 \cdot d + t_g + t_p + t_{wa} + 0,5t_f = 8 \cdot 24 + 30 + 30 + 8 + 0,5 \cdot 19 = 269,5\text{mm}$$

και

$$L_b = 269,5\text{mm} > \frac{8,8 \cdot m^3 A_s}{\sum l_{eff,1} x t_f^3} = \frac{8,8 \cdot 43,7^3 \cdot 353}{215,5 \cdot 30^3} = 44,6\text{mm}$$

είναι

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \cdot 21,55 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1 = 1721,3 \text{ kNcm}$$

$$n = e_{min} = 45\text{mm} < 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 43,7 = 54,6\text{mm}$$

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 80 \cdot 3,53}{1,25} = 203,3\text{kN}$$

οπότε:

Πρώτη μορφή αστοχίας

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1721,3}{4,37} = 1575,6\text{kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m} = \frac{2 \cdot 1721,3 + 4,5 \cdot 4 \cdot 203,3}{4,37}$$

$$\Rightarrow F_{T,2,Rd} = 1625,2 \text{ kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \cdot 203,3 = 813,2\text{kN}$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min (F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}) = 813,2\text{kN}$$

Ενεργός επιφάνεια

Για ταυτόχρονη συνύπαρξη θλιπτικής δύναμης και ροπής, ισχύουν οι ακόλουθες εξισώσεις ισορροπίας

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - \sum f_{t,Rd}$$

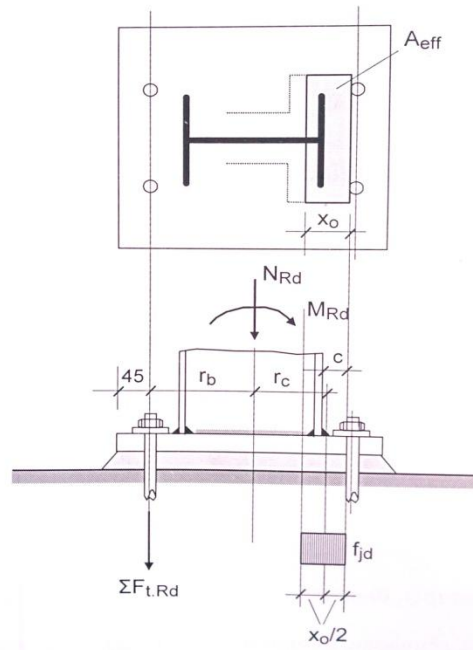
$$M_{Rd} = \sum F_{t,Rd} r_b + A_{eff} x f_{jd} x r_c$$

$$\Rightarrow 1325 = A_{eff} x 2,47 - 813,2 \Rightarrow A_{eff} = 865,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} = x_0 x (2c + b_f) \Rightarrow 86567 = x_0 x (2 \times 63,2 + 300) \Rightarrow x_0 = 203 \text{ mm}$$

$$\text{Πρέπει } x_0 < t_f + 2c = 19 + 2 \times 63,2 = 145,4 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow x_0 = 145,4 \text{ mm}$$



Σχήμα 5.2: Ενεργός επιφάνεια εδρασης με 4 αγκύρια

Αντοχή της έδρασης σε κάμψη

$$r_c = b_f/2 + c - x_0/2 = 300/2 + 63,2 - 145,4/2 \Rightarrow r_c = 140,6 \text{ mm}$$

$$r_b = b_f/2 + m_x + 0,8a\sqrt{2} = 300/2 + 43,7 + 0,8 \times 10\sqrt{2} \Rightarrow r_b = 205 \text{ mm}$$

και η ροπή αντοχής που αντιστοιχεί σε αξονική δύναμη $N_{Ed} = 1325 \text{ kN}$ είναι:

$$M_{Rd} = 813200 \times 205 + 86567 \times 24,7 \times 140,6 = 467,3 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 467,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 412,49 \text{ kNm}$$

