



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών
«Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Αθλητικού Κέντρου από Μεταλλική Κατασκευή



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νικόλαος Αριστείδης Γ. Βασιλείου

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Φεβρουάριος 2018

EMK ME 2018/03

Βασιλείου Ν. Γ. (2018).
Σχεδιασμός αθλητικού κέντρου από μεταλλική κατασκευή
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2018/03
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Vasileiou N. G. (2018).
Design of a steel structure for a sports center
Postgraduate Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2018/03
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή.....	7
1.1 Κλειστά αθλητικά προπονητικά γήπεδα.....	7
1.2 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας.....	14
1.3 Δομή της εργασίας	15
2 Περιγραφή του φορέα.....	17
2.1 Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου	17
2.2 Κύριοι φορείς	20
2.3 Τεγίδες.....	22
2.3.1 Κάτω οριζόντιες δοκοί	22
2.3.2 Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί	23
2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	24
2.5 Κεφαλοδοκοί.....	25
2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	25
2.7 Μετωπικά υποστυλώματα	26
2.8 Μηκίδες	27
2.9 Υλικά κατασκευής.....	28
2.9.1 Δομικός χάλυβας.....	28
2.9.2 Φύλλα επικάλυψης.....	29
3 Δράσεις.....	31
3.1 Μόνιμες Δράσεις.....	31
3.2 Επιβαλλόμενες Μεταβλητές Δράσεις.....	31
3.3 Φορτία Χιονιού	33
3.3.1 Κανονισμοί υπολογισμού φορτίου χιονιού	33
3.3.2 Υπολογισμός φορτίου χιονιού της κατασκευής.....	36
3.4 Φορτία Ανέμου.....	38
3.4.1 Βασικοί Ορισμοί	39
3.4.2 Εξωτερική πίεση ανέμου.....	42
3.4.3 Εσωτερική πίεση ανέμου	55
3.4.4 Τελική πίεση.....	56
3.5 Θερμοκρασιακά φορτία.....	57
3.6 Σεισμικές Δράσεις	57
3.7 Συνδυασμοί δράσεων	61
3.7.1 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	63
3.7.2 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	65
4 Ανάλυση	67
4.1 Εισαγωγή.....	67
4.2 Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού.....	69
4.3 Ελαστική ανάλυση	73
4.4 Ιδιομορφική ανάλυση.....	74
5 Διαστασιολόγηση	77
5.1 Εισαγωγή.....	77
5.2 Κύριοι φορείς	78

5.2.1	Υποστυλώματα.....	78
5.2.2	Κύριες δοκοί.....	80
5.2.3	Ορθοστάτες.....	81
5.2.3	Διαγώνιες δοκοί δικτύωματος.....	81
5.3	Τεγίδες.....	82
5.3.1	Κάτω οριζόντιες δοκοί.....	83
5.3.2	Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί.....	83
5.4	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	84
5.4	Κεφαλοδοκοί.....	87
5.5	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	88
5.6	Μετωπικά υποστυλώματα.....	90
5.7	Μηκίδες.....	91
5.8	Φύλλα επικάλυψης.....	92
5.9	Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών.....	93
6	Κατασκευαστικά θέματα.....	95
6.1	Λεπτομέρειες συνδέσεων.....	95
6.2	Προϋπολογισμός.....	108
7	Βιβλιογραφία.....	109

Σχεδιασμός αθλητικού κέντρου από μεταλλική κατασκευή

Βασιλείου Ν. Γ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση μεταλλικής κατασκευής ενός μοντέρνου αθλητικού κέντρου, το οποίο θα στεγάζει πολλά και διαφορετικά γήπεδα προπονητικού χαρακτήρα. Οι συνολικές διαστάσεις του είναι 140m πλάτος και 100m μήκος. Στο μεγαλύτερο μέρος του εκτείνεται ποδοσφαιρικό γήπεδο επαγγελματικών διαστάσεων ενώ ο υπόλοιπος χώρος αποτελείται από γήπεδα μπάσκετ, ποδόσφαιρου σάλας, πισίνες, γυμναστήριο και γραφεία. Με βάση το αρχιτεκτονικό σχέδιο και την διάταξη των γηπέδων, η κατασκευή που σχεδιάστηκε αποτελείται από δύο κυλινδρικά στέγαστρα πλάτους 70m και μήκους 100m.

Ο φορέας αποτελείται από πλαίσια που διατάσσονται μεταξύ τους ανά ίσες αποστάσεις. Τα ζυγώματα μορφώθηκαν ως δικτύωματα, αποτελούμενα από δύο κύριες δοκούς, ορθοστάτες και διαγώνιες ράβδους. Οι αποστάσεις μεταξύ των πλαισίων γεφυρώνονται με τεγίδες που συνδέουν τις άνω κύριες δοκούς και με οριζόντιες δοκούς που συνδέουν τις κάτω κύριες δοκούς. Επιπλέον, τοποθετούνται διαγώνιες συνδετήριες δοκοί ώστε να δημιουργηθεί ένα δίκτυωμα και στην εγκάρσια διεύθυνση. Λόγω της πολυπλοκότητας του φορέα γίνεται αναλυτική περιγραφή κάθε μέλους του.

Οι δράσεις που ασκούνται επί του φορέα, κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές, φορτία χιονιού, φορτία ανέμου, θερμοκρασιακά φορτία και σεισμικές δράσεις. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991. Οι καταστάσεις σχεδιασμού λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN1990.

Η προσομοίωση του φορέα, των φορτίων και των αναλύσεων έγινε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με θεωρία 1ης τάξης. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN1993.

Τέλος, μελετήθηκαν κάποια κατασκευαστικά θέματα, σχεδιάζοντας λεπτομέρειες συνδέσεων μεταξύ όλων των κύριων μελών του φορέα. Παρουσιάζεται προϋπολογισμός του έργου, ο οποίος έγινε βασιζόμενος στην μάζα του μεταλλικού φορέα και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των θερμομονωτικών πάνελ.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE THESIS
EMK ME 2018/03

Design of a steel structure for a sports center

Vasileiou N. G. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The subject of study is the design of a steel structure of a modern sports center, which will house many different training fields. Center's overall dimensions are 140m wide and 100m length. The biggest part of the facilities is covered by a professional football pitch, while the rest area includes basketball courts, futsal fields, swimming pools, gym and offices. Based on the architectural design and the layout of the courts, the designed structure is consisted of two cylindrical roofs 70m wide and 100m length.

The static load carrier is consisted of equidistantly arranged frames. The beams were formed as truss elements, consisted of two main beams, uprights and diagonal elements. The distances between the frames are bridged by purlins connecting the upper main beams and by horizontal beams connecting the lower main beams. Moreover, diagonal connecting beams are placed in order to create truss structure in the transverse direction too. Due to the complexity of the carrier, a detailed description of each member is made.

Subsequently, the forces of the structure are categorized into permanent and live loads as well as snow, wind, temperature and seismic loads. Their calculation was made in accordance with EN1991. Design situations were obtained according to EN1990.

The simulation and the analysis of structure were achieved by using the finite element software, SAP2000. Elastic analysis was developed with 1st order theory. The design of all cross-sections and members were based on EN1993.

Finally, some construction issues were studied by detailed drawings of all main members' connections. Furthermore, a project budget is presented, based on the mass of the steel structure and the total coverage area of the thermal insulated panels.

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής εργασίας τελειώνει και ο δεύτερος κύκλος σπουδών μου στην σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Βάγια, Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής και Διευθυντή του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για την ανάληψη και επίβλεψη της εργασίας. Η καθοδήγησή του σε όλη την διάρκεια, αποτέλεσε καθοριστικό παράγοντα για την ολοκλήρωσή της. Επιπλέον, θέλω να τον ευχαριστήσω συνολικά για την οργάνωση και επιμέλεια των μαθημάτων του εργαστηρίου, μέσα από τα οποία πήρα πολλές γνώσεις για τις μεταλλικές κατασκευές.

Επίσης, ευχαριστώ τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη, Αναπληρωτή Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής και τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Ανδρέατο που μοιράστηκε μαζί μου την ιδέα και τα αρχιτεκτονικά σχέδια του αθλητικού κέντρου. Μου έδωσε το ερέθισμα για να ασχοληθώ με τον σχεδιασμό της μεταλλικής κατασκευής που θα στεγάζει αυτόν τον χώρο. Συνεχίζοντας, ευχαριστώ τον συμφοιτητή και συνάδελφο Ιούλιο Τσέλιο για την βοήθεια και τις παρατηρήσεις του πάνω στα κατασκευαστικά θέματα.

Τέλος, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στους φίλους και στην οικογένειά μου, για την υποστήριξή τους σε όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Νίκος Βασιλείου
Φεβρουάριος 2018

1 Εισαγωγή

1.1 Κλειστά αθλητικά προπονητικά γήπεδα

Σε αντίθεση με τα επαγγελματικά γήπεδα μπάσκετ ή βόλεϊ που είναι όλα κλειστά, ο αγωνιστικός χώρος των περισσότερων γηπέδων ποδοσφαίρου είναι ανοιχτός και εκτεθειμένος στις καιρικές συνθήκες. Εξαίρεση αποτελούν ορισμένα γήπεδα σε πόλεις όπου επικρατούν ακραίες καιρικές συνθήκες σχεδόν όλο τον χρόνο, όπως στην Ρωσία ή στα Ηνωμένα Αραβικά Εμιράτα. Αν και οι διαστάσεις ενός γηπέδου ποδοσφαίρου είναι σημαντικά μεγαλύτερες από αυτές ενός γηπέδου μπάσκετ, άρα και πολύ πιο ακριβό το να κατασκευαστεί στέγη γι' αυτό, δεν είναι αυτός ο κύριος λόγος για τον οποίο σχεδόν όλα τα γήπεδα ποδοσφαίρου έχουν ανοιχτό τον αγωνιστικό τους χώρο.

Όταν υπάρχει στέγη από πάνω, περιορίζεται ο φυσικός φωτισμός, με αποτέλεσμα να γίνεται δύσκολη η συντήρηση φυσικού χορταριού, από το οποίο αποτελείται ο ποδοσφαιρικός αγωνιστικός χώρος. Ο τεχνητός χλοοτάπητας θα μπορούσε να αποτελέσει μια λύση, όμως οι περισσότεροι παίκτες τάσσονται αντίθετοι, εξαιτίας της πιο σκληρής επιφάνειας που δημιουργεί. Αυτή η σκληρή επιφάνεια καταπονεί της αρθρώσεις των ποδοσφαιριστών με αποτέλεσμα να κουράζονται και πιο γρήγορα, ενώ δίνει την αίσθηση καψίματος, όταν το σώμα του ποδοσφαιριστή τριφτεί πάνω της. Επιπλέον, άλλος ένας λόγος για τον οποίο δεν προτιμάται ο τεχνητός χλοοτάπητας είναι ότι η μπάλα συμπεριφέρεται διαφορετικά στην επιφάνειά του απ' ό,τι σε αυτή από φυσικό χορτάρι.

Με την εξέλιξη της τεχνολογίας και τεχνογνωσίας των ανθρώπων, για να συντηρηθεί φυσικός χλοοτάπητας υπάρχουν δύο λύσεις: Η πρώτη είναι αυτή της κινητής στέγης, η οποία κατά κανόνα θα παραμένει ανοιχτή, εκτός από περιπτώσεις έντονων καιρικών φαινομένων όπως έντονη βροχόπτωση, χιόνι κλπ. Η δεύτερη είναι η χρησιμοποίηση εξελιγμένων διάφανων υλικών στην στέγη, τα οποία να επιτρέπουν να περάσει ικανός φυσικός φωτισμός ώστε να μπορεί να συντηρηθεί το χορτάρι.

Αυτές οι λύσεις ανεβάζουν πολύ το κόστος της κατασκευής και λαμβάνοντας υπόψη τις διαστάσεις ενός γηπέδου ποδοσφαίρου μαζί με τις κερκίδες του, συμπεραίνεται ότι χρειάζονται να επενδυθούν τεράστια κεφάλαια για την δημιουργία κλειστών γηπέδων ποδοσφαίρου. Με τον εκμοντερνισμό του αθλήματος, το ποδόσφαιρο έχει αναχθεί σε ένα πολύ ισχυρό οικονομικό προϊόν, στο οποίο επενδύονται κάθε χρόνο εκατοντάδες εκατομμύρια ευρώ είτε για παίκτες είτε για εγκαταστάσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η πρόσφατη κατασκευή του γηπέδου της Μπάγερν Μονάχου με όνομα «Allianz Arena» έναντι 286 εκατομμυρίων ευρώ.



Σχήμα 1.1: Allianz Arena

Γίνεται αντιληπτό λοιπόν, ότι τουλάχιστον οι μεγάλες Ευρωπαϊκές ομάδες έχουν την δυνατότητα κατασκευής κλειστών γηπέδων ποδοσφαίρου, όσο μεγάλο και αν είναι το κόστος. Όμως, ο πιο σημαντικός λόγος για τον οποίο δεν συμβαίνει αυτό, είναι ότι ένα κλειστό γήπεδο ποδοσφαίρου έρχεται σε αντίθεση με την παράδοση και φύση του αθλήματος, το οποίο δημιουργήθηκε σε αλάνες και ανοιχτούς χώρους. Ο ανοιχτός αγωνιστικός χώρος εκτεθειμένος σε βροχή και οποιαδήποτε καιρικές συνθήκες, θυμίζει έντονα κάθε ανοιχτό χώρο και αλάνα στον οποίο όλοι οι άνθρωποι έχουν πρόσβαση. Αυτή η προσιτότητα και ο ρομαντισμός ότι ο καθένας μπορεί να παίξει ποδόσφαιρο οπουδήποτε, είναι αυτά που έχουν καταστήσει το άθλημα ως τον βασιλιά των σπορ.

Και αν αυτός ο ρομαντισμός είναι απαραίτητος στους επίσημους αγώνες τους οποίους παρακολουθεί ο κόσμος, δεν χρειάζεται καθημερινά στην προπόνηση των επαγγελματιών αθλητών, εκεί όπου προτιμώνται οι καλύτερες δυνατές συνθήκες, ώστε να βελτιωθούν ατομικά και ομαδικά. Αυτή η ανάγκη οδηγεί όλο και περισσότερες ομάδες, κυρίως στην Αγγλία όπου οι καιρικές συνθήκες δεν είναι τόσο καλές τον χειμώνα, να κατασκευάσουν κλειστά προπονητικά κέντρα ώστε να μπορούν να προπονηθούν συγκεντρωμένα κάτω από οποιαδήποτε συνθήκες. Παρακάτω, ακολουθούν παραδείγματα κλειστών προπονητικών γηπέδων τα οποία αποτέλεσαν την αφορμή για τον σχεδιασμό του κλειστού Αθλητικού κέντρου της παρούσας διπλωματικής εργασίας:

Newcastle United indoor training facility

Η Newcastle United που αγωνίζεται στην πρώτη κατηγορία της Αγγλίας, έφτιαξε ένα γήπεδο με άνοιγμα 67m και μήκος 90m. Το ύψος των πλευρικών τοίχων είναι 6m, ενώ το εσωτερικό καθαρό ύψος στο κέντρο του προπονητικού γηπέδου φτάνει τα 10m. Συνολικά το μέγιστο ύψος της κατασκευής μαζί με την οροφή φτάνει τα 12.2m. Το στέγαστρο έχει τριγωνική μορφή που διαμορφώνεται από ζυγώματα μορφής δικτυώματος.



Σχήμα 1.2: Προπονητικό κέντρο της Newcastle United

Sunderland's indoor training facility

Η Sunderland το 2012 έφτιαξε το κλειστό προπονητικό της γήπεδο με άνοιγμα 82.4m και μήκος 64m. Το ύψος των πλευρικών τοίχων είναι 7.75m ενώ το εσωτερικό καθαρό ύψος στο κέντρο του προπονητικού γηπέδου φτάνει τα 10m. Συνολικά το μέγιστο ύψος της κατασκευής μαζί με την οροφή φτάνει τα 12.2m. Και εδώ το στέγαστρο είναι τριγωνικό αποτελούμενο από ζυγώματα μορφής δικτυώματος.



Σχήμα 1.3: Προπονητικό κέντρο της Sunderland

West Bromwich Albion's indoor training facility

Η West Bromwich Albion είναι άλλη μια Αγγλική ομάδα με δικό της κλειστό προπονητικό γήπεδο. Η κατασκευή έχει άνοιγμα 70m και μήκος 105m. Το ύψος των πλευρικών τοίχων είναι 7m ενώ το συνολικό ύψος στο κέντρο μαζί με την οροφή φτάνει τα 14.9m.



Σχήμα 1.4: Προπονητικό κέντρο της West Bromwich Albion

Εκτός όμως από τα ιδιωτικά προπονητικά γήπεδα των ομάδων, τελευταία κατασκευάζονται αρκετά κλειστά Αθλητικά κέντρα με γήπεδα προπονητικού χαρακτήρα. Αυτά μπορούν να χρησιμοποιηθούν από επαγγελματίες αθλητές για ατομική βελτίωση, για την διεξαγωγή ερασιτεχνικών τουρνουά, για την διεξαγωγή καλοκαιρινών camp κ.ά.

Soccarena, Durham UK

Ένα παράδειγμα τέτοιου προπονητικού κέντρου είναι η Soccarena που φτιάχτηκε στο Ντάρχαμ της Αγγλίας προκειμένου να φιλοξενήσει 8 μικρά γήπεδα προπονητικού χαρακτήρα. Η κατασκευή έχει άνοιγμα 50m και μήκος 138m. Το ύψος των πλευρικών τοίχων είναι 6m ενώ το συνολικό ύψος στο κέντρο μαζί με την οροφή φτάνει τα 14.5m. Για να μεγιστοποιηθεί ο διαθέσιμος εσωτερικός χώρος η στέγη αντί για τριγωνική, έχει πολυγωνική μορφή εξασφαλίζοντας με αυτόν τον τρόπο επιπλέον διαθέσιμο ύψος.



Σχήμα 1.5: Προπονητικό κέντρο «Soccarena»

Grand Park Events Center, Westfield Indiana

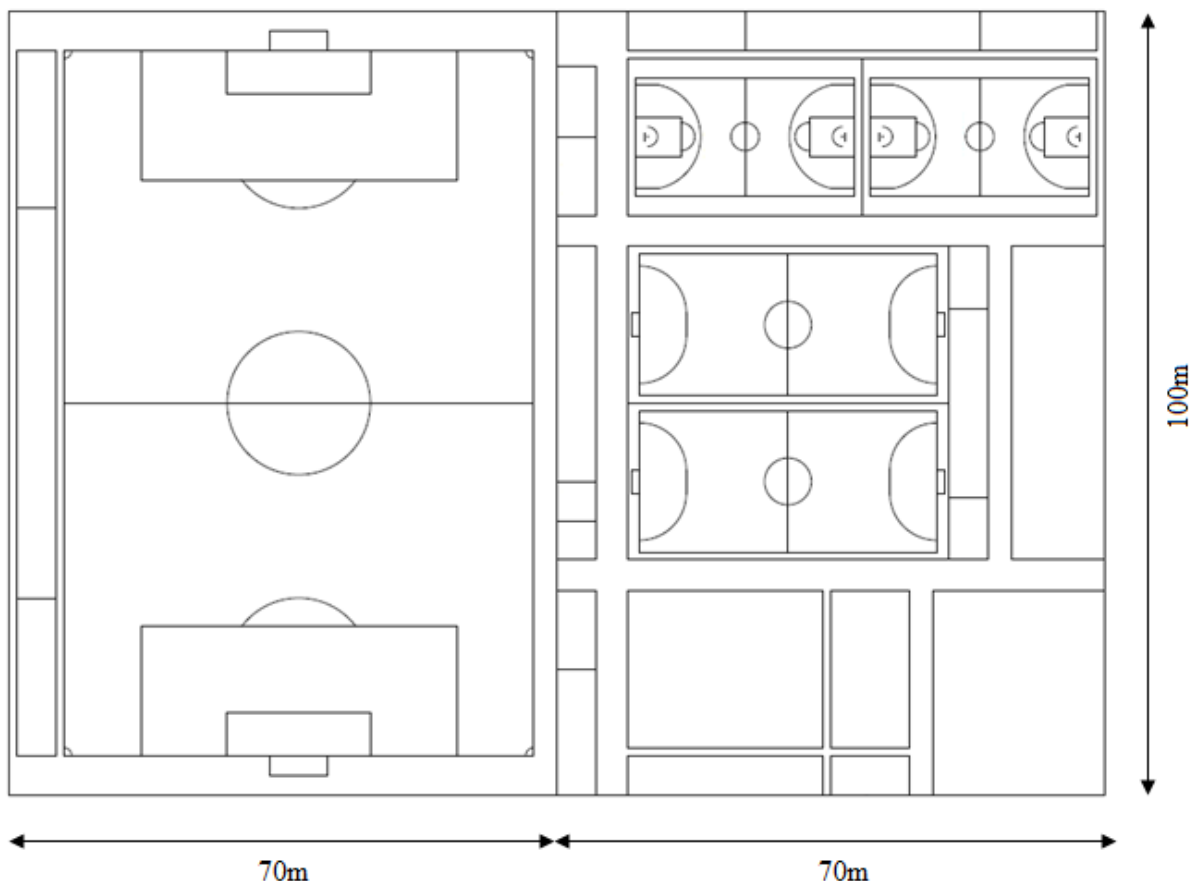
Το Grand Park άνοιξε το καλοκαίρι του 2016 και αποτελεί ένα από τα μεγαλύτερα αθλητικά κέντρα του κόσμου. Περιλαμβάνει 3 επαγγελματικά γήπεδα από χλοοτάπητα, ένα μεγάλο κέντρο αναψυχής, αποδυτήρια, γραφεία, χώρους συνάντησης και άλλους χώρους. Επιπλέον διαθέτει την δυνατότητα να φιλοξενήσει συνέδρια, ομιλίες, συναυλίες, εκθέσεις εμπορίου κ.α.