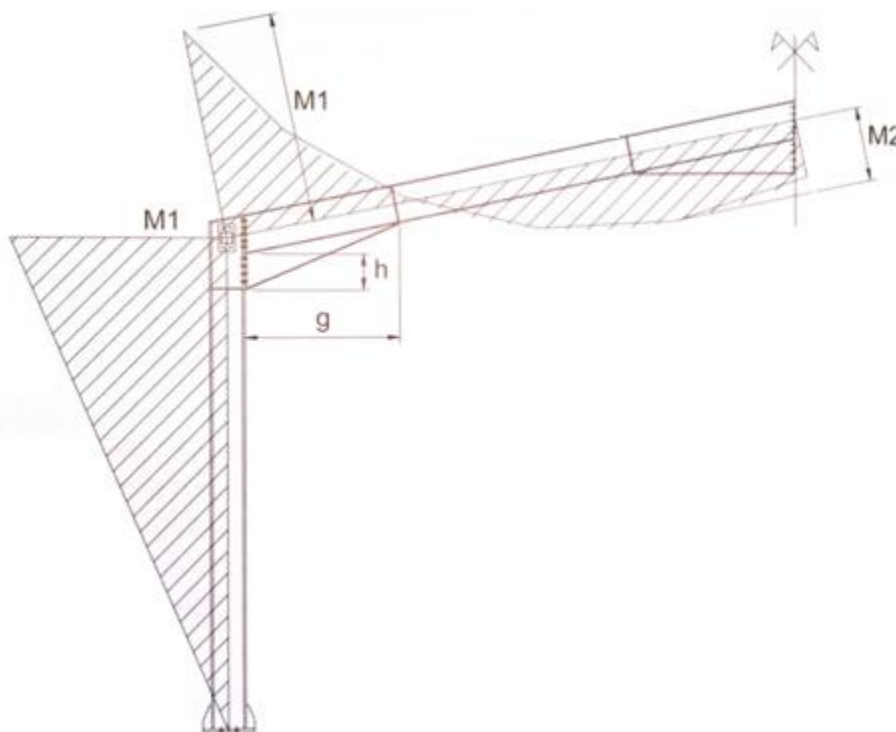
6 Συμπεράσματα

Όπως έχουν δείξει τα στοιχεία από την παρούσα μελέτη, η συμμετοχή του ελκυστήρα σε κάθε πλαίσιο σε αυτές τις διαστάσεις, (δηλαδή με άνοιγμα γύρω στα 15-25m) έχει τεράστια σημασία καθώς όπως είδαμε στα αμφίπακτα πλαίσια είχαμε μείωση της ροπής στην κεφαλή του υποστυλώματος κατά 210kNm (από 375kNm σε 165kNm) και στον πόδα του υποστυλώματος κατά 190kNm (από 571kNm σε 381kNm). Αυτό είχε σαν αποτέλεσμα την μείωση των διατομών των υποστυλωμάτων από HEB400 σε HEB300 και των ζυγμάτων από IPE450 σε IPE 330, κάτι που μεταφράζεται σε μείωση του βάρους του κτιρίου κατά 13560Kg. Αν προσθέσουμε το βάρος του ελκυστήρα έχουμε καθαρή μείωση του βάρους γύρω στα 8730Kg και κατα συνέπεια εξοικονόμηση περίπου 13.000 ευρώ εάν θεωρήσουμε ότι η τιμή του τελικού προϊόντος του ανεργεμένου χάλυβα σήμερα είναι 1,45€ ανα κιλό. Όσο αφορά τα αμφιαρθρωτά πλαίσια, η συμβολή του ελκυστήρα είναι ακόμη πιο σημαντική αφού χωρίς αυτόν χρειάστηκε διατομή υποστυλώματος HEB700 για να αναλάβει την ροπή των 811kNm η οποία προέκυπτε στην κεφαλή, ενώ με τον ελκυστήρα η τιμή αυτή έπεσε στα 576kNm και επομένως η διατομή HEB500 ήταν αρκετή. Αντίστοιχα η διατομή του ζυγώματος από IPE600 έγινε IPE500. Εδώ η διαφορά στο καθαρό βάρος είναι περίπου 12,3 τόνους. Φυσικά ένα πιο ελαφρύ κτίριο δεν έχει θετικό αντίκτυπο μόνο στην οικονομία αλλά γενικότερα στην κατασκευή. (π.χ. ευκολία σύνδεσης, αντισεισμικό σχεδιασμό, μικρότερες θεμελιώσεις, ευκολία ανέγερσης). Οι λόγοι στους οποίους δεν χρησιμοποιείται ελκυστήρας σε υπόστεγα με μικρότερα ανοίγματα, είναι η περιπλοκότητα της κατασκευής σε σχέση με τα συνήθη απλά πλαίσια χωρίς ελκυστήρα και οι σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα ζυγώματα. Ένας άλλος αποτρεπτικός παράγοντας της χρήσης του ελκυστήρα ίσως να είναι ο περιορισμός του ύψους, ιδίως σε κατασκευές με ζυγώματα μεγάλων κλίσεων. Σε αυτή την μελέτη το καθαρό ύψος είναι 9m ενώ ο κορφιάς βρίσκεται στα 12m. Δηλαδή ένας χώρος γύρω στα 1785m³ ίσως να μὴν είναι εκμεταλλεύσιμος σε ένα κτίριο αποθήκευσης προϊόντων..

Όσο αφορά τις ενισχύσεις στους κόμβους ζυγώματος υποστυλώματος, αυτές τοποθετούνται για δύο λόγους. Ο πρώτος και κυριότερος είναι λόγω του ότι στους κόμβους έχουμε εν γένει την μέγιστη καμπτική ροπή M_1 , έτσι οι ενισχύσεις σε συνδυασμό με το ζύγωμα που έχουν μεγαλύτερη ροπή αδρανείας σε σχέση με την διατομή του ζυγώματος παραλαμβάνουν αυτή τη ροπή και μπορούμε να διαστασιολογήσουμε με βάση τη ροπή M_2 (σχήμα 6.1). Στο συγκεκριμένο υπόστεγο η διατομή του ζυγώματος μειώνεται από IPE330 σε IPE300 στα αμφίπακτα πλαίσια και από IPE500 σε IPE450 στα αμφιαρθρωτά πλαίσια ενώ στην περίπτωση που δεν υπήρχε ο ελκυστήρας η διατομή θα άλλαζε από IPE450 σε IPE360 και από IPE600 σε IPE500 αντίστοιχα. Ο δεύτερος λόγος που χρησιμοποιούνται αυτού του είδους ενισχύσεις είναι για να μορφώνονται οι κόμβοι μεταξύ ζυγώματος-υποστυλώματος αλλά και ο κορυφιαίος ως δύσκαμπτοι, αφού οι ημιάκαμπτες συνδέσεις δεν χρησιμοποιούνται ακόμη συστηματικά, δεδομένου ότι η συμπεριφορά τους υπό κυκλική φόρτιση δεν έχει επαρκώς διερευνηθεί.

Τα πλαίσια του κτιρίου όπως έχουμε πεί μελετηθήκαν ως αμφίπακτα αλλά και ως αμφιαρθρωτά. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο έχει πιο σύνθετη έδραση επί του θεμελίου από ένα αμφιαρθρωτό αλλά παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή καμπτικών ροπών και μειωμένη παραμορφωσιμότητα. Αυτό μπορεί να το παρατηρήσει κανείς βλέποντας το διάγραμμα ροπών των υποστυλωμάτων όπου στα πακτωμένα πλαίσια η μέγιστη απόλυτη τιμή φτάνει τα 613kNm ενώ στα αρθρωτά η τιμή αυτή είναι 811kNm. Βεβαίως στον τελικό φορέα όπου έχουμε ενισχύσεις στους κόμβους και ελκυστήρες, οι τιμές αυτές είναι πιο μικρές αλλά και πάλι η διαφορά είναι αρκετά μεγάλη. Η

μεγαλύτερη απόλυτη τιμή στα αμφίπακτα είναι 380kNm και στα αμφιαρθρωτά 594kNm. Αυτή η διαφορά των 214kNm μας δίνει την δυνατότητα να χρησιμοποιήσουμε διατομές HEB300 αντί για HEB450 και να μειώσουμε το βάρος του κτιρίου κατά 9720Kg και το κόστος κατά 14.000€. Φυσικά οι θεμελίωσεις θα στοιχίσουν περισσότερο αφού είναι πιο σύνθετες και κατασκευάζονται συνήθως με 12 αγκύρια ενώ στις αρθρώσεις είναι πιο απλές με 4 συνήθως αγκύρια. Σε περιπτώσεις θεμελίωσης επί εδαφών κακής ποιότητας, επιλέγεται η λύση της αρθρωτής στήριξης δεδομένου ότι το κακό έδαφος δεν μπορεί να εξασφαλίσει συνθήκες πάκτωσης (αστρεψιάς της διατομής έδρασης).



Σχήμα 6.1: Διάγραμμα καμπτικών ροπών δίστηλου αμφιαρθρωτού πλαισίου με ενίσχυση στον κόμβο ζυγώματος υποστυλώματος, υπό τα κατακόρυφα φορτία

Παρακάτω ακολουθεί συγκριτικός πίνακας όλων των παραλλαγών ως προς το βάρος τους. Εκτός του ότι φαίνεται ξεκάθαρα ότι η παραλλαγή με τα αμφίπακτα πλαίσια, ελκυστήρα και ενισχύσεις μας δίνει τον ελαφρύτερο φέροντα οργανισμό, είναι εντυπωσιακό ότι σε σχέση με τον φορέα που αποτελείται από απλά αμφιαρθρωτά πλαίσια έχει ακριβώς το μισό βάρος. Γενικά παρατηρούμε ότι οι πακτώσεις μειώνουν κατά πολύ το βάρος και προτιμούνται όπου αυτό είναι δυνατόν, ενώ μεγάλη συμβολή έχει και ο ελκυστήρας σε κάθε περίπτωση. Από τον πίνακα συμπαίρνουμε ότι οι ενισχύσεις δεν επέφεραν σημαντικές διαφορές στα βάρη των φορέων, ωστόσο είναι πιο ελαφριές οι κατασκευές αυτών των παραλλαγών και έχουν καλύτερη συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

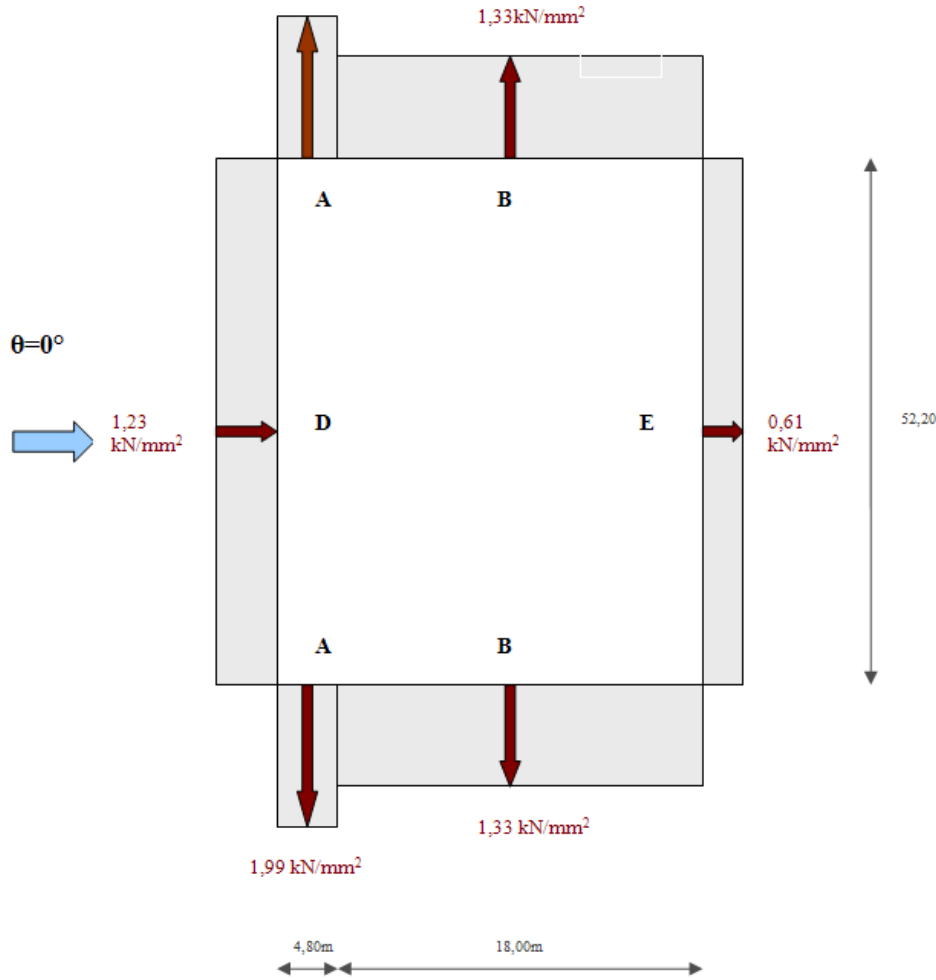
	Π (4,62t)	Π+ΕΛ (3,75t)	Π+Ε (4,14t)	Π+ΕΛ+Ε (3,59t)	Α (7,22t)	Α+ΕΛ (5,53t)	Α+Ε (6,48t)	Α+ΕΛ+Ε (4,19t)
Π (4,62t)	-	+19%	+10%	+22%	-36%	-16%	-29%	+9%
Π+ΕΛ (3,75t)	-19%	-	-9%	+4%	-48%	-32%	-42%	-11%
Π+Ε (4,14t)	-10%	+9%	-	+13%	-43%	-25%	-36%	-1%
Π+ΕΛ+Ε (3,59t)	-22%	-4%	-13%	-	-50%	-35%	-45%	-14%
Α (7,22t)	+36%	+48%	+43%	+50%	-	+23%	+10%	+42%
Α+ΕΛ (5,53t)	+16%	+32%	+25%	+35%	-23%	-	-15%	+24%
Α+Ε (6,48t)	+29%	+42%	+36%	+45%	-10%	+15%	-	+35%
Α+ΕΛ+Ε (4,19t)	-9%	+11%	+1%	+14	-42%	-24%	-35%	-