Σχήμα 1.6: Προπονητικό κέντρο «Grand Park Events Center»

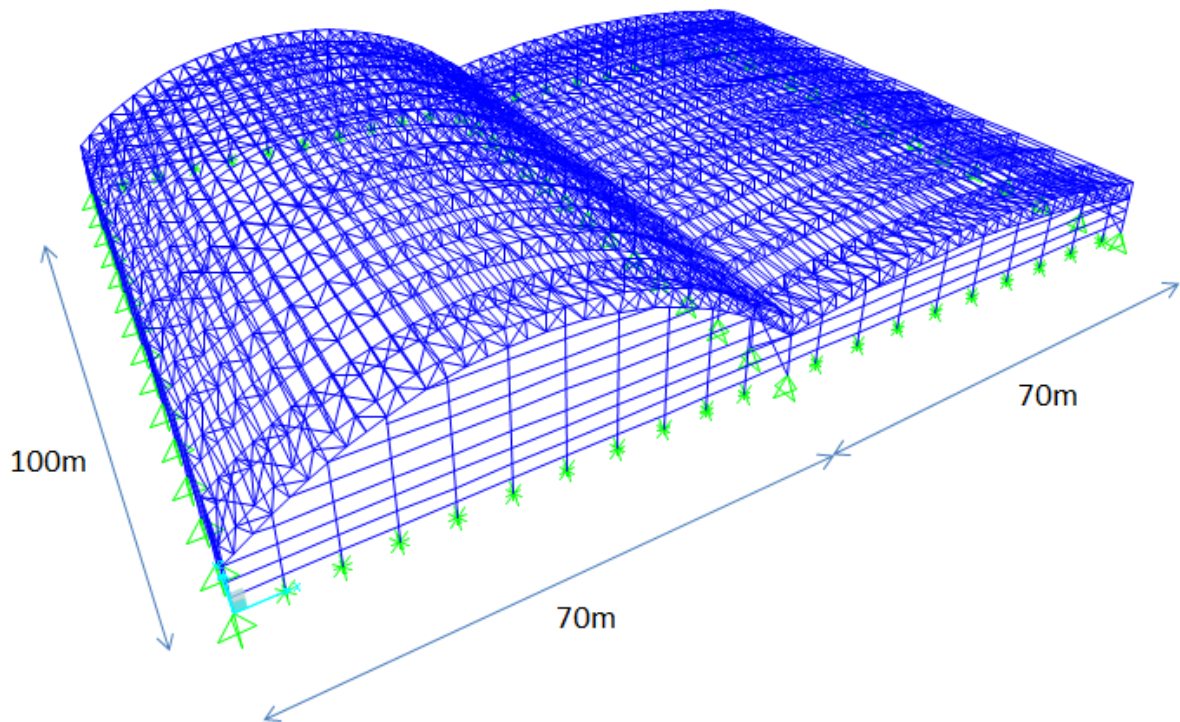
1.2 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας ήταν ο σχεδιασμός του μεταλλικού κελύφους ενός μοντέρνου αθλητικού κέντρου το οποίο θα στεγάζει πολλά και διαφορετικά γήπεδα προπονητικού χαρακτήρα. Το Αθλητικό κέντρο αποτελείται από ένα μεγάλο γήπεδο ποδοσφαίρου επαγγελματικών διαστάσεων, δύο γήπεδα basket-volley, δύο γήπεδα για futsal και handball, δύο πισίνες, γυμναστήριο, αναψυκτήριο, γραφεία κ.α. Οι συνολικές διαστάσεις του είναι 140m πλάτος και 100m μήκος. Το αθλητικό κέντρο όπως φαίνεται στην κάτοψη χωρίζεται νοητά σε δυο χώρους πλάτους 70m ο καθένας. Στον χώρο αριστερά βρίσκεται το γήπεδο ποδοσφαίρου μαζί με τις κερκίδες και τα αποδυτήρια, ενώ δεξιά βρίσκονται όλα τα υπόλοιπα γήπεδα με τις κερκίδες και τα αποδυτήριά τους, το αναψυκτήριο, το γυμναστήριο, οι πισίνες και τα γραφεία. Οι διαστάσεις των γηπέδων συμμορφώνονται με τους κανονισμούς του εκάστοτε αθλήματος, οι οποίοι παρατίθενται στην βιβλιογραφία. Ειδικά για το ποδοσφαιρικό γήπεδο, δεν υπάρχει ξεκάθαρος κανονισμός για το καθαρό ύψος που πρέπει να είναι διαθέσιμο πάνω από αυτό. Έτσι, έγινε η εκτίμηση ότι για να μπορεί να διεξαχθεί ομαλά ένας ποδοσφαιρικός αγώνας, το καθαρό ύψος στο κέντρο του γηπέδου πρέπει να είναι 20m.



Σχήμα 1.7: Κάτοψη αθλητικού κέντρου

Με βάση το παραπάνω αρχιτεκτονικό σχέδιο και τον περιορισμό του ύψους, σχεδιάστηκε μια μεταλλική κατασκευή που αποτελείται από δυο κυλινδρικά στέγαστρα πλάτους 70m το καθένα και μήκους 100m. Το αριστερά στέγαστρο που καλύπτει το ποδοσφαιρικό γήπεδο είναι μεγαλύτερο με καθαρό ύψος στην μέση 20m, ενώ το δεξιά στέγαστρο που καλύπτει το υπόλοιπο κομμάτι έχει καθαρό ύψος στην μέση 10m. Η επιλογή του κυλινδρικού σχήματος της στέγης αντί του κλασσικού τριγωνικού έγινε για αισθητικούς λόγους και για να υπάρξει μεγαλύτερη αξιοποίηση του χώρου πάνω από το ποδοσφαιρικό γήπεδο.



Σχήμα 1.8: Μεταλλικό κέλυφος Αθλητικού κέντρου

1.3 Δομή της εργασίας

Κεφάλαιο 2: Περιγραφή του φορέα

Στο δεύτερο κεφάλαιο αρχικά αναλύεται ένα τυπικό μονώροφο κτίριο και τα μέλη του και στην συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά η μεταλλική κατασκευή που σχεδιάστηκε για το αθλητικό κέντρο. Το κεφάλαιο χωρίζεται σε τόσα υποκεφάλαια, όσα και τα μέλη της κατασκευής.

Κεφάλαιο 3: Δράσεις σχεδιασμού

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται όλες οι δράσεις που ασκούνται επί της κατασκευής καθώς και ο τρόπος υπολογισμού τους. Οι δράσεις αυτές κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές, φορτία χιονιού, φορτία ανέμου, θερμοκρασιακά φορτία και σεισμικές δράσεις.

Κεφάλαιο 4: Ανάλυση

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται το πως αναλύεται το υπολογιστικό προσομοίωμα στον υπολογιστή, έτσι ώστε να προκύψουν όλα τα απαραίτητα αποτελέσματα για τον έλεγχο των μελών της κατασκευής.

Κεφάλαιο 5: Διαστασιολόγηση

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι έλεγχοι που έγιναν σε κάθε μέλος και τα τελικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης. Το κεφάλαιο χωρίζεται σε τόσα υποκεφάλαια, όσα και τα μέλη της κατασκευής. Στο τέλος του κεφαλαίου, παρουσιάζεται ένας συγκεντρωτικός πίνακας με τις διατομές που χρησιμοποιήθηκαν και το ποσοστό εκμετάλλευσής τους.

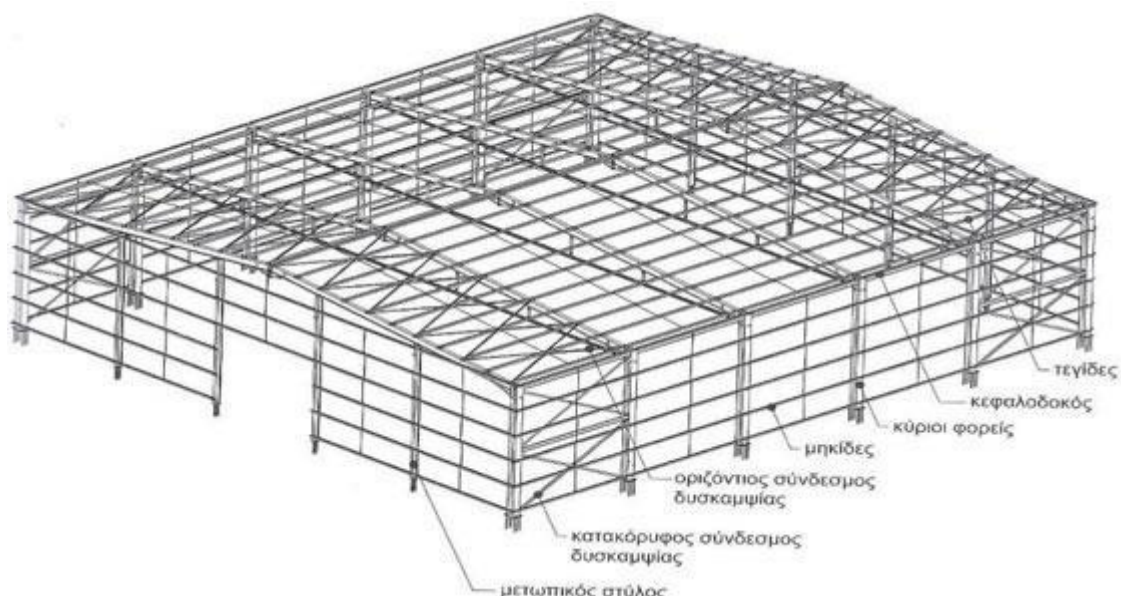
Κεφάλαιο 6: Κατασκευαστικά θέματα

Στο έκτο κεφάλαιο παρατίθενται σχέδια συνδέσεων στα οποία φαίνονται όλες οι απαραίτητες λεπτομέρειες για το πως θα κατασκευαστεί πραγματικά ο φορέας που σχεδιάστηκε και αναλύθηκε στον υπολογιστή. Επιπλέον, παρουσιάζεται το συνολικό βάρος των μελών της κατασκευής και με βάση αυτό βγαίνει ένας αρχικός προσεγγιστικός προϋπολογισμός του έργου.

2 Περιγραφή του φορέα

2.1 Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου

Στο σχήμα 2.1 φαίνεται ένα τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο και σημειώνονται τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία συντίθεται. Στο παρόν υποκεφάλαιο γίνεται συνοπτική αναφορά στα στοιχεία αυτά και τη λειτουργία τους μέσα στο συνολικό φέροντα οργανισμό του κτιρίου. Λεπτομερέστερη περιγραφή γίνεται στο βιβλίο «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής» [1].

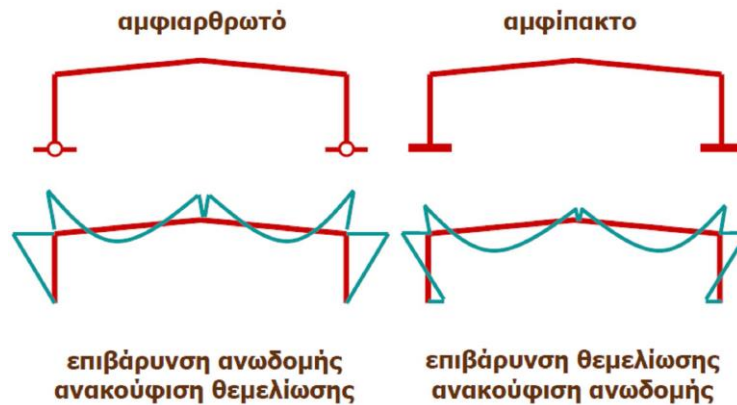


Σχήμα 2.1: Τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο

Οι *κύριοι φορείς* είναι συνήθως *πλαίσια* που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής μέσα στο επίπεδό τους κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογέφυρας κλπ.). Είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων της κατασκευής, τα οποία μεταφέρουν στο έδαφος μέσω της θεμελίωσής τους.

Τα κύρια δομικά στοιχεία των πλαισιωτών φορέων είναι τα *υποστυλώματα* και οι *δοκοί* (ή ζυγώματα αν έχουμε στέγη υπόστεγου). Στα κτίρια οι δοκοί είναι οριζόντιες, αλλά τα ζυγώματα των στεγών συνήθως είναι δίρρυχτα με κλίση, ώστε να παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία και καμπτικά και αξονικά. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί (ή ζυγώματα) μπορεί να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής, δικτυωτά κλπ. Όταν είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταυ, εξαιτίας της καμπτικής τους αντίστασης. Για τις δοκούς συνήθως επιλέγονται υψίκορμες διατομές, όπως είναι οι IPE, ενώ για τα υποστυλώματα επιλέγονται πλατύπελμες, όπως είναι οι HEA, HEB.

Τα πλαίσια μπορούν να μορφωθούν ως αμφίπακτα ή ως αμφιαρθρωτά. Τα αμφίπακτα πλαίσια σε σχέση με τα αμφιαρθρωτά, ανακουφίζουν την ανωδομή αλλά επιβαρύνουν περισσότερο την θεμελίωση. Αυτό σημαίνει ότι για να χρησιμοποιηθούν θα πρέπει να εξασφαλιστεί η καλή ποιότητα του εδάφους.

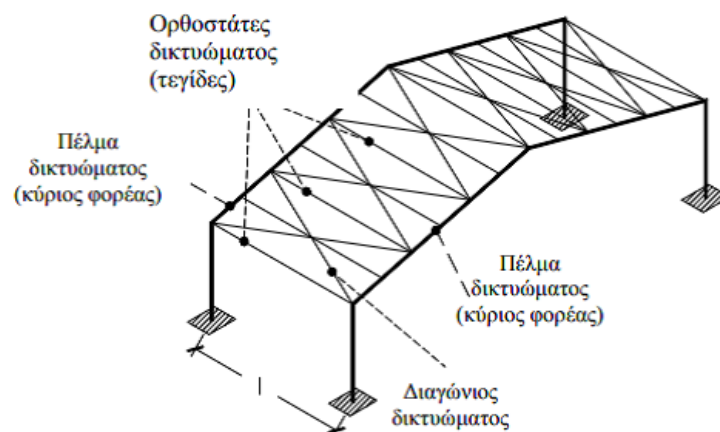


Σχήμα 2.2: Μόρφωση κύριων πλαισίων

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, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες 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 συνήθως από 1.30m έως και 4.00m. Η επιλογή της απόστασης κατά τον σχεδιασμό εξαρτάται από την αντοχή του φύλλου επικάλυψης. Επειδή είναι στοιχεία που καταπονούνται κυρίως σε κάμψη, συνήθως χρησιμοποιούνται διατομές διπλού ταυ και συγκεκριμένα οι υψίκορμες ΙΡΕ. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων, όπου η κάμψη γίνεται έντονη και στους δύο άξονες, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές από την σειρά ΗΕΑ. Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανεμίων συνδέσμων, μπορεί να χρησιμοποιηθούν διατομές από την σειρά ΗΕΒ.

Οι **οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας** είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κυρίων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων, από ορισμένες τεγίδες και από πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Οι κύριες λειτουργίες των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων, οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού).
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.



Σχήμα 2.3: Μέλη δικτυώματος οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

Οι *κεφαλοδοκοί* είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχουν το μήκος του κτιρίου κατά την κάθετη διεύθυνση προς τα επίπεδα των κυρίων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσοτέρων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολότητας της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς.

Οι *κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας* είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο), τοποθετούνται ανά αποστάσεις *μετωπικά υποστυλώματα* τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους εξαρτώνται άμεσα με το άνοιγμα που μπορούν να γεφυρώσουν οι χρησιμοποιούμενες διατομές (συνήθως 4m έως 7m). Ακόμα επιδιώκεται να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Τέλος, η θέση τους καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Συνήθως χρησιμοποιούνται διατομές διπλού ταυ με τα πέλματα παράλληλα προς την όψη, αφού κύρια φόρτιση των μετωπικών υποστυλωμάτων είναι η ανεμοπίεση.

Οι *μηκίδες* είναι οριζόντιες 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

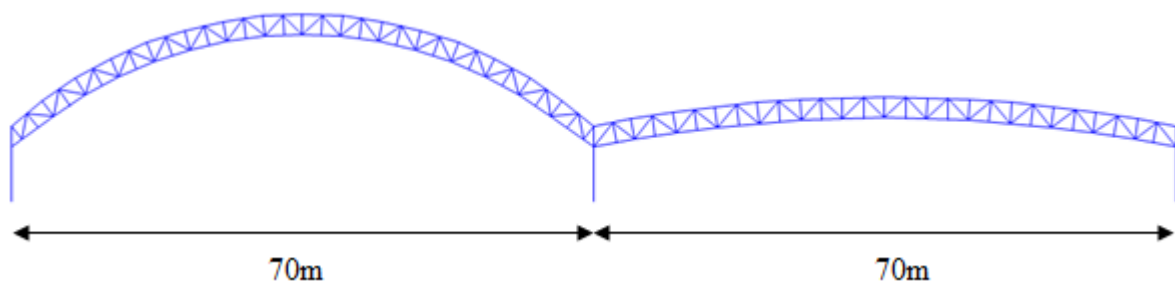
και για αυτές είναι η ανεμοπίεση, επομένως οι χρησιμοποιούμενες διατομές είναι διπλού ταν. Οι συνηθισμένες αποστάσεις μεταξύ μηκίδων είναι 1.5m έως 2m. Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων (ίδιο βάρος μηκίδων, βάρος επένδυσης) αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό από την πρόβλεψη ελκυστήρων, οι οποίοι σε ενδιάμεσες θέσεις μεταφέρουν τα φορτία αυτά στα υποστυλώματα μέσω λοξών ράβδων.

Τέλος, τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και καλή θερμομονωτική ικανότητα. Θα πρέπει να αγκυρώνονται επαρκώς επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται (τεγίδες ή μηκίδες), ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά τις πιέσεις και υποπίεσεις που ασκεί ο άνεμος ή άλλα φορτία.

Στα επόμενα υποκεφάλαια παρουσιάζονται αναλυτικά όλα τα επιμέρους στοιχεία που επιλέχθηκαν στον σχεδιασμό του κελύφους του αθλητικού κέντρου (Σχήμα 1.8)

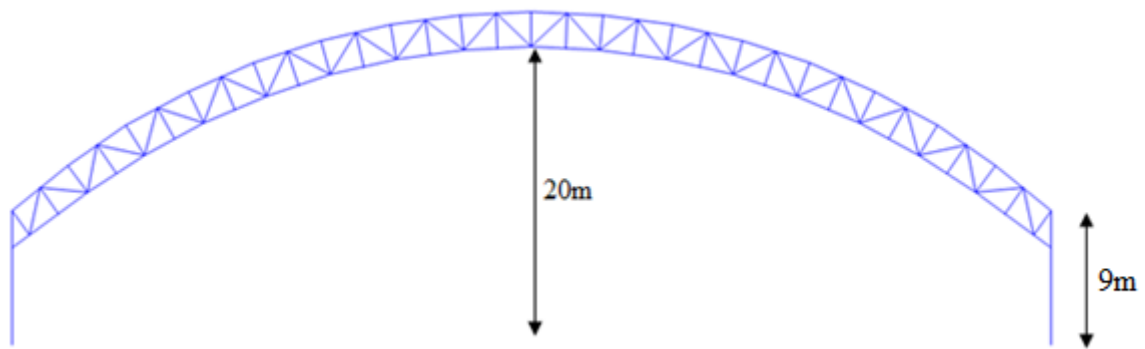
2.2 Κύριοι φορείς

Οι κύριοι φορείς μορφώθηκαν ως δυο αμφιαρθρωτά πλαίσια που διατάσσονται περίπου ανά 7.15m ώστε να καλύψουν τα 100m μήκους της κατασκευής. Τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν με διατομή διπλού ταν από τις σειρές ΗΕΜ και ΗΕΒ, προσανατολισμένα με τον κύριο άξονα κάμψης τους εντός του επιπέδου των πλαισίων. Τα ζυγώματα μορφώθηκαν ως δικτυώματα κυλινδρικού σχήματος ώστε να υπάρχει περισσότερη εκμετάλλευση του χώρου καθ' ύψος.

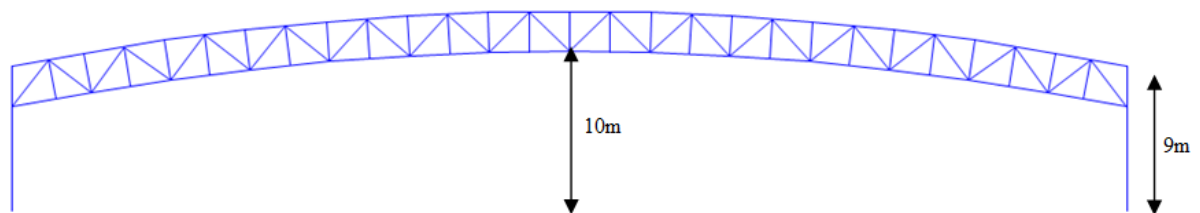


Σχήμα 2.4: Κύριοι φορείς

Το πρώτο δικτύωμα στεγάζει το ποδοσφαιρικό γήπεδο (βλέπε σχήμα 1.7) και έχει εσωτερικό ύψος στην μέση 20m ενώ το δεύτερο στεγάζει τα υπόλοιπα με εσωτερικό ύψος στην μέση 10m (Σχήματα 2.5 και 2.6). Και τα δύο αποτελούνται από δύο κύριες δοκούς, ορθοστάτες και διαγώνιες δοκούς σύνδεσης. Οι συνδέσεις των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα είναι συνδέσεις ροπής, ενώ οι ορθοστάτες και οι διαγώνιες δοκοί συνδέονται με τις κύριες δοκούς με συνδέσεις άρθρωσης. Για τις κύριες δοκούς επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταν από την σειρά ΗΕΒ ενώ για τους ορθοστάτες και τις διαγώνιους επιλέχθηκαν διατομές διπλών γωνιακών ώστε να διευκολύνεται η συνδεσμολογία τους με τις κύριες δοκούς.

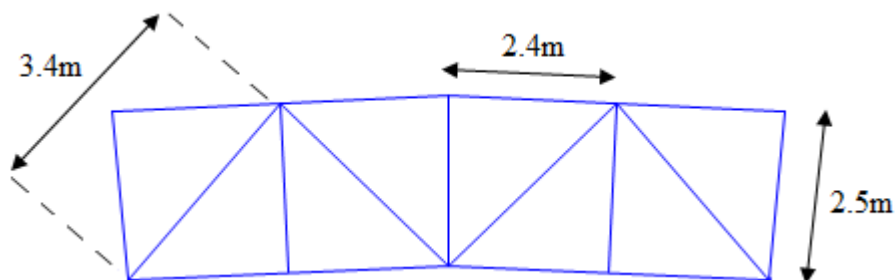


Σχήμα 2.5: Ύψη μεγάλου πλαισίου



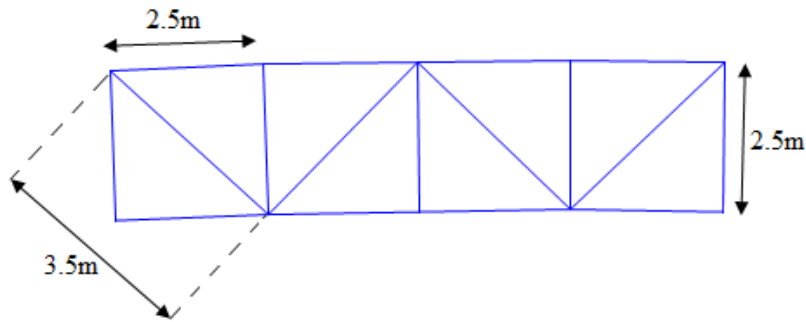
Σχήμα 2.6: Ύψη μεγάλου πλαισίου

Στο σχήμα 2.7 φαίνονται οι διαστάσεις του δικτυώματος του μεγάλου πλαισίου. Οι κύριες δοκοί απέχουν μεταξύ τους 2.5m. Οι ορθοστάτες, προφανώς με μήκος 2.5m, τοποθετήθηκαν ανά 2.4m λαμβάνοντας υπόψη και ότι ο κάθε κόμβος ορθοστάτη με κύρια δοκό, συνδέεται επίσης με τεγίδα όπως θα φανεί στην συνέχεια. Τέλος από την γεωμετρία του δικτυώματος, το μήκος των διαγώνιων δοκών προκύπτει περίπου 3.4m.



Σχήμα 2.7: Λεπτομέρεια δικτυώματος μεγάλου πλαισίου

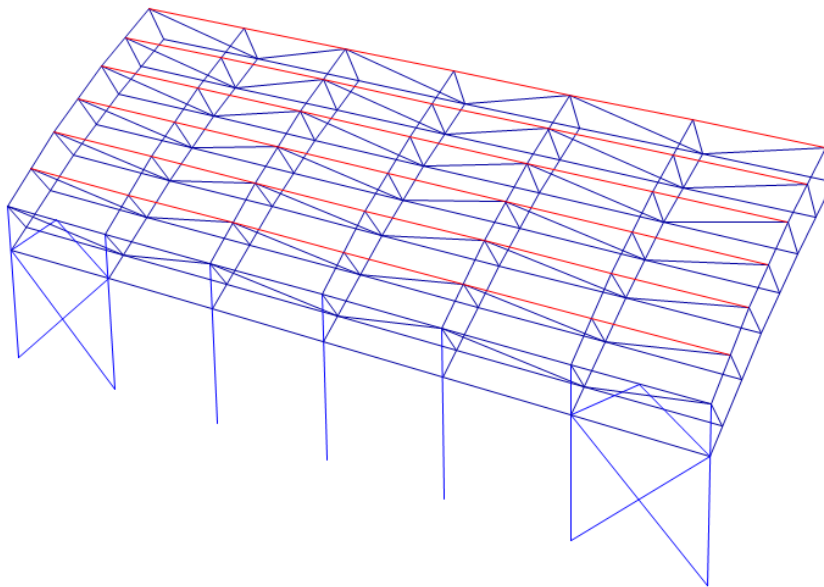
Το δικτύωμα του μικρού πλαισίου έχει παρεμφερείς διαστάσεις με αυτό του μεγάλου (Σχήμα 2.8). Η απόσταση των κύριων δοκών είναι και εδώ 2.5m. Η μόνη διαφορά είναι ότι οι ορθοστάτες τοποθετήθηκαν περίπου ανά 2.5m, γεγονός που οδηγεί σε διαγώνιες δοκούς μήκους περίπου 3.5m.



Σχήμα 2.8: Λεπτομέρεια δικτύωματος μικρού πλαισίου

2.3 Τεγίδες

Οι τεγίδες γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων (περίπου 7.15m) και τοποθετούνται σε κάθε άνω κόμβο που υπάρχει ορθοστάτης, δηλαδή ανά 2.4m στο μεγάλο πλαίσιο και ανά 2.5m στο μικρό. Η στήριξή τους επιλέχτηκε να είναι αμφιαρθρωτή μεταξύ των δυο κύριων φορέων που γεφυρώνουν. Επειδή τα ζυγώματα έχουν κλίση, οι τεγίδες εκτός από την καμπτική καταπόνηση του ισχυρού άξονά τους, καταπονούνται και στον ασθενή. Γι' αυτόν τον λόγο επιλέχτηκαν διατομές διπλού I από την σειρά ΗΕΑ. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα:

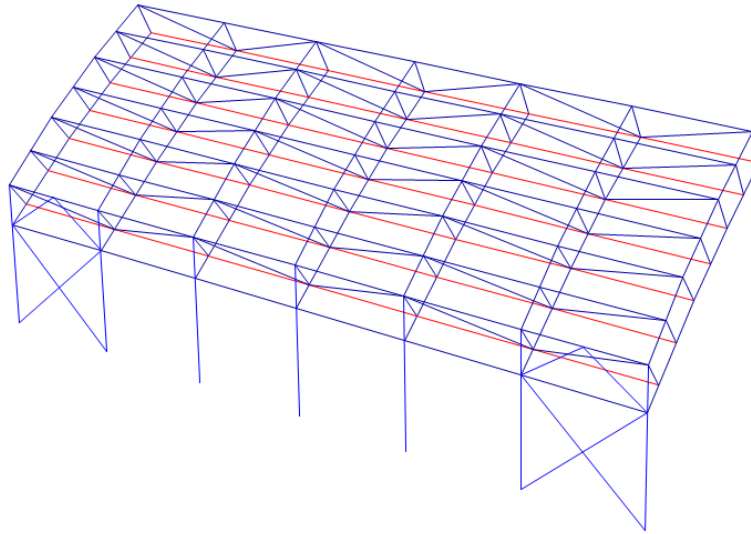


Σχήμα 2.9: Τεγίδες διατομής ΗΕΑ

2.3.1 Κάτω οριζόντιες δοκοί

Οι τεγίδες εκτός από την μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς, προσφέρουν πλευρική στήριξη στις άνω κύριες δοκούς των πλαισίων. Όμως για να στηριχτούν πλευρικά και οι κάτω κύριες δοκοί, επιλέχτηκε να τοποθετηθούν οριζόντιες δοκοί σε κάθε κάτω κόμβο που υπάρχει ορθοστάτης. Η στήριξη και αυτών των οριζόντιων δοκών έγινε αμφιαρθρωτή μεταξύ των κύριων φορέων. Καταπονούνται καμπτικά από το ίδιο βάρος τους και τον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό που αναρτάται από αυτές, αλλά κυρίως αξονικά από τις δράσεις ανέμου που μεταφέρουν

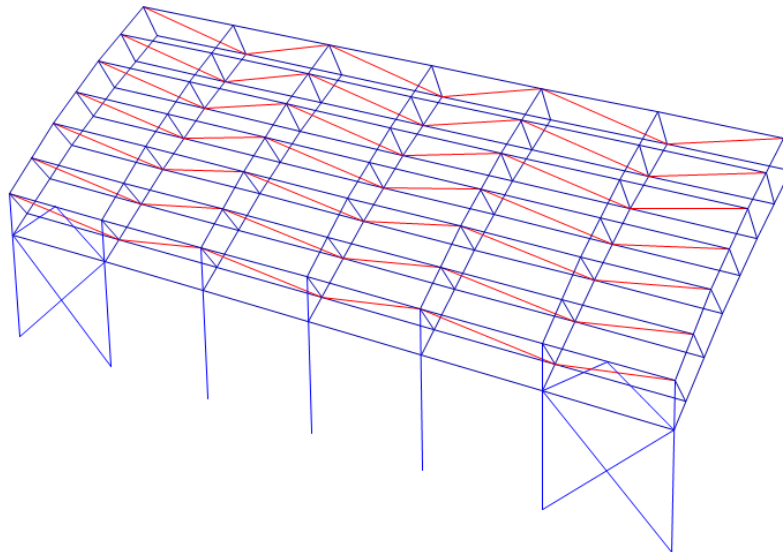
σε αυτές οι μετωπικοί στύλοι μέσω των κάτω κύριων δοκών. Για αυτό τον λόγο επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ κυρίως από την σειρά HEA. Οι οριζόντιες δοκοί απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα στο σχήμα 2.10:



Σχήμα 2.10: Κάτω οριζόντιες δοκοί διατομής HEA

2.3.2 Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί

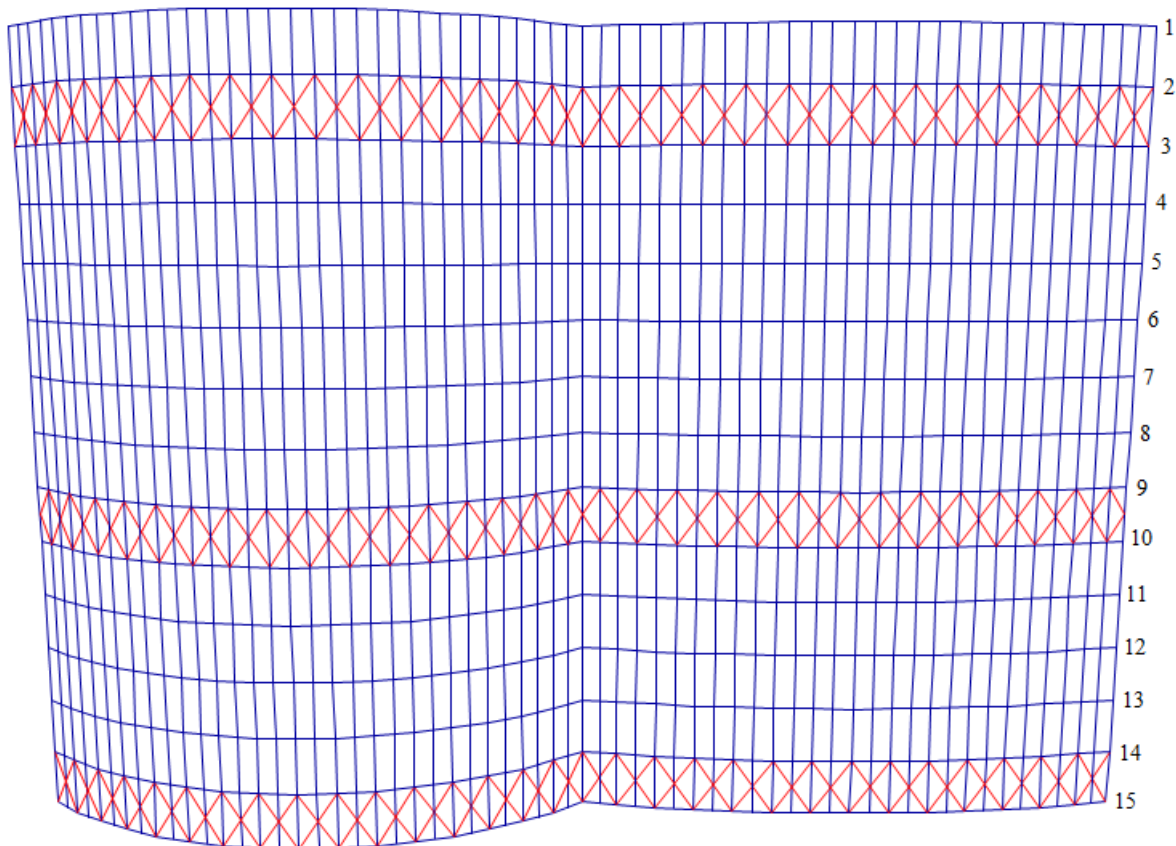
Η πλευρική εξασφάλιση των δοκών και η ευστάθεια του συνολικού φορέα επιτυγχάνεται με την χρησιμοποίηση διαγώνιων συνδετήριων δοκών οι οποίες συνδέουν τον άνω κόμβο στον οποίο συντρέχει τεγίδα του ενός πλαισίου, με τον κάτω κόμβο στον οποίο συντρέχει οριζόντια δοκός του άλλου πλαισίου, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.11. Η σύνδεσή τους γίνεται αμφιαρθρωτά μεταξύ των δύο πλαισίων και η διατομή επιλέχτηκε διπλό γωνιακό για την διευκόλυνση της σύνδεσης.



Σχήμα 2.11: Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί διατομής διπλού γωνιακού

2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί σχηματισμοί που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Για την καλύτερη ευστάθεια της κατασκευής επιλέχτηκε να τοποθετηθούν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις δύο άκρες και στην μέση. Λαμβάνοντας υπόψη τα αρχιτεκτονικά σχέδια και το γεγονός ότι στα ίδια φατνώματα των οριζόντιων συνδέσμων τοποθετούνται και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, η τελική τοποθέτησή τους έγινε μεταξύ 2^{ου} και 3^{ου} πλαισίου, μεταξύ 9^{ου} και 10^{ου} και μεταξύ 14^{ου} και 15^{ου}, όπως παρουσιάζονται στο σχήμα 2.12.

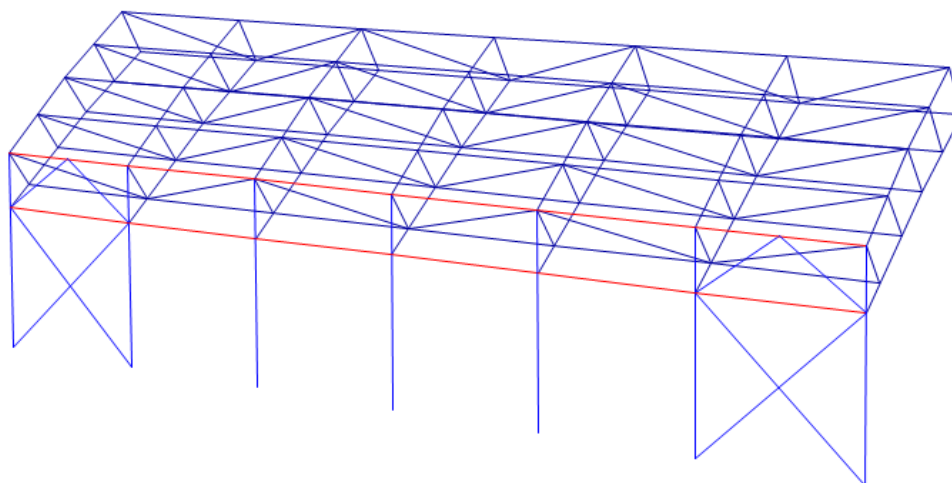


Σχήμα 2.12: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κοίλης τετραγωνικής διατομής

Όπως φαίνεται παραπάνω, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι συνδέονται μεταξύ τους ανά δυο τεγίδες. Αυτοί που βρίσκονται στο κέντρο ξεκινάνε και τελειώνουν σχηματίζοντας ένα «Λάμδα», ώστε να πιάσουν διαφορετικές σειρές τεγίδων από τους οριζόντιους συνδέσμους που βρίσκονται στην άκρη. Με αυτό τον τρόπο, οι τεγίδες και επακολούθως οι διαγώνιες και οι οριζόντιες δοκοί δένονται καλύτερα, εξασφαλίζοντας μεγαλύτερη ευστάθεια στην κατασκευή. Η διατομή των οριζόντιων συνδέσμων επιλέχτηκε να είναι κοίλη τετραγωνική.

2.5 Κεφαλοδοκοί

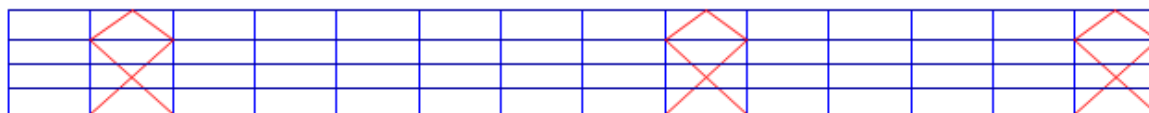
Οι κεφαλοδοκοί είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία που συνδέουν εγκάρσια τους κύριους φορείς. Επειδή τα ζυγώματα των κύριων φορέων αποτελούνται από δικτυώματα δύο κύριων δοκών που καταλήγουν στα υποστυλώματα, χρησιμοποιήθηκαν δυο κεφαλοδοκοί όπως φαίνεται στο σχήμα 2.13. Οι κεφαλοδοκοί συνδέονται αμφιαρθρωτά και επιλέχθηκε να έχουν διατομή διπλού ταυ, από την σειρά ΗΕΑ.



Σχήμα 2.13: Κεφαλοδοκοί διατομής διπλού ταυ

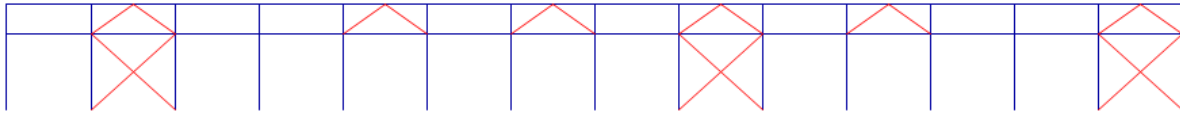
2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όπως προαναφέρθηκε, τοποθετήθηκαν στα ίδια φατνώματα στα οποία διατάχθηκαν και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Επειδή υπάρχουν δυο κεφαλοδοκοί, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι σχεδιάστηκαν ως «Λάμδα» μεταξύ των κεφαλοδοκών και «χιαστί» από κάτω. Η διατομή και των «Λάμδα» και των «χιαστί» επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική. Στο σχήμα 2.14 φαίνεται η διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων στα εξωτερικά υποστυλώματα:



Σχήμα 2.14: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα εξωτερικά υποστυλώματα

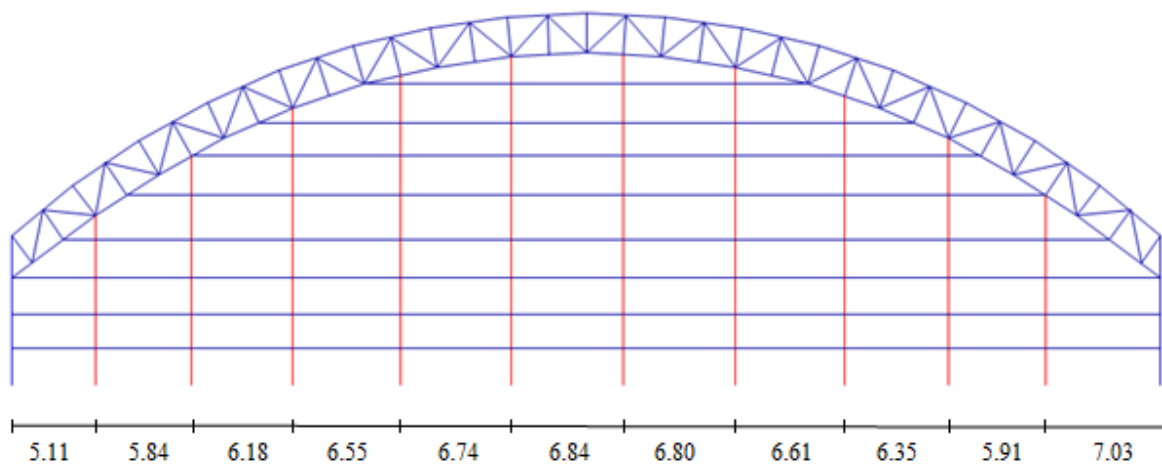
Στο σχήμα 2.15 φαίνεται η διάταξη που σχεδιάστηκε για τα εσωτερικά υποστυλώματα που αποτελούν μέρος και του μεγάλου και του μικρού πλαισίου. Επειδή εκεί ασκούνται παραπάνω φορτία, για να είναι ευσταθής ο φορέας τοποθετήθηκαν επιπλέον σύνδεσμοι μορφής λάμδα μεταξύ των κεφαλοδοκών.



Σχήμα 2.15: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα εσωτερικά υποστυλώματα

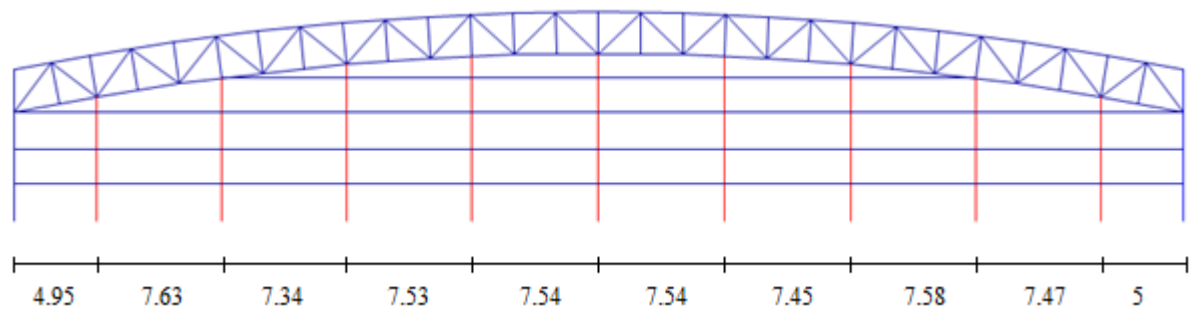
2.7 Μετωπικά υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα στην πλάγια όψη απέχουν μεταξύ τους περίπου 7.15m, πράγμα που σημαίνει ότι και οι μηκίδες που συνδέονται σε αυτά θα έχουν μήκος 7.15m. Δεδομένου του παραπάνω, τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετήθηκαν σε τέτοια σημεία, ώστε να απέχουν και αυτά απόσταση περίπου 7m. Περιορισμό αποτελούσε η σύνδεσή τους στην οροφή, η οποία ήταν επιθυμητό να γίνει σε σημείο που να υπάρχει κόμβος. Τελικώς, τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετήθηκαν στα σημεία που φαίνονται στα σχήματα 2.16 και 2.17.



Σχήμα 2.16: Μετωπικοί στύλοι μεγάλου πλαισίου

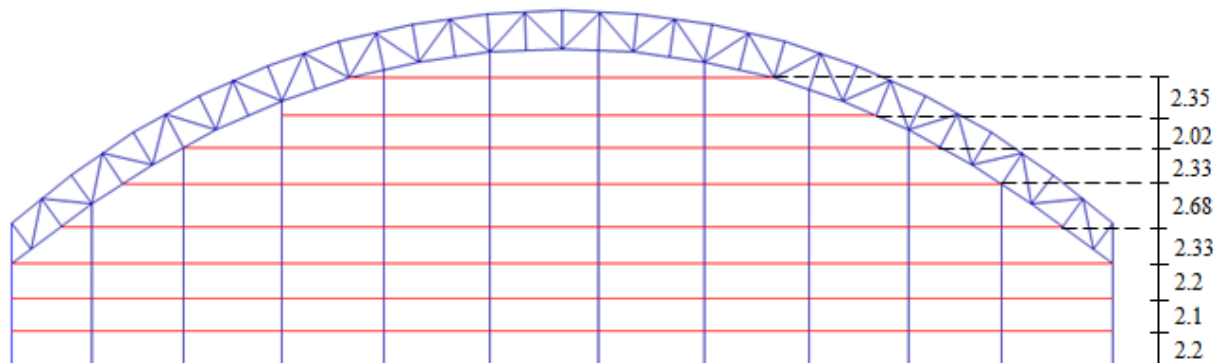
Τα μετωπικά υποστυλώματα μπορεί να είναι πακτωμένα ή αρθρωτά στην βάση τους, ενώ συνδέονται άνω και με τους κύριους φορείς. Επειδή τα εξωτερικά πλαίσια επιδιώκεται να σχεδιάζονται όμοια με τα εσωτερικά, δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των πλαισίων από τους μετωπικούς στύλους. Για αυτό το λόγο η σύνδεση άνω πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκεις οπές. Με αυτό τον τρόπο μάλιστα αποφεύγεται η μεταφορά αξονικής από τα πλαίσια στα μετωπικά υποστυλώματα. Η παραπάνω σύνδεση προσομοιώθηκε στο SAP2000 με μια άρθρωση στο πάνω μέρος και μια κατακόρυφη κύλιση στο κάτω, έτσι ώστε να μπορούν να μεταφέρουν κανονικά τα εγκάρσια φορτία του ανέμου, αλλά να μην δέχονται αξονική δύναμη. Η διατομή των μετωπικών υποστυλωμάτων επιλέχτηκε από την σειρά IPE, αφού η κύρια καταπόνησή τους είναι καμπτική από τα φορτία του ανέμου.