Π: Αμφίπακτα πλαίσια
Α: Αμφιαρθρωτά πλαίσια

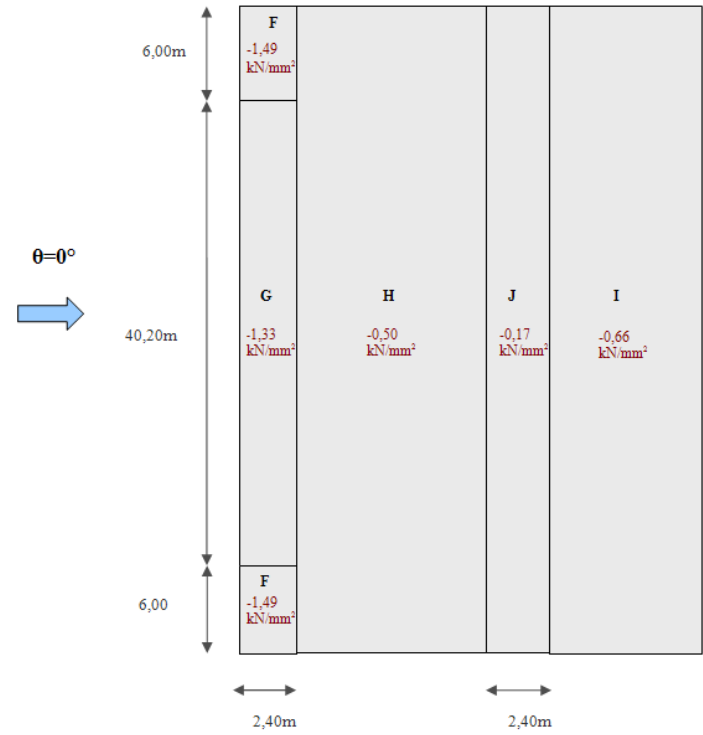
ΕΛ.: Ελκυστήρα
Ε.: Ενισχύσεις

Πίνακας 6.1: Σύγκριση παραλλαγών ως προς το βάρος των πλαισίων τους

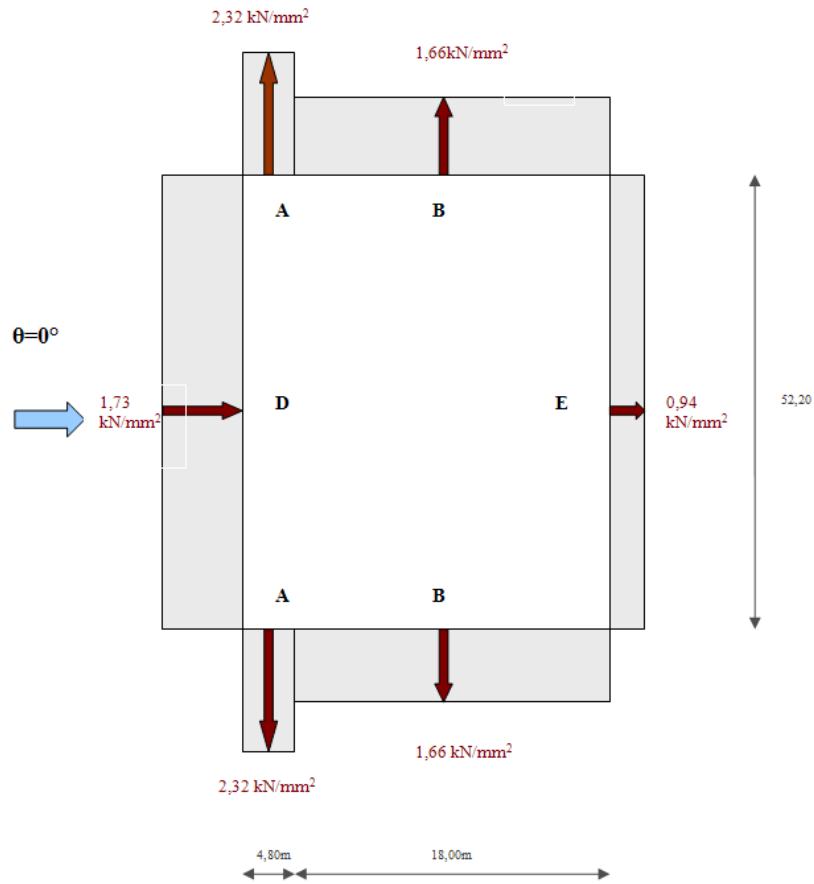
Παράρτημα Α:
Σχήματα τελικών ανεμοπιέσεων