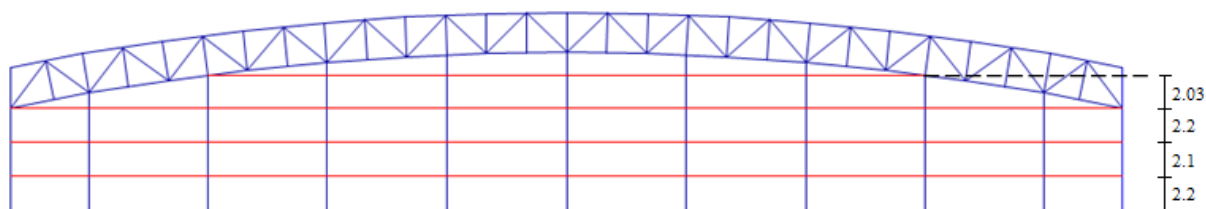
Σχήμα 2.17: Μετωπικοί στύλοι μικρού πλαισίου

2.8 Μηκίδες

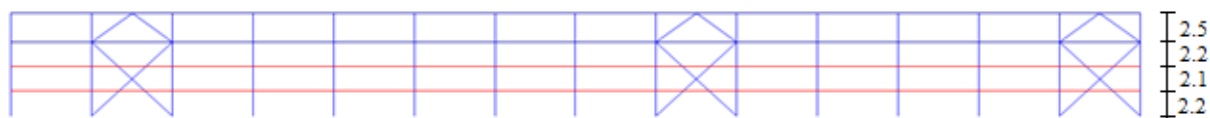
Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των πλαισιακών και μετωπικών υποστυλωμάτων. Κύρια φόρτιση και γι'αυτές είναι η ανεμοπίεση επομένως χρησιμοποιήθηκαν διατομές κατηγορίας IPE με τα πέλματα να είναι παράλληλα στις όψεις. Εκτός από τα φορτία ανέμου, οι μηκίδες δέχονται και κατακόρυφα φορτία από το ίδιο βάρος τους και το βάρος της πλευρικής επένδυσης. Επειδή αυτά καταπονούν καμπτικά τον ασθενή άξονα, σε κάθε μηκίδα τοποθετήθηκαν 2 ελκυστήρες, ώστε να μειωθεί το μήκος λυγισμού στο 1/3. Στα σχήματα 2.18 , 2.19 και 2.20 φαίνονται οι αποστάσεις ανά τις οποίες τοποθετήθηκαν οι μηκίδες στα μέτωπα και στις πλάγιες όψεις:



Σχήμα 2.18: Αποστάσεις μηκίδων στο μεγάλο πλαίσιο



Σχήμα 2.19: Αποστάσεις μηκίδων στο μικρό πλαίσιο



Σχήμα 2.20: Αποστάσεις μηκίδων στην πλάγια όψη

2.9 Υλικά κατασκευής

2.9.1 Δομικός χάλυβας

Όλος ο φέρων οργανισμός του Αθλητικού Κέντρου κατασκευάζεται από δομικό χάλυβα. Αποτελεί κράμα διαφόρων μεταλλικών και μη στοιχείων, με βασικό αυτών τον σίδηρο (Fe). Κύρια πλεονεκτήματά του αποτελούν ο μεγάλος λόγος αντοχής ως προς το ίδιο βάρος, η ομοιογένεια του υλικού, η ελαστικότητα, η ολκιμότητα, η εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά και η γρήγορη κατασκευή. Μειονεκτήματα είναι η ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες, ο κίνδυνος φαινομένων αστάθειας και η ευπάθεια έναντι κοπώσεως. Οι ιδιότητες των δομικών χαλύβων για έλαση εν θερμώ δίνονται στον EN1993-1-1.

Πίνακας 2.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

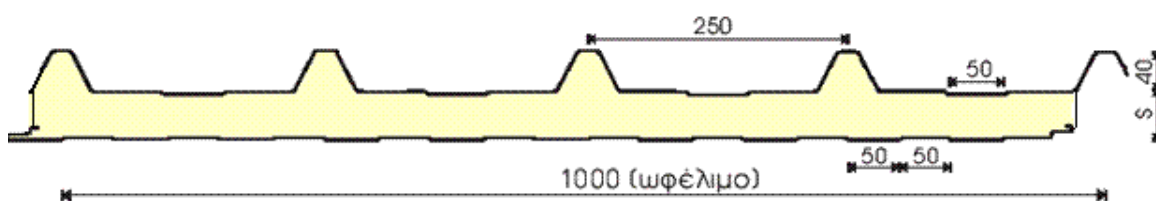
Ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι ποιότητας S355. Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού είναι οι εξής:

Αντοχή διαρροής	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Οριακή εφελκυστική αντοχή	$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης	$G = 8077 \text{ N/mm}^2$
Σταθερά Poisson	$\nu = 0.3$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = f_{yk} / 1.0$

2.9.2 Φύλλα επικάλυψης

Για την επένδυση του φορέα τόσο πλευρικά όσο και στην οροφή επιλέχθηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολουρεθάνης Insotherm RPU (σχήμα 2.21) της ΚΑΜΑΡΙΔΗΣ GLOBAL WIRE ABEE [15]. Τα πάνελ αποτελούνται από δύο διαμορφωμένα ελάσματα πάχους 0.5mm ή 0.6mm και ενδιάμεση μόνωση από σκληρή διογκωμένη πολουρεθάνη πάχους από 30mm έως 100mm. Το εξωτερικό ελασματόφυλλο των πάνελ είναι τραπεζοειδούς μορφής (Ribdeck 1000) με πέντε τραπέζια ύψους 40 mm σε αξονικές αποστάσεις 250 mm. Το εσωτερικό ελασματόφυλλο είναι ελαφρά διαμορφωμένο με αυλακώσεις πλάτους 50 mm σε αποστάσεις 50 mm και βάθους 1,5 mm.



Σχήμα 2.21: Πάνελ πολουρεθάνης Insotherm RPU

Ένα πλεονέκτημα των συγκεκριμένων πάνελ είναι ότι μπορούν να συνδυαστούν με ειδικά διπλά πολυεστερικά διαφανή φύλλα, ώστε να περνάει φυσικός φωτισμός στον καλυπτόμενο χώρο, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.22. Αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό τόσο στην εξοικονόμηση ενέργειας όσο και στο να δοθεί η δυνατότητα ανάπτυξης φυσικού χλοοτάπητα στο ποδοσφαιρικό γήπεδο εάν είναι επιθυμητό.



Σχήμα 2.22: Διαφώτιστα τραπεζοειδή φύλλα επικάλυψης

Στην ηλεκτρονική ιστοσελίδα του Καμαρίδη [15] υπάρχουν περισσότερες λεπτομέρειες για τα πάνελ, αλλά και πίνακες με τα τεχνικά χαρακτηριστικά τους.

3 Δράσεις

3.1 Μόνιμες Δράσεις

Σε αυτή την κατηγορία των δράσεων περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής όπως τα ίδια βάρη από φέροντα στοιχεία, τοίχους πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό κ.ά. Οι μόνιμες δράσεις εξ' ορισμού προσδιορίζονται με ικανοποιητική ακρίβεια εξ' αρχής εφόσον δεν μεταβάλλονται στην διάρκεια ζωής του έργου. Σε περιπτώσεις όπου προβλέπεται μελλοντικός τροποποίηση των μόνιμων δράσεων όπως προσθαφαίρεση τοίχων πληρώσεως ή αλλαγή επικαλύψεων, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία οι μόνιμες δράσεις χωρίζονται στις εξής κατηγορίες: Φορτία λόγω ιδίου βάρους χαλύβδινου φορέα, φορτία λόγω επικαλύψεων και φορτία λόγω μηχανολογικού εξοπλισμού.

Το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000 στο οποίο προσομοιώθηκε. Το πρόγραμμα υπολογίζει το ίδιο βάρος κάθε μέλους λαμβάνοντας υπόψη το υλικό που του έχει οριστεί (χάλυβας S355, $g=78.5\text{kN/m}^3$).

Τα φορτία επικαλύψεων που επιβαρύνουν την κατασκευή προέρχονται από τα φύλλα επικάλυψης της στέγης τα οποία καταπονούν τις τεγίδες και από τα φύλλα επικάλυψης των μετώπων τα οποία καταπονούν τις μηκίδες. Τοποθετούνται ως γραμμικά ομοιόμορφα φορτία στις τεγίδες ή στις μηκίδες με τιμή που εξαρτάται από την φορτική επιφάνεια τους. Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2 επιλέχθηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm RPU τα οποία σύμφωνα με τα τεχνικά χαρακτηριστικά τους έχουν βάρος από 10.2 kg/m^2 έως 13.56 kg/m^2 . Τελικώς επιλέχτηκε συντηρητικά ότι η επιβάρυνση της στέγης και των μετώπων λόγω των φορτίων επικάλυψης είναι της τάξης του 0.15 kN/m^2 .

Τα φορτία λόγω μηχανολογικού εξοπλισμού επιβαρύνουν τις συνδετήριες οριζόντιες δοκούς που βρίσκονται κάτω από τις τεγίδες. Επιλέχτηκε τιμή φορτίου 0.3 kN/m^2 .

3.2 Επιβαλλόμενες Μεταβλητές Δράσεις

Στις επιβαλλόμενες μεταβλητές δράσεις εντάσσονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι'αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι χαρακτηριστικές τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς. Η θέση τους προκύπτει τοποθετώντας τα φορτία κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα έτσι ώστε να καλύπτονται όλες οι πιθανές καταστάσεις φόρτισης.

Οι επιβαλλόμενες δράσεις ενεργούν ως οιονεί στατικές δράσεις, εφ' όσον όμως δεν αναμένονται καταστάσεις συντονισμού όπως για παράδειγμα συγχρονισμένη κίνηση

ανθρώπων από χορό, άλματα, βήμα κτλ. Σε τέτοιες περιπτώσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως δυναμικά φορτία.

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

Τα επιβαλλόμενα φορτία καθορίζονται στον Ευρωκώδικα 1991-1-1 [8] και έχουν την μορφή κατανεμημένων φορτίων, γραμμικών φορτίων ή συγκεντρωμένων. Ο Ευρωκώδικας διαχωρίζει τους χώρους σε κατηγορίες ανάλογα με την χρήση τους και για κάθε μία κατηγορία δίνει τις αντίστοιχες τιμές των φορτίων.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία που αφορά τον σχεδιασμό μεταλλικού υπόστεγου αθλητικού κέντρου, χρησιμοποιήθηκε ο παρακάτω πίνακας που κατηγοριοποιεί τις στέγες ανάλογα με την χρήση τους.

Πίνακας 3.1: Κατηγοριοποίηση στεγών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Χρήση
H	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και επισκευή
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A-D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Η στέγη θεωρείται ότι δεν είναι προσβάσιμη παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή επομένως ανήκει στην κατηγορία H, για την οποία ο Ευρωκώδικας δίνει τις εξής τιμές:

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία στεγών

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	$q_k = 0 - 1$ kN/m ²	$Q_k = 0.9 - 1.5$ kN/m ²

Χρησιμοποιήθηκαν οι προτεινόμενες τιμές: $q_k = 0,4$ kN/m² και $Q_k = 1$ kN/m²

3.3 Φορτία Χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές χρονικώς αλλά σταθερές στον χώρο δράσεις (στατικό φορτίο). Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από μια σειρά παραμέτρων όπως:

- την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κτλ)
- την απόσταση των γειτονικών κτιρίων
- τη μορφή της στέγης
- τις μεταβολές της θερμοκρασίας της στέγης
- κατά πόσο η στέγη είναι εκτεθειμένη στον άνεμο κ.ά.

Για τις ειδικές περιπτώσεις των εξαιρετικών φορτίων χιονιού ή των φορτίων που οφείλονται σε εξαιρετικές μετατοπίσεις χιονιού, τα φορτία χιονιού μπορούν να θεωρηθούν ως τυχηματική δράση.



Σχήμα 3.1: Κατάρρευση της στέγης του κλειστού γυμναστήριου της Κύμης λόγω χιονιού

3.3.1 Κανονισμοί υπολογισμού φορτίου χιονιού

Τα φορτία χιονιού σε στέγες προσδιορίζονται ως εξής:

A. Για τις καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$S = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.1)$$

B. Για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση:

$$S = \mu_i C_e C_t s_{Ad} \quad (3.2)$$

Γ. Για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση και όπου ισχύει το παράρτημα Β του EN 1991-1-3

$$S = \mu_i s_k \quad (3.3)$$

όπου:

- μ_i : Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού
 s_k : Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους
 s_{Ad} : Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία
 C_e : Ο συντελεστής εκθέσεως
 C_t : Ο θερμικός συντελεστής

Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση, όπως σε ορισμένες γυάλινες στέγες όπου το χιόνι λιώνει λόγω απωλειών θερμότητας. Στις συνήθεις περιπτώσεις όμως $C_t = 1,0$

Ο συντελεστής εκθέσεως C_e πρέπει να λαμβάνεται ίσος με 1 εκτός αν ορίζεται αλλιώς. Στο Εθνικό Προσάρτημα δίνονται τιμές του συντελεστή C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.3: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

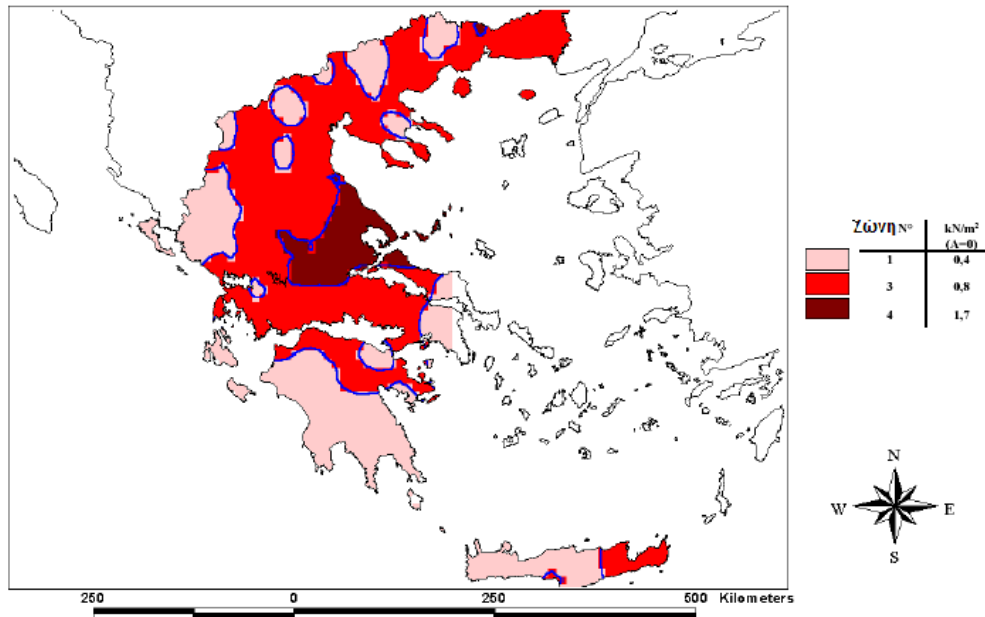
Τοπογραφικά χαρακτηριστικά	Συντελεστής εκθέσεως C_e
Εκτεθειμένο	0.8
Κανονικό	1
Προφυλαγμένο	1.2

Εκτεθειμένο: Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

Προφυλαγμένο: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο παράρτημα C του EN1991-1-3 [9]. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων χιονιού $s_{k,0}$ για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.



Σχήμα 3.2: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές στην Ελλάδα

ΖΩΝΗ I ($s_{k,0}=0.4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αττικής, Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

ΖΩΝΗ II ($s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα

ΖΩΝΗ III ($s_{k,0}=1.7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

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 την σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.4)$$

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

Ο προσδιορισμός του *συντελεστή φορτίου χιονιού* μ γίνεται από την παράγραφο 5.3 του EN1991-1-3 για παρασυρμένο και μη παρασυρμένο φορτίο χιονιού επί της στέγης, για διάφορα είδη στεγών. Στην περίπτωση της εξαιρετικής μετατόπισης του χιονιού (τυχηματική δράση όπως προαναφέρθηκε), ο συντελεστής μ ορίζεται στο παράρτημα B του EN1991-1-3.

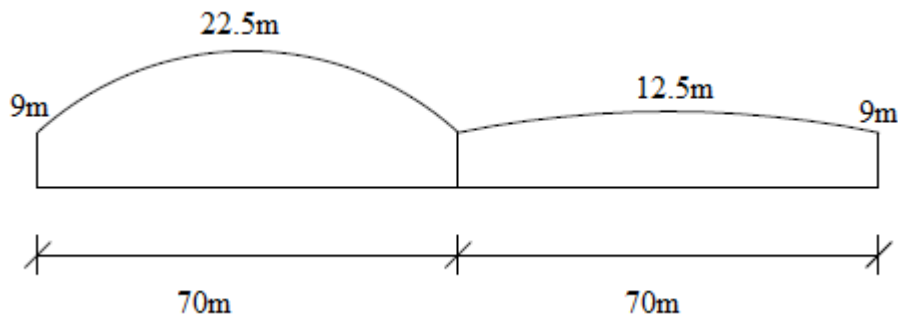
3.3.2 Υπολογισμός φορτίου χιονιού της κατασκευής

Το αθλητικό κέντρο πρόκειται να κατασκευαστεί στην βορειοανατολική Αττική, επομένως είναι $s_{k,0}=0.4 \text{ kN/m}^2$. Η τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει του υψομέτρου της κατασκευής είναι:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0.4 \left(1 + \left(\frac{200}{917} \right)^2 \right) = 0.419 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

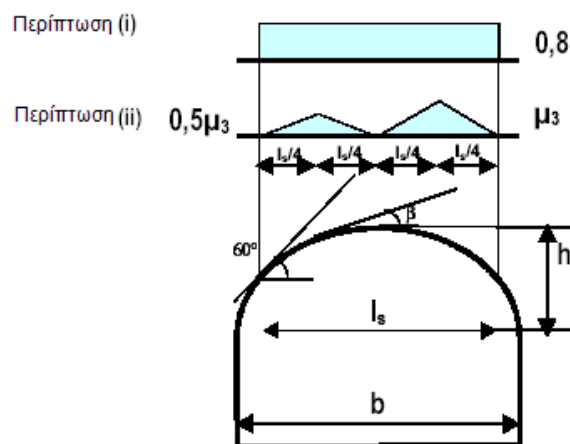
Θερμικός συντελεστής $C_t=1$ και συντελεστής εκθέσεως $C_e=1$

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές ο συντελεστής φορτίου χιονιού μ προσδιορίζεται από την παράγραφο 5.3 του EN1991-1-3 για παρασυρμένο και μη παρασυρμένο φορτίο σύμφωνα με τις περιπτώσεις των στεγών που έχει. Εξαιτίας της ιδιαιτερότητας του σχήματος της κατασκευής (Σχήμα 3.3) έγιναν οι εξής παραδοχές:



Σχήμα 3.3: Πρόσωση αθλητικού κέντρου

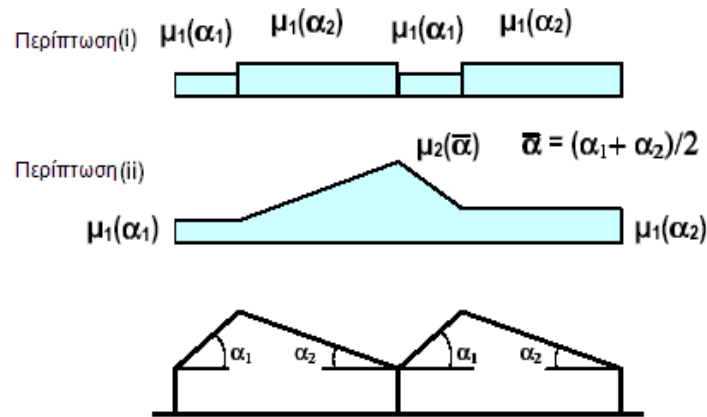
Για το μη παρασυρμένο φορτίο χιονιού εξετάστηκε η κάθε στέγη ξεχωριστά και ο συντελεστής μ λήφθηκε υπόψη και στις δυο $\mu=0.8$ από την περίπτωση (i) της κυλινδρικής στέγης. Επειδή η κλίση των κυλινδρικών στεγών δεν ξεπερνά τις 60° η κατανομή του φορτίου χιονιού γίνεται σε όλη την έκταση των στεγών. Έτσι το συνολικό φορτίο χιονιού είναι $S = \mu_i C_e C_t s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.419 = 0.3352 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 3.4: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού για κυλινδρικές στέγες

Για το παρασυρμένο φορτίο χιονιού η κατασκευή εξετάστηκε ως στέγη δυο ανοιγμάτων: Η μέγιστη κλίση του μεγάλου στεγάστρου στα αριστερά είναι 40° ενώ η μέγιστη κλίση του μικρού 12° . Έτσι σύμφωνα με την περίπτωση (ii) ισχύει:

- $\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(40) = 0.53333$
- $\mu_1(\alpha_2) = \mu_1(12) = 0.8$
- $\mu_2(\bar{\alpha}) = \mu_2(26) = 1.5$

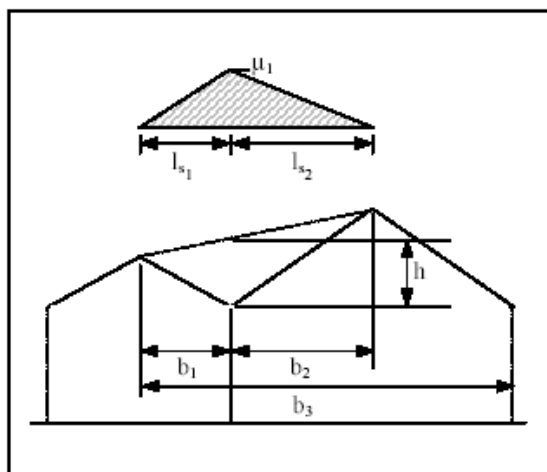


Σχήμα 3.5: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού για στέγη πολλών ανοιγμάτων

Έτσι το συνολικό φορτίο χιονιού είναι:

- $S_1 = \mu_i C_e C_t s_k = 0.533 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.419 = 0.2233 \text{ kN/m}^2$
- $S_2 = \mu_i C_e C_t s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.419 = 0.3352 \text{ kN/m}^2$
- $S_3 = \mu_i C_e C_t s_k = 1.5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.419 = 0.6285 \text{ kN/m}^2$

Για την τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού η στέγη εξετάστηκε ξανά ως στέγη πολλαπλών ανοιγμάτων αλλά αυτή τη φορά ο συντελεστής μ υπολογίστηκε από το παράρτημα Β του EN1991-1-3.