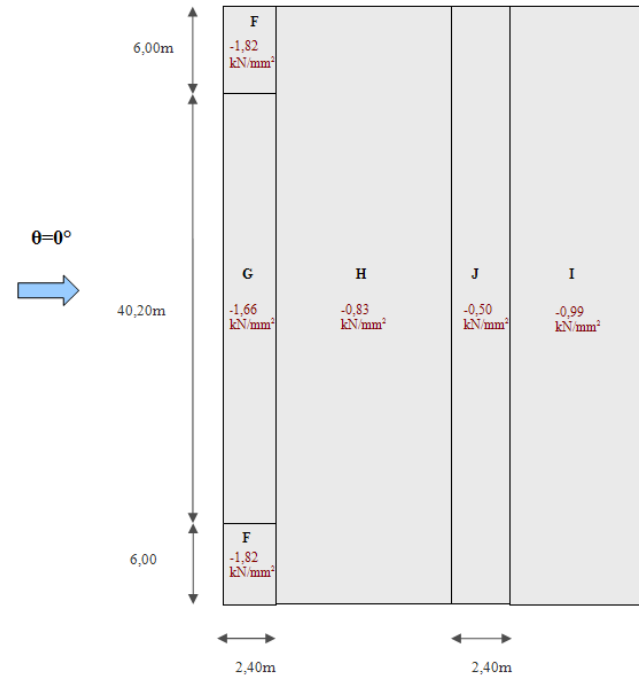
Σχήμα A1: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και κλειστές θύρες



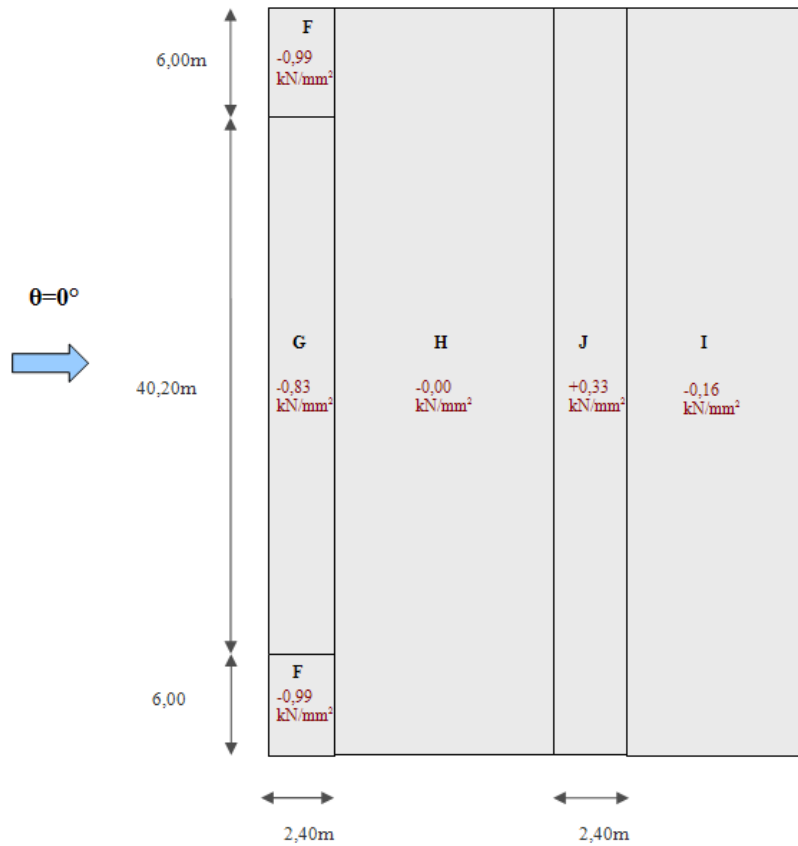
Σχήμα A2: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και κλειστές θύρες



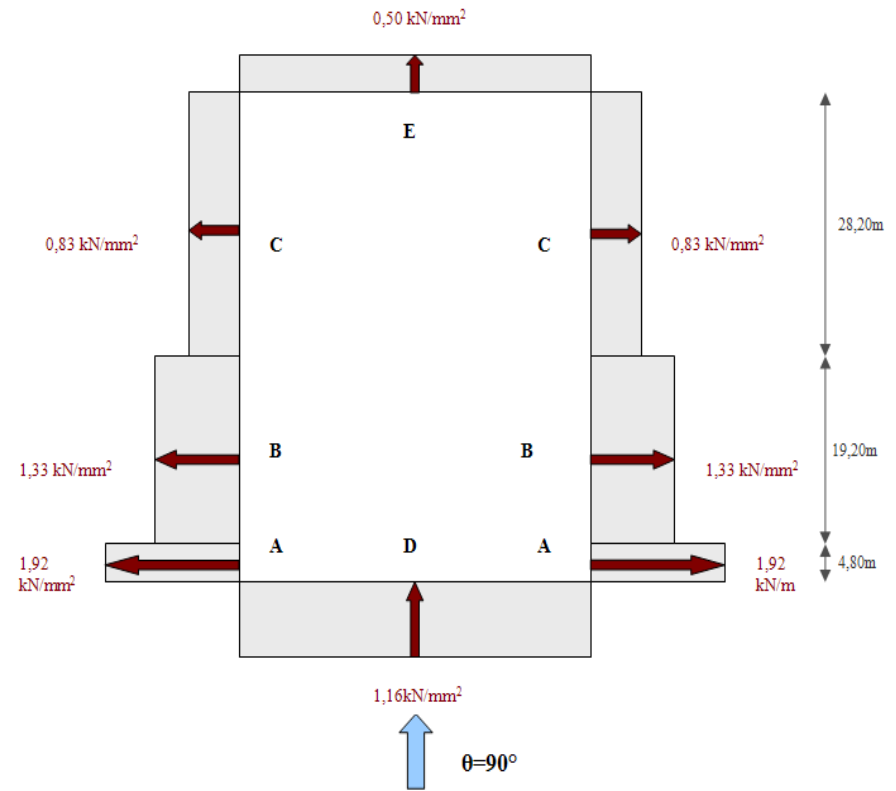
Σχήμα A3: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και ανοικτές θύρες