Σχήμα 3.6: Συντελεστές σχήματος και μήκη μετατόπισης χιονιού για εξαιρετικές μετατοπίσεις χιονιού – «κοιλιάδες» στεγών πολλαπλών ανοιγμάτων

Ο συντελεστής σχήματος ορίζεται ως το ελάχιστο των:

$$\mu_1 = \frac{2h}{s_k} = \frac{2 \cdot 8.5}{0.81} = 20.98$$

$$\mu_1 = \frac{2b_3}{I_{s1} + I_{s2}} = \frac{2 \cdot 105}{70} = 3$$

$$\mu_1 = 5$$

όπου:

$$I_{s1} = b_1 = 35\text{m}$$

$$I_{s2} = b_2 = 35\text{m}$$

Άρα $\mu=3$ και το συνολικό φορτίο χιονιού είναι $S = \mu_i s_k = 3 \cdot 0.419 = 1.257 \text{ kN/m}^2$

3.4 Φορτία Ανέμου

Οι δράσεις ανέμου είναι πολύ σημαντικές στις κατασκευές από χάλυβα και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν την βασική φόρτιση ανεξαρτήτως τύπου κτιρίου. Το μέγεθός τους εξαρτάται από την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κ.ά.



Σχήμα 3.7: Φορτία ανέμου

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να έχουν δυναμική επίδραση, όμως στις περισσότερες κατασκευές (κυρίως σε δύσκαμπτες) τα φορτία λόγω ανέμου θεωρούνται ως στατικά. Σε πολύ εύκαμπτες κατασκευές που η δυναμική επίδραση των φορτίων μπορεί να είναι σημαντική, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

3.4.1 Βασικοί Ορισμοί

Παρακάτω ακολουθούν βασικοί ορισμοί και μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου.

Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 μέτρα πάνω από έδαφος κατηγορίας II, δηλαδή ανοιχτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Δίνεται από την σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.5)$$

όπου

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, δηλαδή η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II.

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης. Προτεινόμενη τιμή 1.

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής. Προτεινόμενη τιμή 1.

Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου όπως φαίνεται στην παρακάτω σχέση από την οποία υπολογίζεται:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.6)$$

όπου

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1,0 εκτός εάν το ανάγλυφο του εδάφους είναι λόφοι ή γκρεμοί που αυξάνουν σημαντικά τις ταχύτητες του ανέμου.

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ υπολογίζεται από την εξίσωση 3.7:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.7)$$

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

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (3.8)$$

$z_{0,II} = 0,05$ m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 3.4)

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.4

$z_{\max} = 200$ m

z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους

Πίνακας 3.4: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

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

Στροβιλισμός ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από την εξίσωση 3.9:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.9)$$

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

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Προτεινόμενη τιμή του $k_I = 1,0$.

c_0 είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους.

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας.

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, υπολογίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.10)$$

όπου:

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

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται στην εξίσωση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.11)$$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται στην εξίσωση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.12)$$

3.4.2 Εξωτερική πίεση ανέμου

Εξωτερική πίεση είναι η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες και υπολογίζεται από την σχέση:

$$W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.13)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

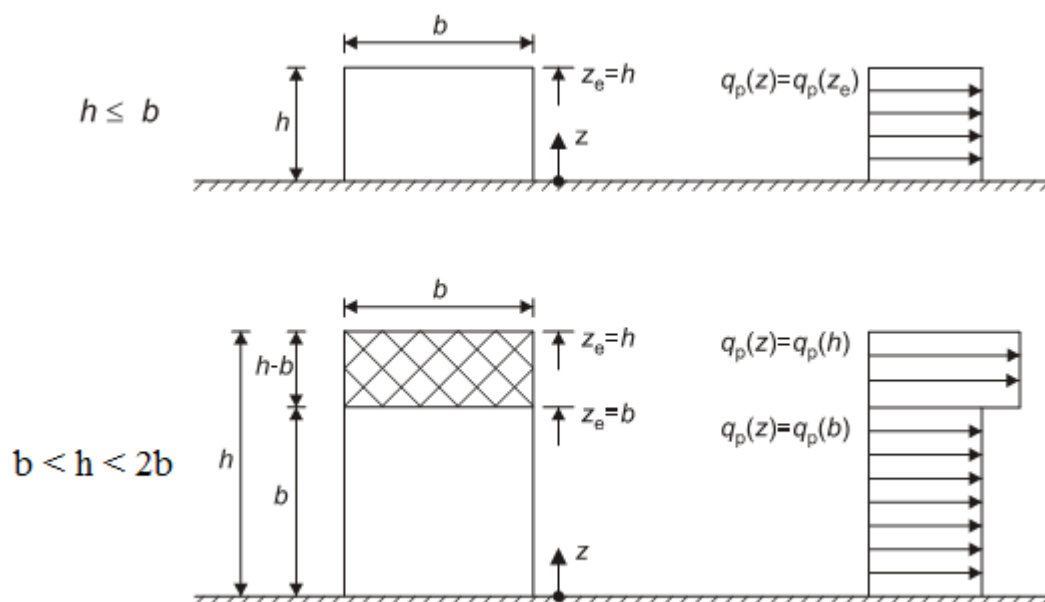
z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

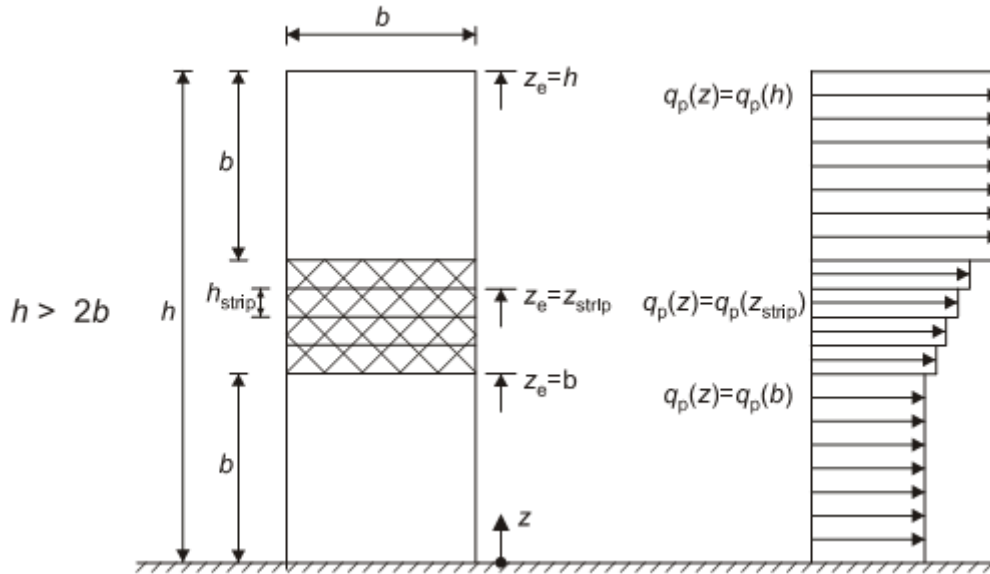
c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Οι συντελεστές πίεσης και τα ύψη αναφοράς περιγράφονται αναλυτικά στο έβδομο κεφάλαιο του EN1991-1-4 [10]. Παρακάτω παρουσιάζονται εν συντομία οι πίνακες που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

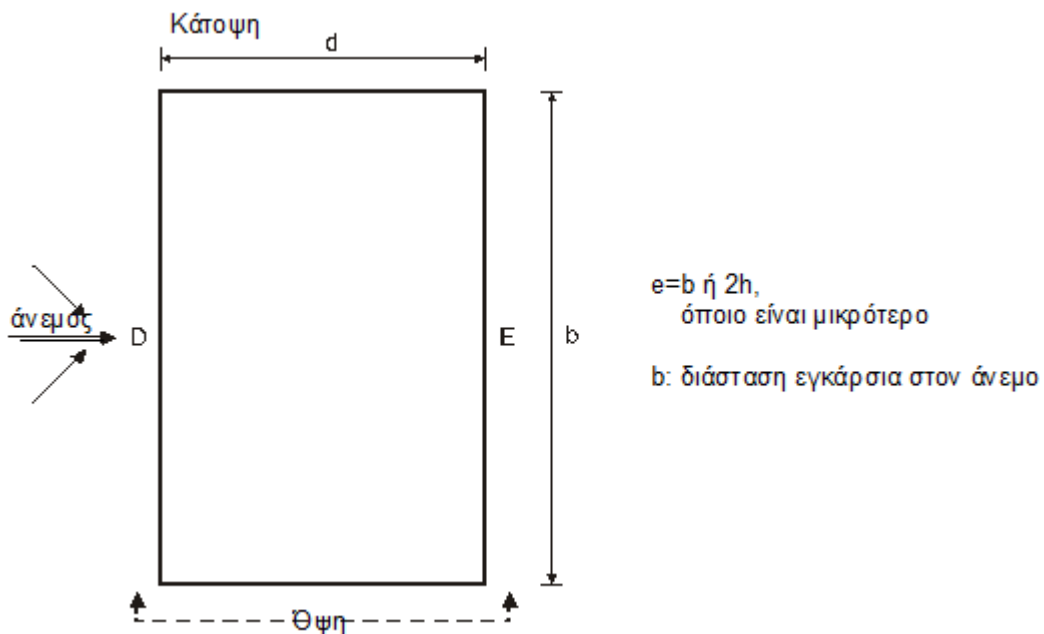
Τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (ζώνη D) εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Στο παρακάτω σχήμα δίνεται ο υπολογισμός του ύψους αναφοράς και η αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων σε κάθε μία από τις τρεις περιπτώσεις:



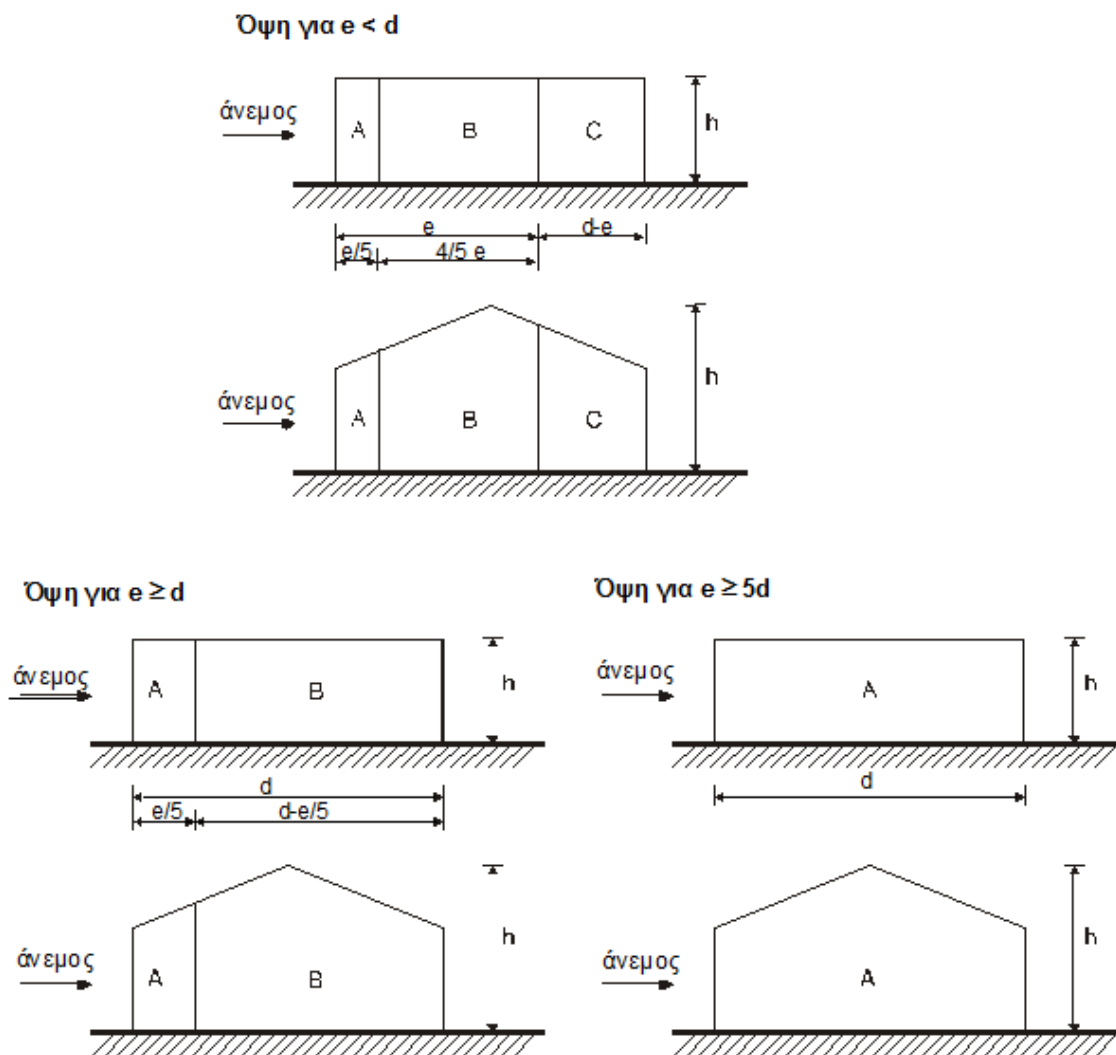


Σχήμα 3.8: Ύψος αναφοράς z_e , συναρτήσει των h και b και αντιστοιχία κατανομή πιέσεων

Οι συντελεστές πίεσης των κατακόρυφων τοίχων υπολογίζονται ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου και τις διαστάσεις του συνολικού κτιρίου. Ο Ευρωκώδικας θεωρεί ως ζώνη D την προσήνεμη περιοχή του κτιρίου, ως ζώνη E την υπήνεμη και κατηγοριοποιεί τις πλάγιες όψεις του κτιρίου σε ζώνες A,B,C ανάλογα με τις διαστάσεις b , d , h , e οι οποίες ορίζονται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 3.9: Ορισμός ζωνών D, E για τον υπολογισμό συντελεστών εξωτερικής πίεση κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης



Σχήμα 3.10: Ορισμός ζωνών Α, Β, C για τον υπολογισμό συντελεστών πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

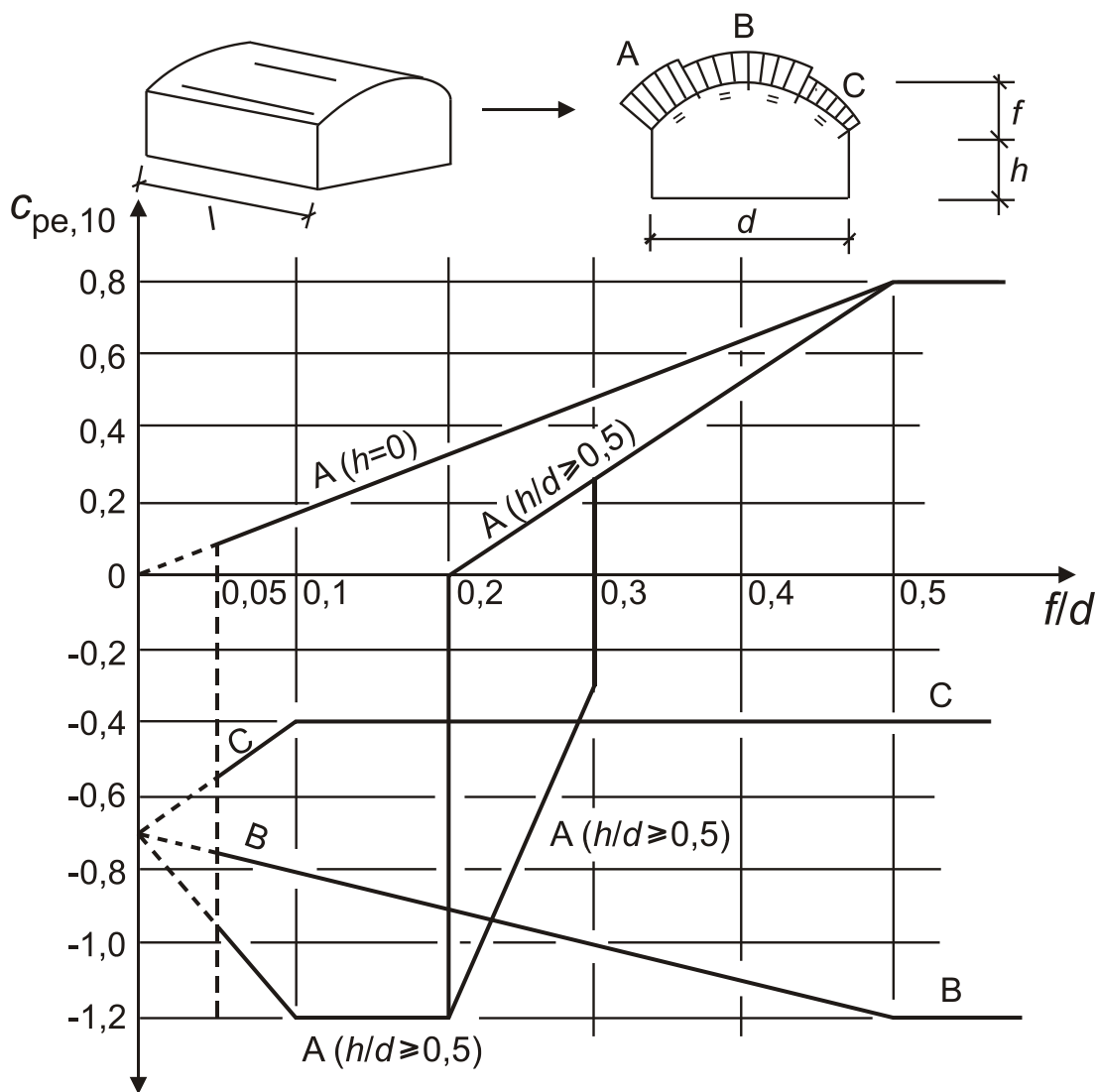
Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη παρουσιάζονται στον πίνακα. Παρατηρείται ότι όσο πιο μεγάλος είναι ο λόγος h/d , τόσο πιο μεγάλοι είναι και οι συντελεστές.

Πίνακας 3.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	Α		Β		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Κυλινδρικές στέγες και θόλοι

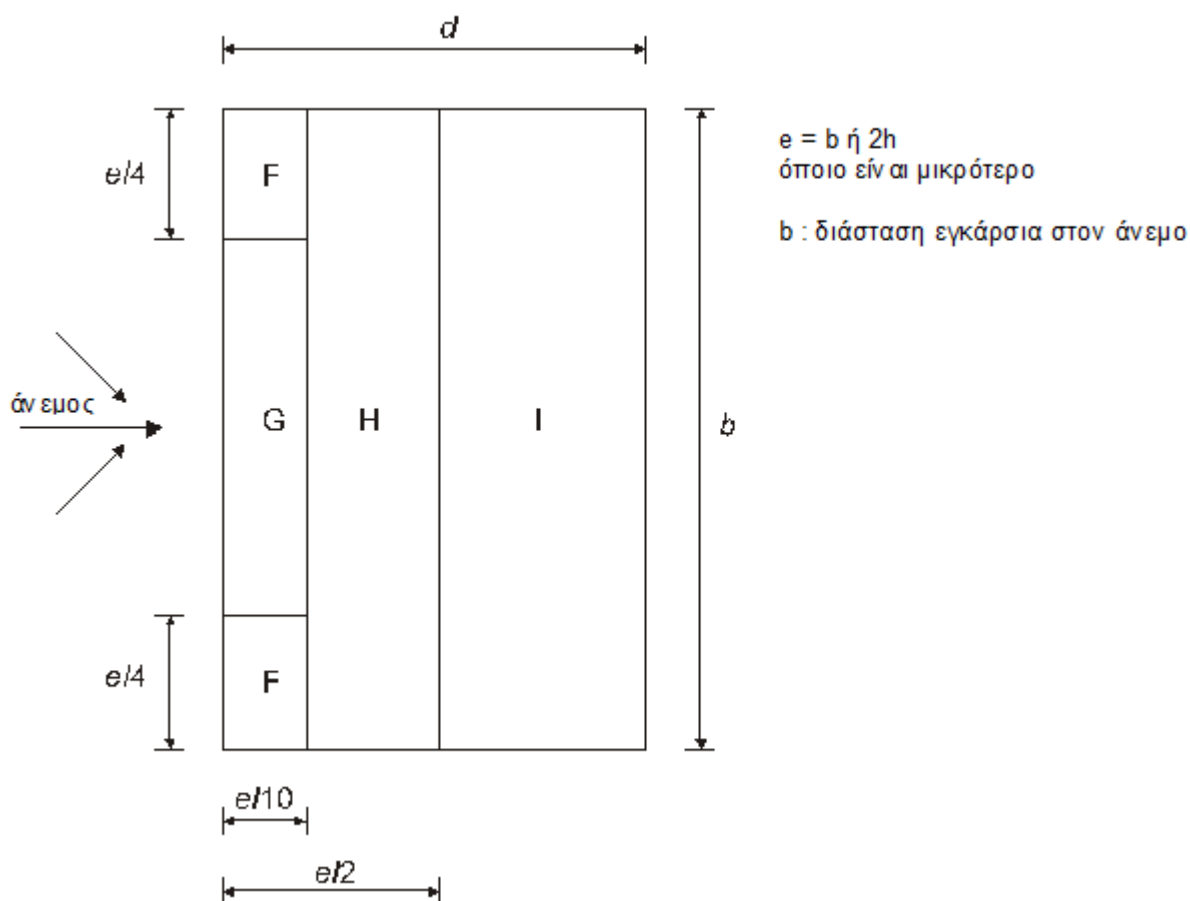
Στις περιπτώσεις όπου η διεύθυνση του ανέμου ήταν κάθετη στην κυλινδρική στέγη χρησιμοποιήθηκε το παρακάτω σχήμα του Ευρωκώδικα, στο οποίο ορίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $C_{pe,10}$ και $C_{pe,1}$ για κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση. Το ύψος αναφοράς πρέπει να λαμβάνεται ως $z_e = h + f$.



Σχήμα 3.11: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ για κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση

Οριζόντιες στέγες

Στις περιπτώσεις όμως που η διεύθυνση του ανέμου ήταν παράλληλη στην κυλινδρική στέγη, τότε αυτή θεωρήθηκε ως οριζόντια. Οι οριζόντιες στέγες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα διαιρούνται σε ζώνες G, F, H, I όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες λαμβάνεται ως h , ενώ αν υπάρχει και στηθαίο προστίθεται το ύψος του.