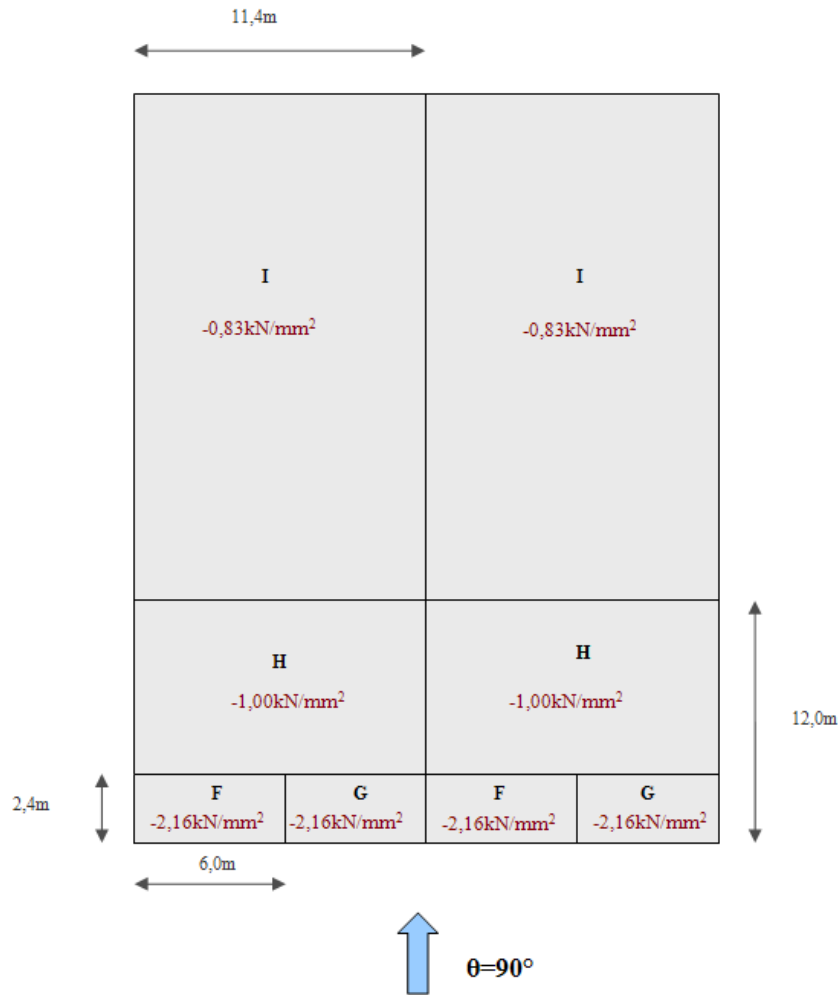
Σχήμα A4: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και ανοικτές θύρες (Δυσμενής φόρτιση προς τα πάνω)



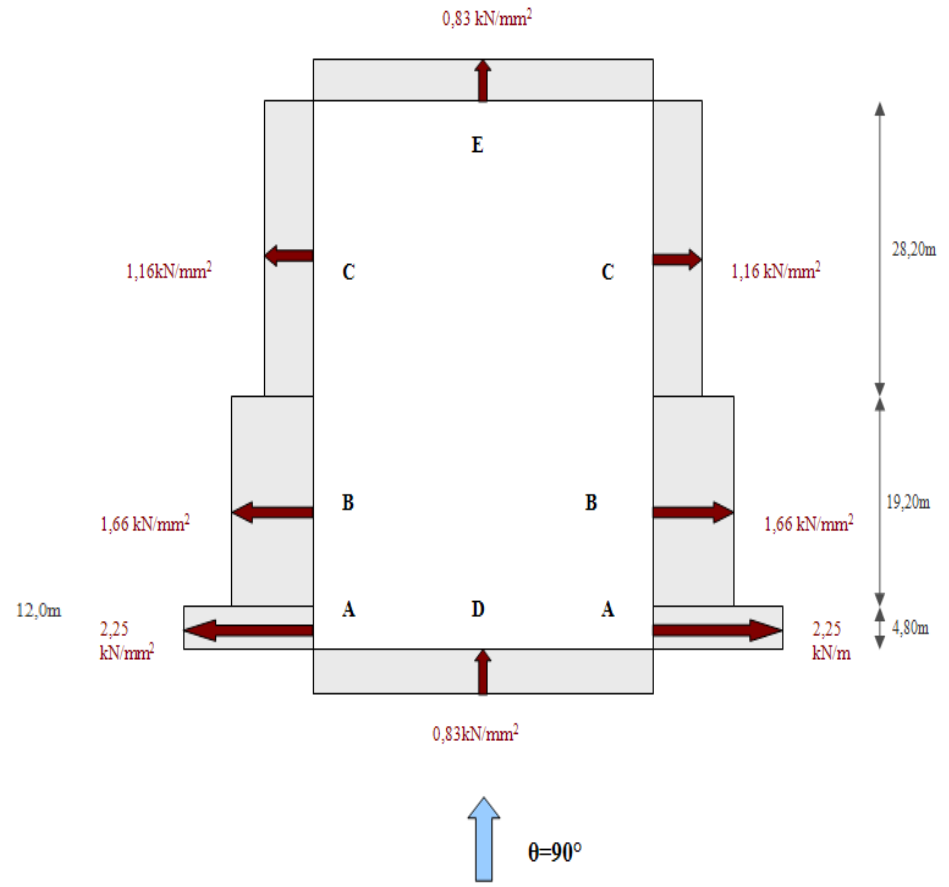
Σχήμα A5: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0$ και ανοικτές θύρες (Δυσμενής φόρτιση προς τα κάτω)



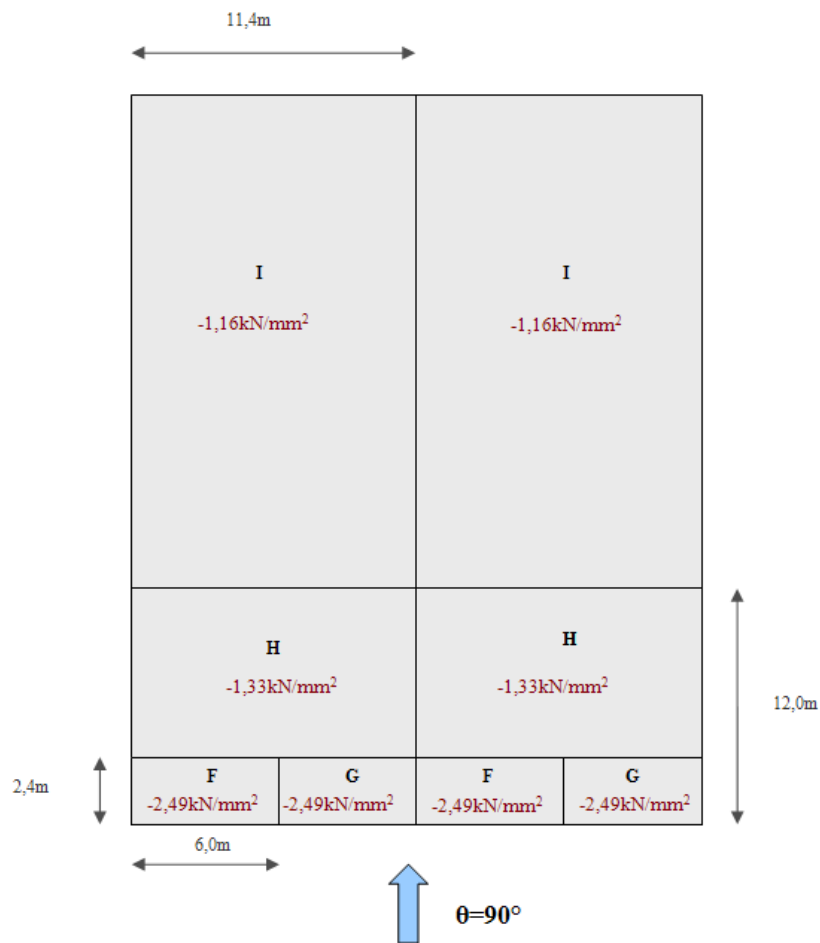
Σχήμα A6: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και κλειστές θύρες



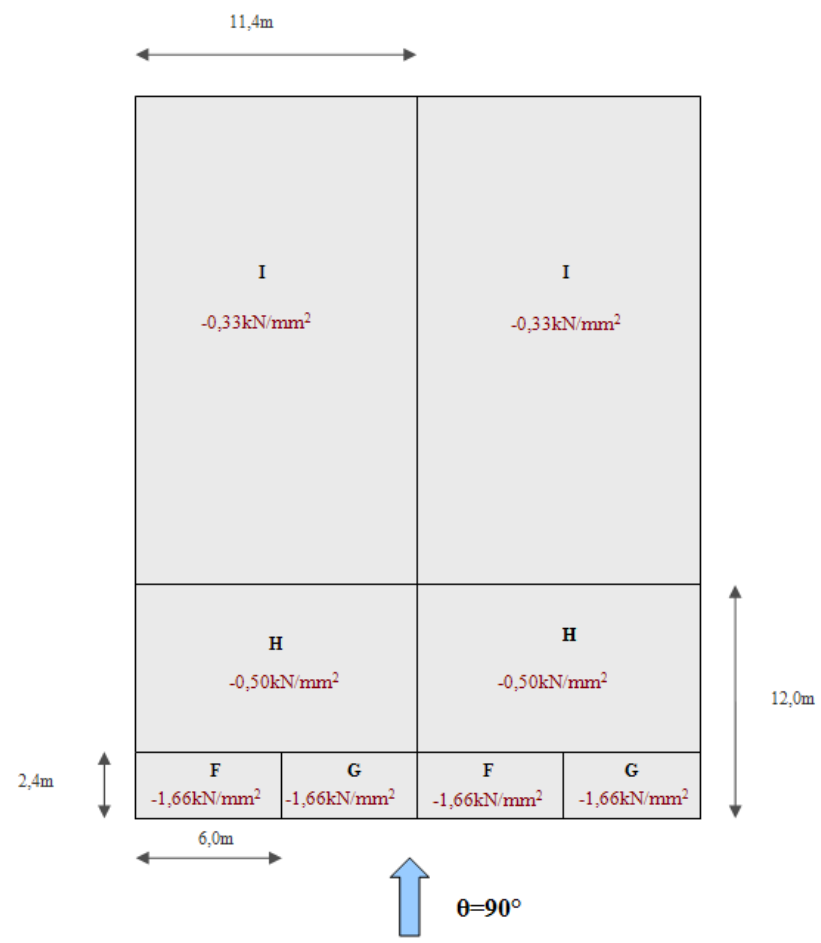
Σχήμα A7: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και κλειστές θύρες



Σχήμα A8: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και ανοικτές θύρες



Σχήμα A9: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και ανοικτές θύρες (Δυσμενής φόρτιση προς τα πάνω)



Σχήμα A10: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και ανοικτές θύρες (Δυσμενής φόρτιση προς τα κάτω)