Σχήμα 3.12: Ορισμός ζωνών G, F, H, I για τον υπολογισμό συντελεστών εξωτερικής πίεσης οριζόντιων στεγών

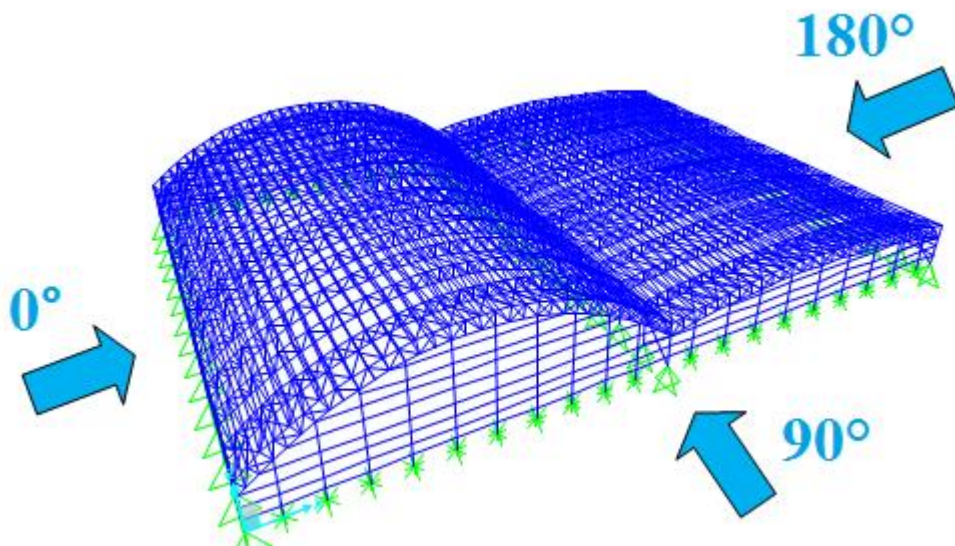
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται σε πίνακα του Ευρωκώδικα ανάλογα με το αν το άκρο είναι καμπυλωμένο, σπαστό ή αιχμηρό, αν υπάρχει στηθαίο κτλ. Παρακάτω παρουσιάζεται το κομμάτι του πίνακα που χρησιμοποιήθηκε, δηλαδή αυτό για αιχμηρά άκρα:

Πίνακας 3.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες με αιχμηρά άκρα

Τύπος στέγης	Ζώνη							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

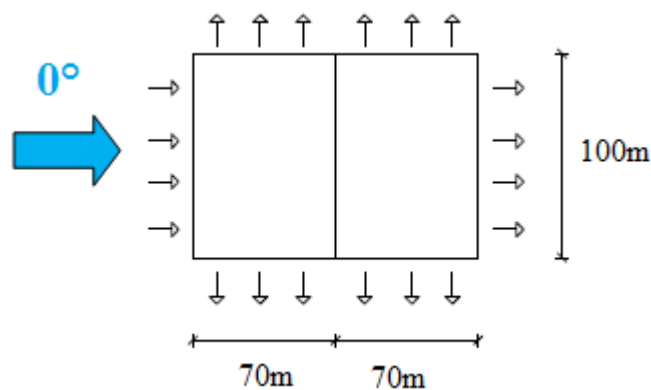
Υπολογισμός εξωτερικής πίεσης

Για τον υπολογισμό της εξωτερικής πίεσης μελετήθηκαν 2 διευθύνσεις ανέμου. Μία όταν ο άνεμος φυσά κάθετα στις προσόψεις του κτιρίου και άλλη μία όταν ο άνεμος φυσά κάθετα στις πλαϊνές όψεις. Για την πρώτη διεύθυνση παρουσιάζεται μόνο η κατεύθυνση των 90° καθώς είναι ίδια περίπτωση είτε φυσάει από την μία είτε από την άλλη. Οι κατευθύνσεις όμως των 0° και των 180° εξετάζονται ξεχωριστά.



Σχήμα 3.13: Ορισμός κατευθύνσεων ανέμου

Κατεύθυνση ανέμου 0°



Σχήμα 3.14: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων τοίχων για κατεύθυνση ανέμου 0°

Κατακόρυφοι τοίχοι:

Προσήνεμος τοίχος (Ζώνη D)

$$\left. \begin{array}{l} z_e = h = 9m \\ h/d = 9/140 = 0.064 \\ q_p(z_e) = q_p(9) = 1.117 \frac{kN}{m^2} \\ c_{pe,10} = +0.70 \end{array} \right\} w_e^D = +0.7819 \frac{kN}{m^2}$$

Υπήνεμος τοίχος (Ζώνη E)

$$\left. \begin{array}{l} z_e = h = 9m \\ h/d = 9/140 = 0.064 \\ q_p(z_e) = q_p(9) = 1.117 \frac{kN}{m^2} \\ c_{pe,10} = -0.30 \end{array} \right\} w_e^E = -0.3351 \frac{kN}{m^2}$$

Όψεις (Ζώνες A,B,C)

Στις συγκεκριμένες όψεις οι τοίχοι είναι μεν κατακόρυφοι αλλά η όψη τους δεν είναι ορθογωνική ή τριγωνική όπως είναι τα σχήματα του Ευρωκώδικα. Για να υπολογιστούν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης εξετάστηκε αρχικά η όψη κάτω από το μεγάλο στέγαστρο (απ' όπου και φυσάει ο άνεμος) θεωρώντας την παρόμοια με την τριγωνική όψη και στην συνέχεια, η όψη κάτω από το μικρό στέγαστρο θεωρήθηκε συνέχεια της κατηγορίας C, λαμβάνοντας υπόψη όμως διαφορετικό ύψος αναφοράς:

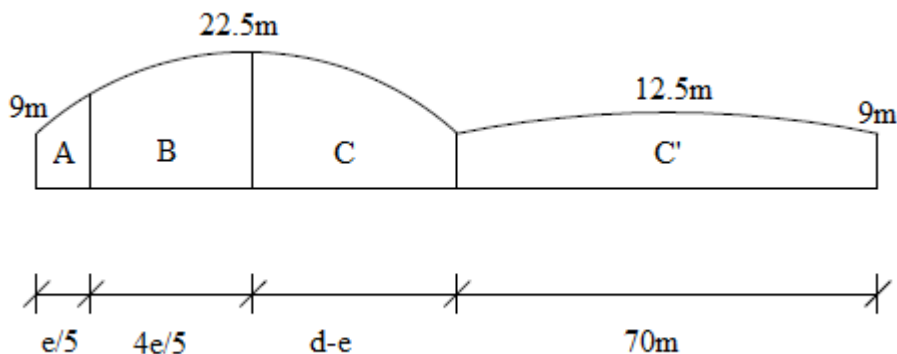
$$b=100m$$

$$h=22.5m$$

$$d=70m$$

$$e=\min(b,2h) = 45m$$

Άρα εφαρμόζεται η περίπτωση $e < d$:



Σχήμα 3.15: Ζώνες κατακόρυφων τοίχων στις όψεις κάθετα στην κατεύθυνση του ανέμου 0°

Ζώνες A, B, C

$$z_e = h = 22.5m$$

$$q_p(z_e) = q_p(22.5) = 1.543 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_{pe,10}^A = -1.2 \rightarrow w_e^A = -1.851 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_{pe,10}^B = -0.8 \rightarrow w_e^B = -1.2344 \frac{kN}{m^2}$$

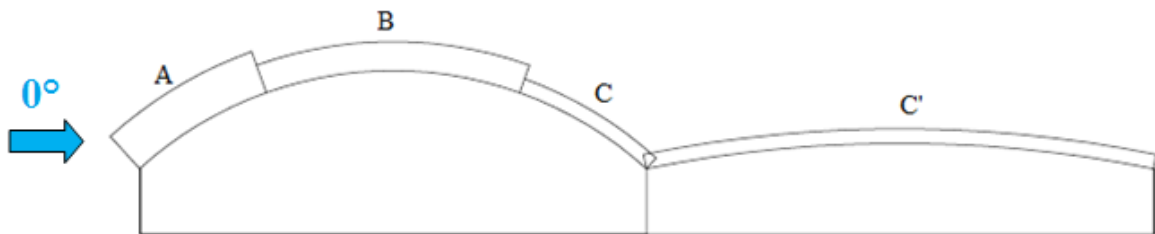
$$c_{pe,10}^C = -0.5 \rightarrow w_e^C = -0.7715 \frac{kN}{m^2}$$

Ζώνη C'

$$\left. \begin{array}{l} z_e = h = 12.5m \\ q_p(z_e) = q_p(12.5) = 1.263 \frac{kN}{m^2} \\ c_{pe,10} = -0.5 \end{array} \right\} w_e^{C'} = -0.6315 \frac{kN}{m^2}$$

Στέγες

Στην συγκεκριμένη περίπτωση που ο άνεμος φυσάει από τα αριστερά, εξετάζεται αρχικά το πρώτο στέγαστρο με $h=22.5m$ και $d=70m$ και στην συνέχεια γίνεται παραδοχή για το δεύτερο ότι συνεχίζει η κατηγορία C, λαμβάνοντας υπόψη όμως ύψος αναφοράς $h=12.5m$



Σχήμα 3.16: Ζώνες στεγών για κατεύθυνση ανέμου 0°

Ζώνες A, B, C

$$z_e = h = 22.5m$$

$$q_p(z_e) = q_p(22.5) = 1.543 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_{pe,10}^A = +0.3 \rightarrow w_e^A = +0.463 \frac{kN}{m^2}$$

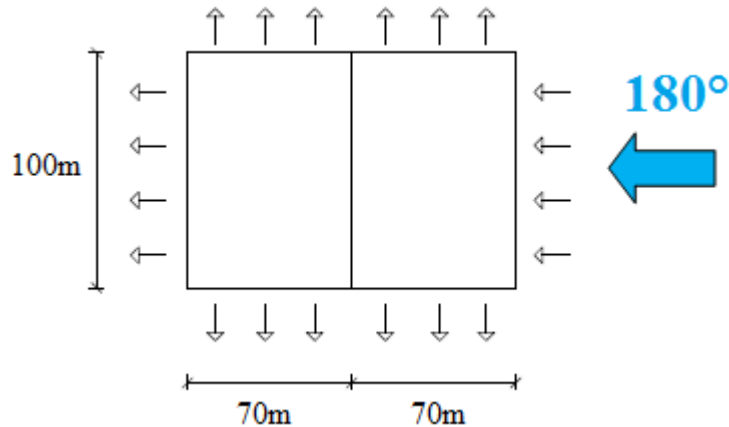
$$c_{pe,10}^B = -0.9 \rightarrow w_e^B = -1.3887 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_{pe,10}^C = -0.4 \rightarrow w_e^C = -0.6172 \frac{kN}{m^2}$$

Ζώνη C'

$$\left. \begin{aligned} z_e = h = 12.5m \\ q_p(z_e) = q_p(12.5) = 1.263 \frac{kN}{m^2} \\ c_{pe,10}^{c'} = -0.4 \end{aligned} \right\} w_e^{c'} = -0.505 \frac{kN}{m^2}$$

Κατεύθυνση ανέμου 180°



Σχήμα 3.17: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων τοίχων για κατεύθυνση ανέμου 180°

Κατακόρυφοι τοίχοι:

Προσήνεμος τοίχος (Ζώνη D) όπως και στην άλλη διεύθυνση $w_e^D = +0.7819 \frac{kN}{m^2}$

Υπήνεμος τοίχος (Ζώνη E) όπως και στην άλλη διεύθυνση $w_e^E = -0.3351 \frac{kN}{m^2}$

Όψεις (Ζώνες A,B,C)

Και εδώ έγινε η αντίστοιχη παραδοχή με προηγουμένως: Εξετάστηκε πρώτα η όψη κάτω από το μικρό στέγαστρο με $h=12.5$ και $d=70m$ και στην συνέχεια έγινε παραδοχή ότι η ζώνη C συνεχίζει κάτω από το δεύτερο στέγαστρο με $h=22.5m$

Ζώνες A, B, C

$$\begin{aligned} z_e = h = 12.5m \\ q_p(z_e) = q_p(12.5) = 1.263 \frac{kN}{m^2} \\ c_{pe,10}^A = -1.2 \rightarrow w_e^A = -1.5156 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

$$c_{pe,10}^B = -0.8 \rightarrow w_e^B = -1.01 \frac{kN}{m^2}$$

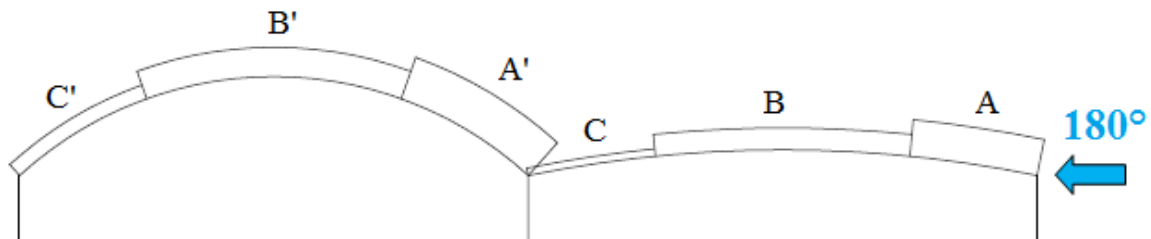
$$c_{pe,10}^C = -0.5 \rightarrow w_e^C = -0.6315 \frac{kN}{m^2}$$

Ζώνη C'

$$\left. \begin{array}{l} z_e = h = 22.5m \\ q_p(z_e) = q_p(22.5) = 1.543 \frac{kN}{m^2} \\ c_{pe,10} = -0.5 \end{array} \right\} w_e^{c'} = -0.7715 \frac{kN}{m^2}$$

Στέγες

Στην συγκεκριμένη περίπτωση που ο άνεμος φυσάει από τα δεξιά, εξετάζεται αρχικά το μικρό στέγαστρο με $h=12.5m$ και $d=70m$ και στην συνέχεια το μεγάλο κανονικά με $h=12.5m$ και $d=70m$ αφού ουσιαστικά δεν επηρεάζεται από το μικρότερο.



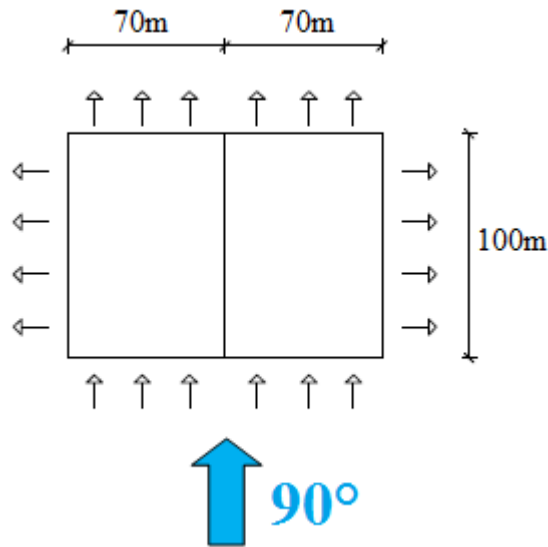
Σχήμα 3.18: Ζώνες στεγών για κατεύθυνση ανέμου 180°

Οι δράσεις που υπολογίστηκαν σε κάθε ζώνη παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον πίνακα 3.7:

Πίνακας 3.7: Εξωτερική πίεση στεγών για κατεύθυνση ανέμου 180°

Ζώνες A, B, C	Ζώνες A', B', C'
$z_e = h = 12.5m$	$z_e = h = 22.5m$
$q_p(z_e) = q_p(12.5) = 1.263 \frac{kN}{m^2}$	$q_p(z_e) = q_p(22.5) = 1.543 \frac{kN}{m^2}$
$c_{pe,10}^A = +0.1 \rightarrow w_e^A = +0.1263 \frac{kN}{m^2}$	$c_{pe,10}^A = +0.3 \rightarrow w_e^A = +0.463 \frac{kN}{m^2}$
$c_{pe,10}^B = -0.75 \rightarrow w_e^B = -0.9472 \frac{kN}{m^2}$	$c_{pe,10}^B = -0.9 \rightarrow w_e^B = -1.3887 \frac{kN}{m^2}$
$c_{pe,10}^C = -0.55 \rightarrow w_e^C = -0.6946 \frac{kN}{m^2}$	$c_{pe,10}^C = -0.4 \rightarrow w_e^C = -0.6172 \frac{kN}{m^2}$

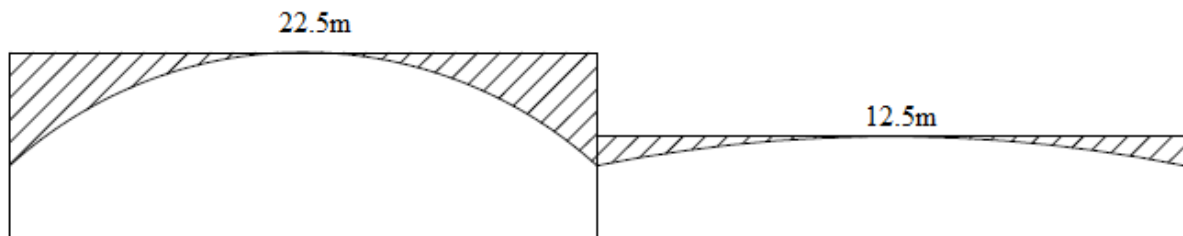
Κατεύθυνση ανέμου 90°



Σχήμα 3.19: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων τοίχων για κατεύθυνση ανέμου 90°

Κατακόρυφοι τοίχοι:

Σε αυτή την περίπτωση η μη κανονική όψη βρίσκεται στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά οπότε για τον υπολογισμό των συντελεστών πίεσης στις ζώνες D,E έγινε η παραδοχή ότι η όψη αποτελείται από δύο ορθογωνικούς κατακόρυφους τοίχους με ύψος 22.5m και 12.5m αντίστοιχα.



Σχήμα 3.20: Παραδοχή για τους προσήνεμους και υπήνεμους κατακόρυφους τοίχους για κατεύθυνση ανέμου 90°

Προσήνεμος τοίχος, ζώνη D

$$z_e^{D1} = 22.5m \rightarrow q_p(22.5) = 1.543 \frac{kN}{m^2}, \quad h/d = \frac{22.5}{23.33} = 0.96 \rightarrow c_{pe,10}^{D1} = 0.795 \rightarrow W_e^{D1} = +1.226 \frac{kN}{m^2}$$

$$z_e^{D2} = 12.5m \rightarrow q_p(12.5) = 1.263 \frac{kN}{m^2}, \quad h/d = \frac{12.5}{23.33} = 0.53 \rightarrow c_{pe,10}^{D2} = 0.738 \rightarrow W_e^{D2} = +0.932 \frac{kN}{m^2}$$

Υπήνεμος τοίχος, ζώνη E

$$c_{pe,10}^{E1} = -0.49 \rightarrow W_e^{E1} = -0.756 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_{pe,10}^{E2} = -0.376 \rightarrow W_e^{E2} = -0.475 \frac{kN}{m^2}$$

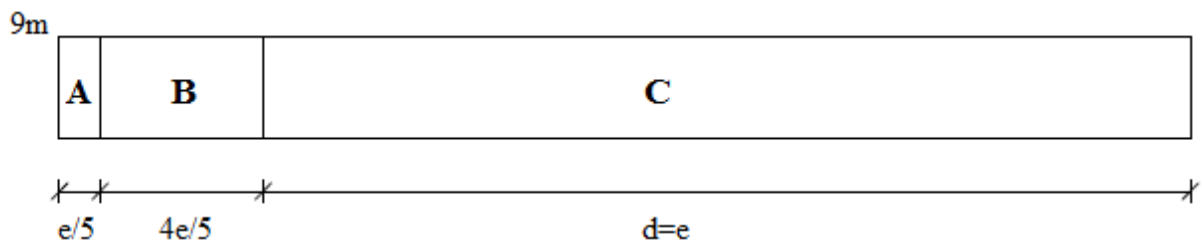
Όψεις, ζώνες A,B,C

$$b=140$$

$$d=100$$

$$h=9$$

$$e=\min(2h, b) = 18$$



Σχήμα 3.21: Ζώνες κατακόρυφων τοίχων στις όψεις κάθετα στην κατεύθυνση του ανέμου 90°

$$q_p(z_e) = q_p(9) = 1.117 \frac{kN}{m^2}$$

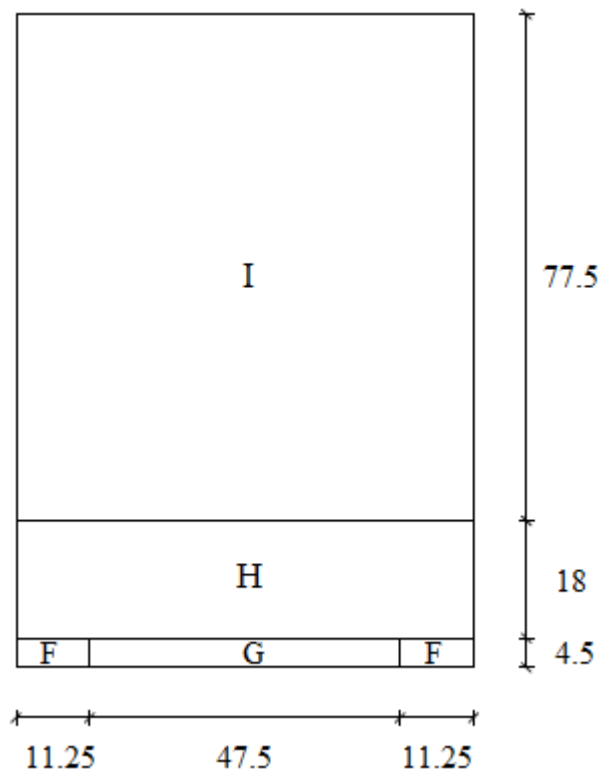
$$c_{pe,10}^A = -1.2 \rightarrow w_e^A = -1.34 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_{pe,10}^B = -0.8 \rightarrow w_e^B = -0.8936 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_{pe,10}^C = -0.5 \rightarrow w_e^C = -0.5585 \frac{kN}{m^2}$$

Στέγη

Στην περίπτωση αυτή η διεύθυνση του ανέμου είναι παράλληλη στις δυο κυλινδρικές στέγες οπότε αυτές εξετάστηκαν ως οριζόντιες με ύψος αναφοράς h , το ανώτερο σημείο της κάθε στέγης. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ο διαχωρισμός της μεγαλύτερης στέγης σε 4 ζώνες:



Σχήμα 3.22: Ζώνες μεγάλου στεγαστρού για κατεύθυνση ανέμου 90°

Για κάθε ζώνη υπολογίστηκε ο αντίστοιχος συντελεστής εξωτερικής πίεσης και τελικώς η πίεση ανέμου που ασκείται εκεί. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων κάθε ζώνης και για τα δύο στέγαστρα της κατασκευής.

Πίνακας 3.8: Εξωτερική πίεση στεγών για κατεύθυνση ανέμου 90°

Μεγάλο στέγαστρο h=22.5m	Μικρό στέγαστρο h=12.5m
$q_p(z_e) = q_p(22.5) = 1.543 \frac{kN}{m^2}$	$q_p(z_e) = q_p(12.5) = 1.263 \frac{kN}{m^2}$
$c_{pe,10}^F = -1.8 \rightarrow w_e^F = -2.777 \frac{kN}{m^2}$	$c_{pe,10}^F = -1.8 \rightarrow w_e^F = -2.273 \frac{kN}{m^2}$
$c_{pe,10}^G = -1.2 \rightarrow w_e^G = -1.851 \frac{kN}{m^2}$	$c_{pe,10}^G = -1.2 \rightarrow w_e^G = -1.515 \frac{kN}{m^2}$
$c_{pe,10}^H = -0.7 \rightarrow w_e^H = -1.08 \frac{kN}{m^2}$	$c_{pe,10}^H = -0.7 \rightarrow w_e^H = -0.884 \frac{kN}{m^2}$
$c_{pe,10}^I = \pm 0.2 \rightarrow w_e^I = \pm 0.308 \frac{kN}{m^2}$	$c_{pe,10}^I = \pm 0.2 \rightarrow w_e^I = \pm 0.2526 \frac{kN}{m^2}$

3.4.3 Εσωτερική πίεση ανέμου

Εσωτερική πίεση είναι η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και υπολογίζεται από την σχέση:

$$W_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.14)$$

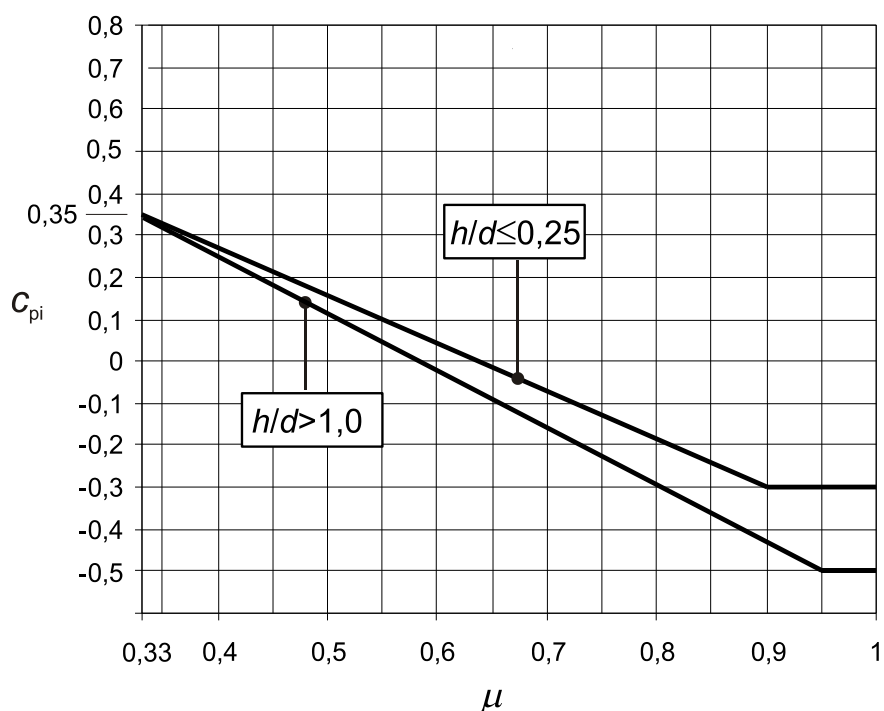
όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης, c_{pi} , εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Σε κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά υπολογίζεται από το παρακάτω γράφημα και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου, h/d , και του ποσοστού των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ .



Σχήμα 3.23: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή } 0,0}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}} \quad (3.15)$$

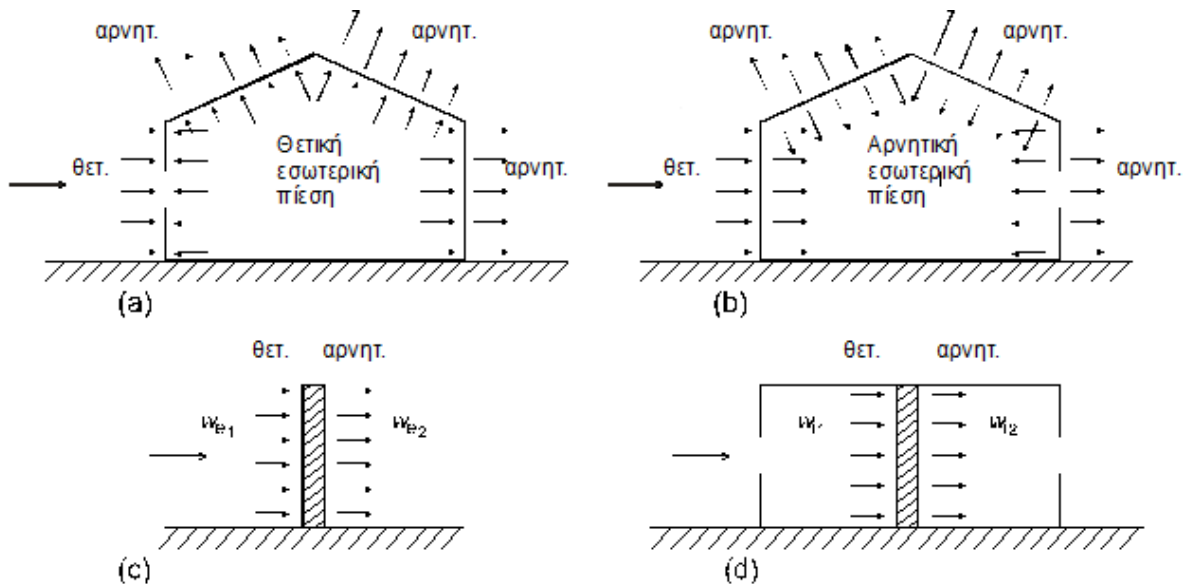
Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη, η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3. Για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης του Αθλητικού κέντρου εφαρμόστηκε ο παραπάνω κανόνας.

Όσο για το ύψος αναφοράς z_i για τις εσωτερικές πιέσεις λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς z_e για τις εξωτερικές πιέσεις των πλευρών που με τα ανοίγματά τους συνεισφέρουν στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης. Εάν υπάρχουν πολλά ανοίγματα η μεγαλύτερη τιμή του z_e θα πρέπει να χρησιμοποιείται για τον καθορισμό του z_i . Με βάση την τελευταία πρόταση, για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης της μεγάλης στέγης λήφθηκε $z_i=22.5m$, όσο και το ανώτερο ύψος της ενώ για τη μικρή στέγη $z_i=12.5m$. Για τους κατακόρυφους τοίχους $z_i=9m$.

Η εσωτερική πίεση θεωρείται ότι δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική και έτσι στο τέλος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός.

3.4.4 Τελική πίεση

Η τελική πίεση σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πίεσης στις δυο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημό τους. Πίεση κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική ενώ αναρρόφηση απομακρυνόμενη από την επιφάνεια λαμβάνεται ως αρνητική.



Σχήμα 3.24: Τελική πίεση επί επιφανειών

Με βάση τον κανόνα αυτόν που απεικονίζεται στο σχήμα 3.24, υπολογίστηκε η τελική πίεση που ασκείται σε κάθε επιφάνεια του αθλητικού κέντρου.

3.5 Θερμοκρασιακά φορτία

Ως θερμικές ορίζονται οι δράσεις που προκαλούνται λόγω τις μεταβολής των πεδίων θερμοκρασίας, εντός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος, σε μια κατασκευή ή ένα δομικό στοιχείο. Θεωρούνται μεταβλητές έμμεσες δράσεις και υπολογίζονται από τον EN1991-1-5 [11].

Σύμφωνα με αυτόν οι θερμικές δράσεις σε ένα δομικό μέλος καθορίζονται βάσει των ακόλουθων βασικών στοιχείων:

- a) Μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_u που προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της μέσης θερμοκρασίας T ενός μέλους και της αρχικής του θερμοκρασίας T_0 .
- b) Μια γραμμικά μεταβαλλόμενη συνιστώσα θερμοκρασίας, που προκύπτει από τη διαφορά ΔT_M μεταξύ των θερμοκρασιών εξωτερικής και εσωτερικής επιφάνειας μιας διατομής, ή των επιφανειών των επιμέρους στρώσεων.
- c) Μια διαφορά θερμοκρασίας ΔT_P διαφορετικών τμημάτων μιας κατασκευής που προκύπτει από τη διαφορά των μέσων θερμοκρασιών των τμημάτων αυτών.

Τα μέλη της κατασκευής που σχεδιάζεται στην παρούσα διπλωματική εργασία προστατεύονται από θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης και θεωρείται ότι υπάρχει ίδια θερμοκρασία τόσο μεταξύ τους, όσο και μεταξύ της εξωτερικής και εσωτερικής επιφάνειάς τους. Έτσι, θεωρήθηκε μόνο η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_u η οποία εκτιμήθηκε $\pm 25^\circ\text{C}$.

3.6 Σεισμικές Δράσεις

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής 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.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις που έχουν ως αποτέλεσμα μια κατασκευή να ταλαντώνεται με εναλλασσόμενο πρόσημο γύρω από την αρχική θέση ισορροπίας της. Ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις στην κατασκευή αλλά παραμορφώσεις. Οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων.

Ο προσδιορισμός της σεισμικής αποκρίσεως της κατασκευής πραγματοποιείται βάσει του EN 1998-1:2004, εφαρμόζοντας την δυναμική φασματική μέθοδο ή αλλιώς ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, που αποτελεί ελαστική ανάλυση των μέγιστων δυναμικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών του φορέα με την χρήση ομαλοποιημένου φάσματος σχεδιασμού. Η εφαρμογή της μεθόδου περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Υπολογισμός των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος. Συνήθως λαμβάνεται υπόψη ως ελάχιστος ο αριθμός των ιδιομορφών που περιλαμβάνουν το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας του συστήματος.

- Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης κάθε ιδιομορφής μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού.
- Επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων των ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο, για την εκτίμηση της μέγιστης απόκρισης του συστήματος για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης.
- Επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού, με την χρήση κατάλληλης στατιστικής μεθόδου.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ ορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.18)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.19)$$

όπου:

- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
 a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
 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

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από την σχέση:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.20)$$

όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.

Πίνακας 3.9: λόγος ιξώδους απόσβεσης ανάλογα με το είδος της κατασκευής

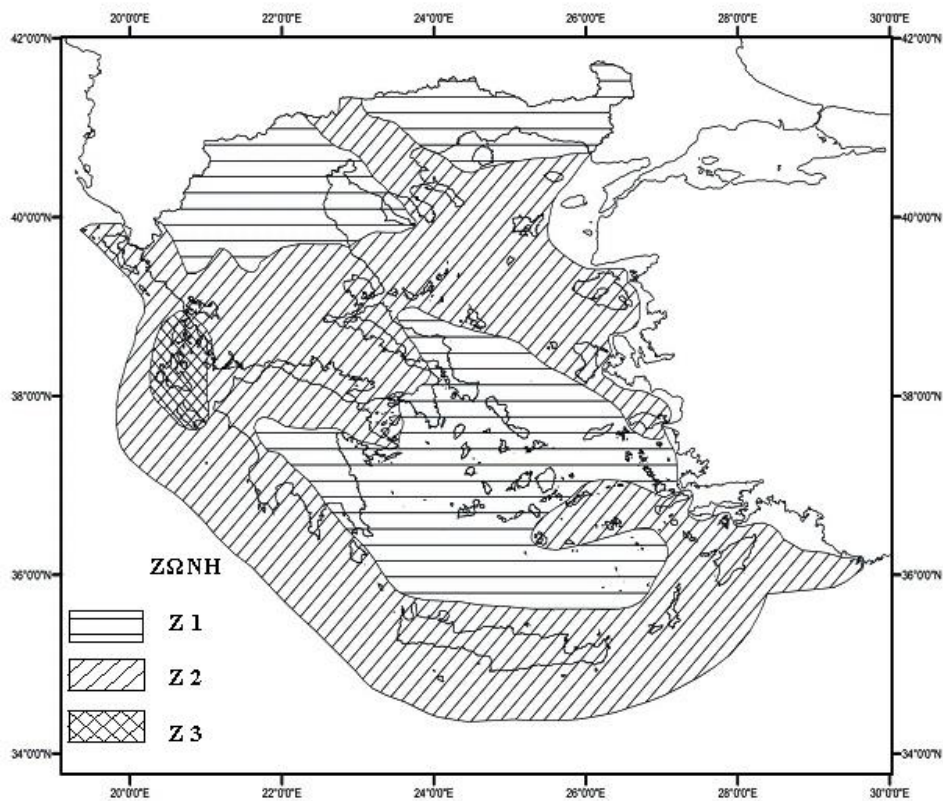
Είδος κατασκευής	$\xi\%$
Μεταλλική με συγκολλήσεις	2
Μεταλλική με κοχλιώσεις	4

Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A υπολογίζεται από τον τύπο

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.21)$$

όπου:

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} δίνεται από χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας. Η Ελλάδα, υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, τα όρια των οποίων φαίνονται στο σχήμα 3.24:



Σχήμα 3.25: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος

Οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα:

Πίνακας 3.10: Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR}
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Ο συντελεστής σπουδαιότητας υπολογίζεται από τον πίνακα 3.11 ανάλογα με την σπουδαιότητα της κατασκευής.

Πίνακας 3.11: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας	Κτίρια
I	0.8	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτίρια.
II	1	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες
III	1.2	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης. π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.4	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.

Τέλος, ο συντελεστής εδάφους S και οι περίοδοι T_B , T_C , T_D υπολογίζονται ανάλογα με το έδαφος πάνω στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή. Ο Ευρωκώδικας κατηγοριοποιεί τα εδάφη σύμφωνα με τις περιγραφές στρωματογραφίας του παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.12: Κατάταξη εδαφών

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
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.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
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.
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/s.
S_1	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.
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1

Πίνακας 3.13: Τιμές εδαφικών παραμέτρων οριζόντιου φάσματος

Κατηγορία εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.0	0.15	0.40	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.2	0.6	2.5
D	1.35	0.2	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η βορειοανατολική Αττική στην οποία πρόκειται να κατασκευαστεί το Αθλητικό κέντρο ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, για την οποία η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς είναι $a_{gR}=0.16g$

Οι κατασκευές των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, όπως ένα αθλητικό κέντρο που μπορεί να φιλοξενήσει πολύ κόσμο, ανήκουν στην κατηγορία III με συντελεστή $\gamma=1.2$. Επομένως:

$$a_g = \gamma \cdot a_{gR} = 1.2 \cdot 0.16g = 1.92 \text{ m/s}^2$$

Το έδαφος θεωρήθηκε ότι ανήκει στην κατηγορία B του Ευρωκώδικα με τιμές εδαφικών παραμέτρων: $S=1.2$, $T_B=0.15$, $T_C=0.4$ και $T_D=2.5$

Ο συντελεστής απόσβεσης για $\xi=3\%$ είναι: $\eta = \sqrt{10/(5+3)} = 1.118$

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα δημιουργήθηκε στο SAP2000 το ομαλοποιημένο φάσμα απόκρισης. Το πρόγραμμα κάνει ελαστική ανάλυση και βρίσκει τις μέγιστες δυναμικές αποκρίσεις όλων των σημαντικών ιδιομορφών του φορέα. Η επαλληλία των μέγιστων αυτών αποκρίσεων επιλέχτηκε να γίνει με την μέθοδο CQC ενώ η επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού επιλέχτηκε να γίνει με την μέθοδο SRSS.

3.7 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ). Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συνδυασμοί των δράσεων αυτών (επιμέρους συντελεστές σχεδιασμού ψ), οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού. Διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ.)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ.).

Οι **καταστάσεις σχεδιασμού** για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας διακρίνονται σε:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, όπως η φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες όπως πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση κ.α.
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (γ) χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων. Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.14: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Συντελεστές ασφαλείας	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας		Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1.35	1	1	1
γ_Q	1.5	0	1	0

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ χρησιμοποιούνται επειδή η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι πολύ μικρή.

Επειδή η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών των ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή, εισάγονται οι 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 τις υπόλοιπες δράσεις.

Πίνακας 3.15: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους $\leq 30\text{kN}$	1	0.9	0.8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq \text{Βάρος} \leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: Στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

3.7.1 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Ανάλογα με την περίπτωση ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις αστοχίας:

- i. EQU: Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος.
- ii. STR: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του, όπως υποστυλωμάτων, δοκών, πέδινων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κτλ.
- iii. GEO: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους.
- iv. FAT: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο σε ΟΚΑ είναι οι ακόλουθοι:

A. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.22)$$

B. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.23)$$

Γ. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.24)$$

Όπου:

G: τα μόνιμα φορτία

Q: τα κινητά φορτία στην στέγη

W: τα φορτία ανέμου τα οποία διαχωρίζονται ανάλογα με την κατεύθυνση του ανέμου

T: Τα φορτία που προκύπτουν από θερμοκρασιακές μεταβολές

S: Τα φορτία χιονιού

το σύμβολο “+” δεν σημαίνει πρόσθεση αλλά επαλληλία

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης στατικής ισορροπίας του φορέα (EQU), θα ελέγχεται ότι:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (3.25)$$

όπου:

$E_{d,dst}$ η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων

$E_{d,stab}$ η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων που συμβάλλουν στην ευστάθεια

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης (STR και/ή GEO) θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq R_d \quad (3.26)$$

όπου:

E_d η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Αναλυτικά οι συνδυασμοί σχεδιασμού που εξετάστηκαν στην ΟΚΑ ήταν οι εξής:

A. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

- $1.35G + 1.5Q + 0.9W + 0.9T + 0.75S$
- $1.35G + 1.5W + 0.9T + 0.75S$
- $1.35G + 1.5S + 0.9W + 0.9T$
- $1.35G + 1.5T + 0.9W + 0.75S$

B. Για τυχηματικές καταστάσεις:

- $G + S_{\text{τυχημ.}} + 0.2W$
- $G + S_{\text{τυχημ.}} + 0.5T$

Γ. Για καταστάσεις σεισμού:

- $G \pm E_x \pm 0.3 E_y$
- $G \pm E_y \pm 0.3 E_x$

3.7.2 Συνδυασμοί δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας σχετίζονται με την άνεση των χρηστών, τις λειτουργικές απαιτήσεις από τον φορέα ή ένα μέρος του, την εξωτερική εμφάνιση κτλ. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην ΟΚΛ είναι οι ακόλουθοι:

A. Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.27)$$

B. Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.28)$$

Γ. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.29)$$

και ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d \quad (3.30)$$

όπου:

C_d η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

E_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας

Αναλυτικά οι συνδυασμοί σχεδιασμού που εξετάστηκαν στην ΟΚΛ ήταν οι εξής:

A. Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

- $G + Q + 0.6W + 0.6T + 0.5S$
- $G + W + 0.6T + 0.5S$
- $G + T + 0.6W + 0.5S$
- $G + S + 0.6W + 0.6T$

B. Συχνοί συνδυασμοί: καλύπτονται από τους χαρακτηριστικούς.

Γ. Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί: καλύπτονται από τους χαρακτηριστικούς.

4 Ανάλυση

4.1 Εισαγωγή

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων και όλων των δυνατών συνδυασμών τους, στόχος είναι να διαπιστωθεί για κάθε μέλος του φέροντα οργανισμού, ότι τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του, ικανοποιούν τους έλεγχους επάρκειας που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Για να γίνει αυτό πρέπει κατ' αρχάς να προσδιοριστεί η κατανομή των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών σε κάθε μέλος (αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, καμπτικές και στρεπτικές ροπές, μετακινήσεις, στροφές κλπ.) Έτσι, μορφώνεται το κατάλληλο υπολογιστικό προσομοίωμα και ακολουθεί ανάλυσή του.

Ο προσδιορισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών του φορέα γίνεται με χρήση μιας από τις παρακάτω μεθόδους:

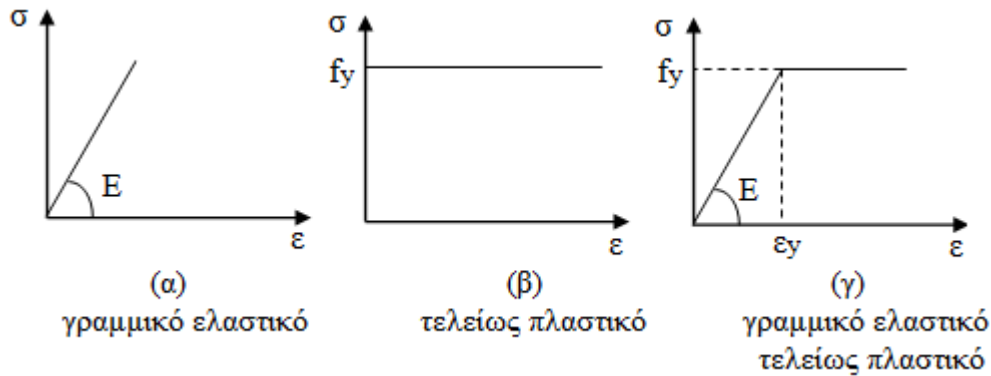
- Ελαστική ανάλυση
- Πλαστική ανάλυση

Η Ελαστική ανάλυση που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση, θεωρεί ότι η παραμόρφωση είναι ανάλογη με την τάση, δηλαδή το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά καθ' όλη την φόρτιση (Σχήμα 4.1α). Τα εντατικά μεγέθη στατικάς ορισμένων φορέων προκύπτουν από τις εξισώσεις ισορροπίας, ενώ στους υπερστατικούς φορείς εφαρμόζονται επιπλέον γεωμετρικές σχέσεις γνωστές ως συνθήκες συμβιβαστού, για να εξασφαλιστεί η συμβατότητα των μετακινήσεων στην παραμορφωμένη κατάσταση.

Επιπλέον, ανάλογα με το αν η επίδραση των παραμορφώσεων στο φορέα μπορεί να αμεληθεί ή όχι, τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν με διαφορετικές προσεγγίσεις. Έτσι, κατά τη θεωρία 1^{ης} τάξης, οι υπολογισμοί γίνονται πάντα έχοντας ως σημείο αναφοράς την αρχική γεωμετρία του φορέα, ενώ στη θεωρία 2^{ης} τάξης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η παραμορφωμένη γεωμετρία της φορτισμένης κατασκευής. Όταν χρησιμοποιείται θεωρία 1^{ης} τάξης, η συμπεριφορά της κατασκευής που αποτελείται από ελαστικό υλικό είναι επίσης γραμμική, δηλαδή οι μετακινήσεις μεταβάλλονται γραμμικά σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Αντιθέτως, στην θεωρία 2^{ης} τάξης η σχέση αυτή είναι μη γραμμική εξαιτίας των μεταβολών της γεωμετρίας που προκύπτουν από τα δρώντα φορτία. Σε αυτή την περίπτωση ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται με επαναληπτική διαδικασία. Ορίζεται μια συγκεκριμένη κατανομή φορτίων τα οποία αυξάνουν βήμα-βήμα μέσω ενός πολλαπλασιαστή φόρτισης. Η κατάσταση παραμόρφωσης στο τέλος του κάθε βήματος, χρησιμοποιείται ως γεωμετρία αναφοράς για το επόμενο βήμα. Κάθε βήμα είναι τόσο μικρό ώστε να μπορεί να υποτεθεί γραμμική συμπεριφορά μεταξύ μετακινήσεων και επιβαλλόμενων φορτίων.

Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα όμως δεν είναι απεριόριστα γραμμική. Η πλαστική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Για παράδειγμα σε ένα ιδεατώδες ελαστικό, απόλυτα πλαστικό υλικό, η ισχύς του νόμου του Hooke περιορίζεται στην

περιοχή τάσεων $\sigma \leq f_y$, όπου f_y το όριο διαρροής του υλικού, ενώ μετά από αυτή την περιοχή το υλικό διαρρέει πλαστικά υπό σταθερή τάση $\sigma = f_y$ (Σχήμα 4.1β). Η ιδεατή αυτή σχέση τάσεων παραμορφώσεων αν και είναι απλά ένα μαθηματικό μοντέλο, αποτελεί μια καλή προσέγγιση της συμπεριφοράς του μαλακού χάλυβα.



Σχήμα 4.1: Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων

Έστω μια διατομή ενός φορέα, η οποία υπόκειται σε κάμψη. Εάν η καμπτική ροπή είναι μικρή, η τάση και η παραμόρφωση μεταβάλλονται γραμμικά καθ' ύψος της διατομής. Με την αύξηση της φόρτισης του φορέα, αυξάνεται και η ροπή μέχρι την M_{el} , όπου και διαρρέει μια ακραία ίνα ενός πέλματος. Αν η ροπή συνεχίσει να αυξάνεται, διαρρέει και η ακραία ίνα του άλλου πέλματος. Στην συνέχεια οι δυο διαρροές εξαπλώνονται στο εσωτερικό της διατομής μέχρι να συναντηθούν και να πλαστικοποιηθεί πλήρως η διατομή. Σε αυτή την κατάσταση λέμε ότι η διατομή είναι πλήρως πλαστική και έχει αναπτύξει την μέγιστη πλαστική αντοχή της M_{pl} .

Με την δημιουργία αυτής της πλαστικής άρθρωσης, ο φορέας συμπεριφέρεται σαν να έχει σε εκείνο το σημείο άρθρωση, οπότε η ένταση κατανέμεται σε άλλα σημεία. Η φόρτιση μπορεί να αυξάνει μέχρι να δημιουργηθεί ικανός αριθμός πλαστικών αρθρώσεων, που να οδηγούν τον φορέα σε μηχανισμό, δηλαδή σε κατάρρευση. Η πλαστική ανάλυση λοιπόν, συνεπάγεται όχι μόνο πλαστική ανακατανομή των τάσεων στην διατομή, αλλά επίσης ανακατανομή της έντασης και στον φορέα.

Η πλαστική ανάλυση βασίζεται σε μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού ακόμα και αν αμελούνται φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Οι πλαστικές αναλύσεις 2^{ης} τάξης απαιτούν επαναληπτικές διαδικασίες με πολλούς υπολογισμούς, οι οποίες απαιτούν την χρήση προγραμμάτων υπολογιστή.

Για να είναι δυνατή η πλαστική ανάλυση όμως, πρέπει να πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις, ώστε τα μέλη της κατασκευής να διαθέτουν επαρκή στρωφική ικανότητα, στις θέσεις όπου δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις. Οι κανονισμοί επιβάλλουν κάποια όρια σχετικά με τον τύπο του χάλυβα και τα σχετικά πάχη των διατομών των μελών. Εξαιτίας της μεγάλης μείωσης της δυσκαμψίας λόγω της διαρροής, τα μέλη με πλαστικές αρθρώσεις είναι πολύ πιθανό να αστοχήσουν λόγω απώλειας της ευστάθειάς τους. Επομένως, υπάρχουν και εκεί αυστηροί περιορισμοί σχετικά με τη λυγηρότητα αυτών των μελών της κατασκευής.

Ειδικές κανονιστικές διατάξεις

Όπως περιγράφηκε παραπάνω, η ελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση, ενώ για την πλαστική ανάλυση πρέπει να ισχύουν ορισμένες προϋποθέσεις. Ως προς το είδος της ανάλυσης όμως (θεωρία 1^{ης} ή 2^{ης} τάξης) ο Ευρωκώδικας προβλέπει τα εξής:

Ανάλυση 1^{ης} τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Αυτή η απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{για ελαστική ανάλυση}$$
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$
(4.1)

όπου:

α_{cr} συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

F_{Ed} το φορτίο σχεδιασμού του φορέα

F_{cr} το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πάρα πολλά μέλη, δεν ενδείκνυται η εφαρμογή πλαστικής ανάλυσης η οποία θα απαιτούσε πολύ μεγάλο όγκο υπολογισμών. Έτσι, η κατασκευή αναλύθηκε ελαστικά και εξετάστηκε αν ο συντελεστής α_{cr} είναι μεγαλύτερος από 10, ώστε να διαπιστωθεί αν μπορούν να αμεληθούν φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

4.2 Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού

Για να βρεθεί ο συντελεστής καθολικής ελαστικής αστάθειας α_{cr} , έγινε ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού στο SAP2000 για τις διάφορες φορτίσεις σχεδιασμού. Επειδή το άνοιγμα που καλύπτει το κάθε στέγαστρο, αλλά και οι αποστάσεις μεταξύ των κύριων πλαισίων θεωρούνται σχετικά μεγάλες, η κατασκευή ήταν ευαίσθητη σε καθολικό λυγισμό και αυτή η ανάλυση κρίσιμη για τον συνολικό σχεδιασμό. Από αυτήν την ανάλυση προέκυψε ουσιαστικά η τελική μορφή πολλών μελών της κατασκευής, όπως των οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, ή η τοποθέτηση των διαγώνιων συνδετήριων και των κάτω οριζόντιων δοκών. Ο τελικός σχεδιασμός προέκυψε ύστερα από επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία αρχικά εκτελούνταν ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού και στην συνέχεια γινόταν ελαστική ανάλυση και έλεγχος των διατομών.

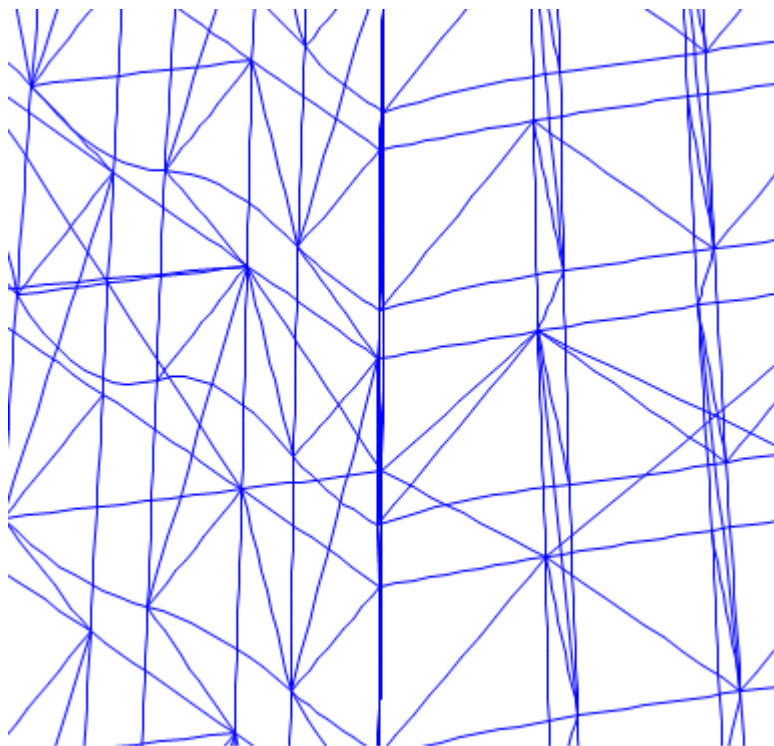
Η ιδιομορφική ανάλυση έγινε για τις παρακάτω φορτίσεις σχεδιασμού, οι οποίες θεωρήθηκαν κρίσιμες:

- $1.35G+1.5Q+0.75S$
- $1.35G+1.5 W_0+0.75S$
- $1.35G+1.5 W_{180}+0.75S$
- $1.35G+1.5 W_{90}+0.75S$

όπου S δύο περιπτώσεις φορτίου χιονιού όπως παρουσιάστηκε στο υποκεφάλαιο 3.3. Τελικά δυσμενέστερη περίπτωση ήταν ο συνδυασμός με κύρια δράση τα κινητά φορτία και παρασυρμένο φορτίο χιονιού.

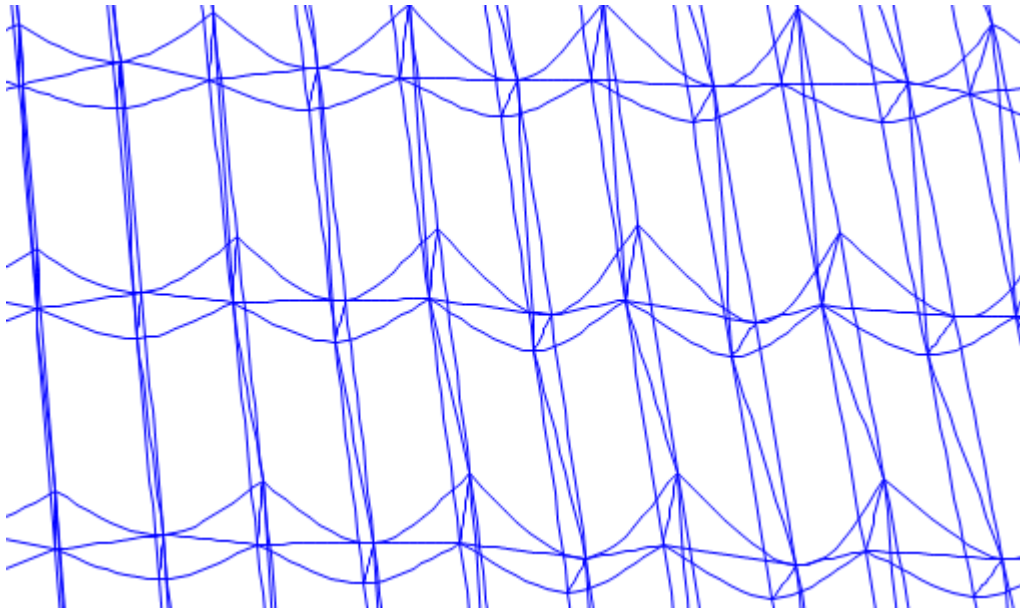
Για κάθε ανάλυση προέκυπταν πολλές ιδιομορφές λυγισμού με αρνητικές και θετικές τιμές του συντελεστή αστάθειας α_{cr} . Οι ιδιομορφές με αρνητικό συντελεστή αμελούνται, καθώς για να έρθει αστάθεια θα πρέπει όχι μόνο να αυξηθεί η φόρτιση αλλά να αλλάξει και φορά. Επίσης αμελούνται ιδιομορφές λυγισμού ενός μόνο μέλους, γιατί ο έλεγχος αυτός περιλαμβάνεται στους ελέγχους που γίνονται στην συνέχεια. Έτσι, αναζητήθηκε σε κάθε ανάλυση η πρώτη ιδιομορφή καθολικού λυγισμού με θετικό συντελεστή α_{cr} , για να βρεθεί η πιο κρίσιμη τιμή.

Στην συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά εικόνες από τις κρίσιμες ιδιομορφές καθολικού λυγισμού της τελευταίας ανάλυσης. Στο σχήμα 4.2 φαίνεται η πιο κρίσιμη από αυτές που ήταν ο λυγισμός των κάτω κύριων δοκών του μεγάλου στεγάστρου.



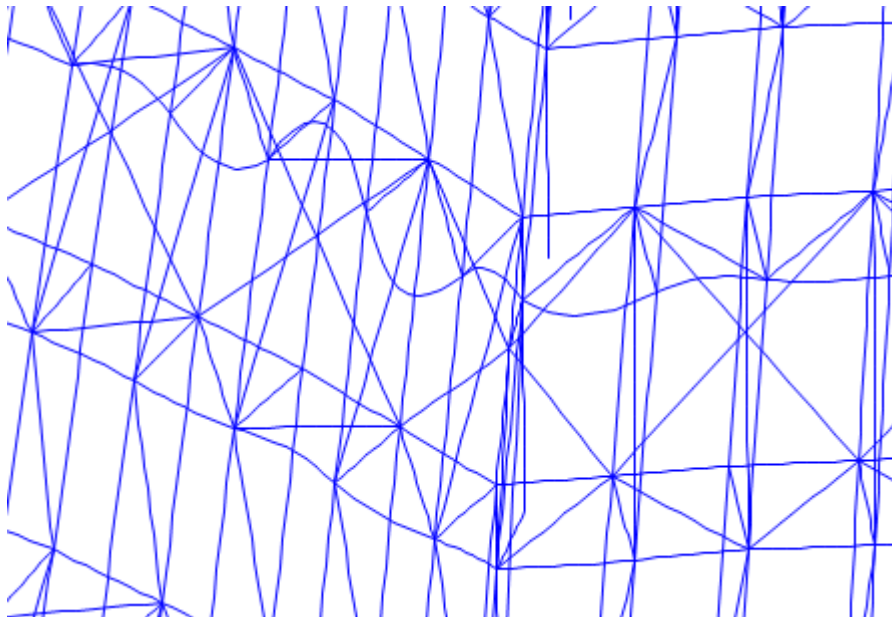
Σχήμα 4.2: Ιδιομορφή λυγισμού με $\alpha_{cr}=10.7$

Στο σχήμα 4.3 απεικονίζεται ο λυγισμός και των δύο κύριων δοκών του μικρού στεγαστρου. Αυτή η ιδιομορφή ουσιαστικά ήταν κρισιμότερη από την προηγούμενη, αφού οδήγησε σε μεγαλύτερη διατομή τις κύριες δοκούς του μικρού πλαισίου από αυτές του μεγάλου.



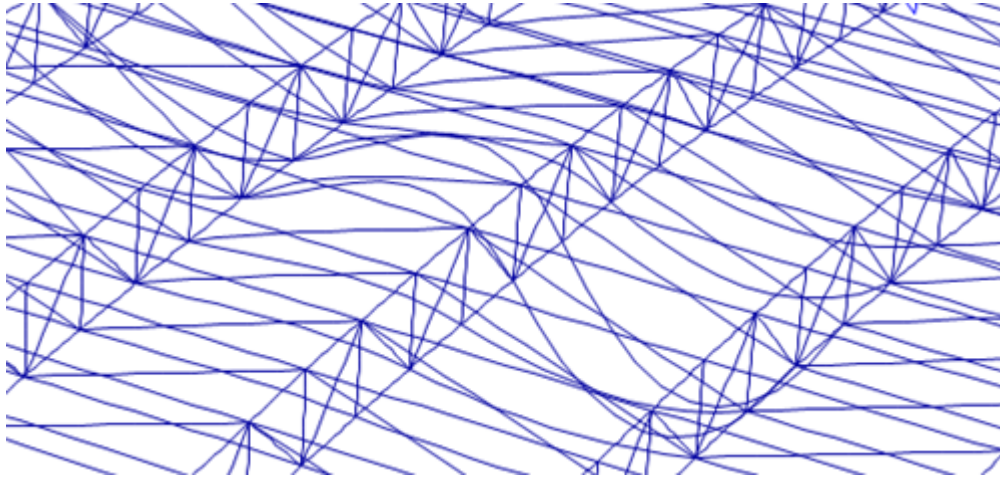
Σχήμα 4.3: Ιδιομορφή λυγισμού με $\alpha_{cr}=10.95$

Στο σχήμα 4.4 φαίνεται να λυγίζουν ταυτόχρονα οι κάτω κύριες δοκοί και των δύο στεγαστρων στο σημείο όπου ενώνονται. Γενικά, εκείνο το σημείο επειδή δέχεται φορτία και από τα δύο στέγαστρα ήταν αρκετά ευαίσθητο σε λυγισμό. Γι' αυτόν τον λόγο διαστασιολογήθηκαν σε μεγαλύτερη διατομή τα υποστυλώματα, ενώ προστέθηκαν και επιπλέον σύνδεσμοι δυσκαμψίας (Κεφ. 2.6)

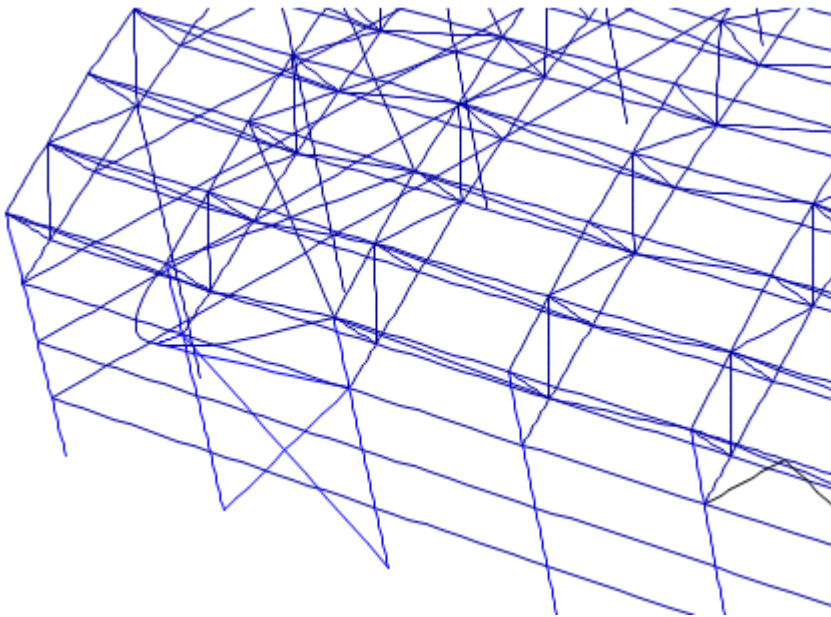


Σχήμα 4.4: Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού με $\alpha_{cr}=11.3$

Τέλος, παρουσιάζονται ενδεικτικά εικόνες από ιδιομορφές λυγισμού προηγούμενων αναλύσεων, οι οποίες οδήγησαν σε επανασχεδιασμό ορισμένων μελών. Στο σχήμα 4.5 φαίνεται ο λυγισμός των διαγώνιων συνδετήριων δοκών, ενώ στο σχήμα 4.6 ο λυγισμός της κεφαλοδοκού.



Σχήμα 4.5: Ιδιομορφή λυγισμού συνδετήριων δοκών

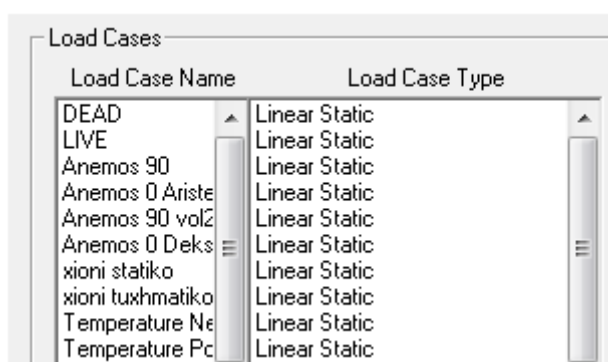


Σχήμα 4.6: Ιδιομορφή λυγισμού κεφαλοδοκού

4.3 Ελαστική ανάλυση

Εφόσον ο συντελεστής καθολικής ελαστικής αστάθειας α_{cr} ήταν πάνω από 10, είναι επιτρεπτό να αμεληθούν φαινόμενα 2^{ης} τάξης και η κατασκευή να αναλυθεί ελαστικά, έχοντας ως σημείο αναφοράς την αρχική γεωμετρία του φορέα. Έτσι, η συμπεριφορά της κατασκευής είναι τελείως γραμμική, δηλαδή οι μετακινήσεις μεταβάλλονται γραμμικά σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Αυτό σημαίνει ότι ισχύει η αρχή της επαλληλίας, δηλαδή τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που οφείλονται σε ένα πλήθος ταυτόχρονων δράσεων επί του φορέα, είναι ίσα με το άθροισμα των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν από κάθε δράση ξεχωριστά.

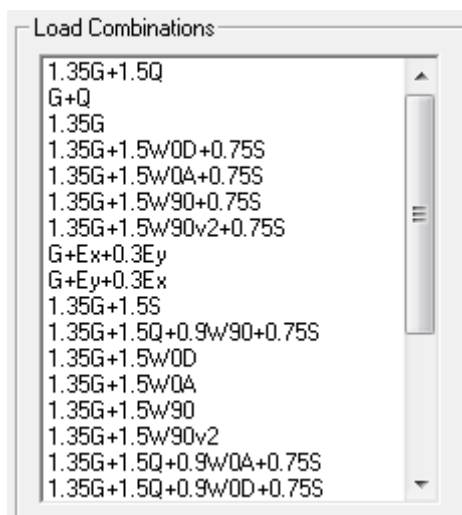
Η ανάλυση της κατασκευής γίνεται ως εξής: Ορίζονται στο SAP2000 διαφορετικές Loadcases, μία για κάθε στατική φόρτιση που ασκείται επί της κατασκευής (Μόνιμα φορτία, κινητά φορτία, φορτία ανέμου, χιονιού και θερμοκρασιακά).



Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
LIVE	Linear Static
Anemos 90	Linear Static
Anemos 0 Ariste	Linear Static
Anemos 90 vol2	Linear Static
Anemos 0 Deks	Linear Static
xioni statiko	Linear Static
xioni tuxhmatiko	Linear Static
Temperature Ne	Linear Static
Temperature Pc	Linear Static

Σχήμα 4.7: Ορισμός Loadcases

Το SAP2000 επιλύει και βρίσκει εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη για κάθε φόρτιση ξεχωριστά. Στην συνέχεια, ανάλογα με τους συνδυασμούς φορτίσεων που έχουν οριστεί, εφαρμόζει την αρχή της επαλληλίας και υπολογίζει το αντίστοιχο αποτέλεσμα.



1.35G+1.5Q
G+Q
1.35G
1.35G+1.5w0D+0.75S
1.35G+1.5w0A+0.75S
1.35G+1.5w90+0.75S
1.35G+1.5w90v2+0.75S
G+Ex+0.3Ey
G+Ey+0.3Ex
1.35G+1.5S
1.35G+1.5Q+0.9w90+0.75S
1.35G+1.5w0D
1.35G+1.5w0A
1.35G+1.5w90
1.35G+1.5w90v2
1.35G+1.5Q+0.9w0A+0.75S
1.35G+1.5Q+0.9w0D+0.75S