Παράρτημα Β:
Πίνακας συνδυασμών δράσεων στο κτίριο

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Συνδυα σμός	DEAD	LIVE ROOF	LIVE LOFT	SNOW	TEMP	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅	W ₆	W ₇	W ₈	Ex	Ey
ULS1	1,35	1,50	1,50		0,90		0,90								
ULS2	1,35	1,50	1,50		0,90				0,90						
ULS3	1,35	1,50	1,50		0,90						0,90				
ULS4	1,35	1,50	1,50		0,90								0,90		
ULS5	1,35		1,50	0,75	0,90		0,90								
ULS6	1,35		1,50	0,75	0,90				0,90						
ULS7	1,35		1,50	0,75	0,90						0,90				
ULS8	1,35		1,50	0,75	0,90								0,90		
ULS9	1,35	1,50	1,50		1,50		0,90								
ULS10	1,35	1,50	1,50		1,50				0,90						
ULS11	1,35	1,50	1,50		1,50						0,90				
ULS12	1,35	1,50	1,50		1,50								0,90		
ULS13	1,35		1,50	0,75	1,50		0,90								
ULS14	1,35		1,50	0,75	1,50				0,90						
ULS15	1,35		1,50	0,75	1,50						0,90				
ULS16	1,35		1,50	0,75	1,50								0,90		
ULS17	1,35		1,50	1,50	0,90		0,90								
ULS18	1,35		1,50	1,50	0,90				0,90						
ULS19	1,35		1,50	1,50	0,90						0,90				
ULS20	1,35		1,50	1,50	0,90								0,90		
ULS21	1,35	1,50	1,50		0,90		1,50								
ULS22	1,35	1,50	1,50		0,90				1,50						

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ULS23	1,35	1,50	1,50		0,90						1,50				
ULS24	1,35	1,50	1,50		0,90								1,50		
ULS25	1,35		1,50	0,75	0,90		1,50								
ULS26	1,35		1,50	0,75	0,90				1,50						
ULS27	1,35		1,50	0,75	0,90						1,50				
ULS28	1,35		1,50	0,75	0,90								1,50		
ULS29	1,00				0,90	1,50									
ULS30	1,00				0,90			1,50							
ULS31	1,00				0,90					1,50					
ULS32	1,00				0,90							1,50			
ULS33	1,00				1,50	0,90									
ULS34	1,00				1,50			0,90							
ULS35	1,00				1,50					0,90					
ULS36	1,00				1,50							0,90			
SLS1	1,00	1,00	1,00		0,6		0,6								
SLS2	1,00	1,00	1,00		0,6				0,6						
SLS3	1,00	1,00	1,00		0,6						0,6				
SLS4	1,00	1,00	1,00		0,6								0,6		
SLS5	1,00		1,00	0,5	0,6		0,6								
SLS6	1,00		1,00	0,5	0,6				0,6						
SLS7	1,00		1,00	0,5	0,6						0,6				
SLS8	1,00		1,00	0,5	0,6								0,6		
SLS9	1,00	1,00	1,00		1,00		0,6								
SLS10	1,00	1,00	1,00		1,00				0,6						
SLS11	1,00	1,00	1,00		1,00						0,6				
SLS12	1,00	1,00	1,00		1,00								0,6		

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

SLS13	1,00		1,00	0,5	1,00		0,6								
SLS14	1,00		1,00	0,5	1,00				0,6						
SLS15	1,00		1,00	0,5	1,00						0,6				
SLS16	1,00		1,00	0,5	1,00								0,6		
SLS17	1,00		1,00	1,00	0,6		0,6								
SLS18	1,00		1,00	1,00	0,6				0,6						
SLS19	1,00		1,00	1,00	0,6						0,6				
SLS20	1,00		1,00	1,00	0,6								0,6		
SLS21	1,00	1,00	1,00		0,6		1,00								
SLS22	1,00	1,00	1,00		0,6				1,00						
SLS23	1,00	1,00	1,00		0,6						1,00				
SLS24	1,00	1,00	1,00		0,6								1,00		
SLS25	1,00		1,00	0,5	0,6		1,00								
SLS26	1,00		1,00	0,5	0,6				1,00						
SLS27	1,00		1,00	0,5	0,6						1,00				
SLS28	1,00		1,00	0,5	0,6								1,00		
SLS29	1,00				0,6	1,00									
SLS30	1,00				0,6			1,00							
SLS31	1,00				0,6					1,00					
SLS32	1,00				0,6							1,00			
SLS33	1,00				1,00	0,60									
SLS34	1,00				1,00			0,60							
SLS35	1,00				1,00					0,60					
SLS36	1,00				1,00							0,60			
SEISMIC 1	1,00	0,8	0,8											1,00	0,3

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

SEISMIC 2	1,00	0,8	0,8											1,00	-0,3
SEISMIC 3	1,00	0,8	0,8											-1,00	0,3
SEISMIC 4	1,00	0,8	0,8											-1,00	-0,3
SEISMIC 5	1,00	0,8	0,8											0,3	1,00
SEISMIC 6	1,00	0,8	0,8											-0,3	1,00
SEISMIC 7	1,00	0,8	0,8											-0,3	-1,00
SEISMIC 8	1,00	0,8	0,8											0,3	-1,00

Βιβλιογραφία

1. Ερμόπουλος «**Ευρωκώδικας 1**», Κλειδάριθμος, Β' έκδοση 2008
2. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σχεδιασμός δομικών έργων από Χάλυβα**», Κλειδάριθμος, Αθήνα έκδοση 2008
3. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3**», Κλειδάριθμος, Τόμος Ι, Αθήνα 2008
4. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3**», Κλειδάριθμος, Τόμος ΙΙ, Αθήνα 2008
5. Ι.Βάγιας «**Σιδηρές Κατασκευές-Ανάλυση και Διαστασιολόγηση**», Κλειδάριθμος, Αθήνα 2003
6. Ι.Βάγιας «**Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα**» Κλειδάριθμος, Αθήνα 2010
7. Eurocode 0 «**Eurocode - Basis of Structural Design** », European Standard EN 1990
8. Eurocode 1 «**Basis of Design and Actions on Structures**», European Standard EN 1991
9. Eurocode 3 «**Design of Steel Structures** », European Standard EN 1993
10. Eurocode 4 «**Design of composite steel and concrete structures**», European Standard EN 1994
11. Eurocode 8: «**Design of structures for earthquake resistance**», European Standard EN 1998
12. <http://www.elastron.gr/en/>
13. Παπασταματίου Δ, Ι Ψυχάρης. «**Βοηθητικές Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας** », Αθήνα 2001
14. Anil K. Chopra «**Δυναμική των κατασκευών** », Αθήνα 2008, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας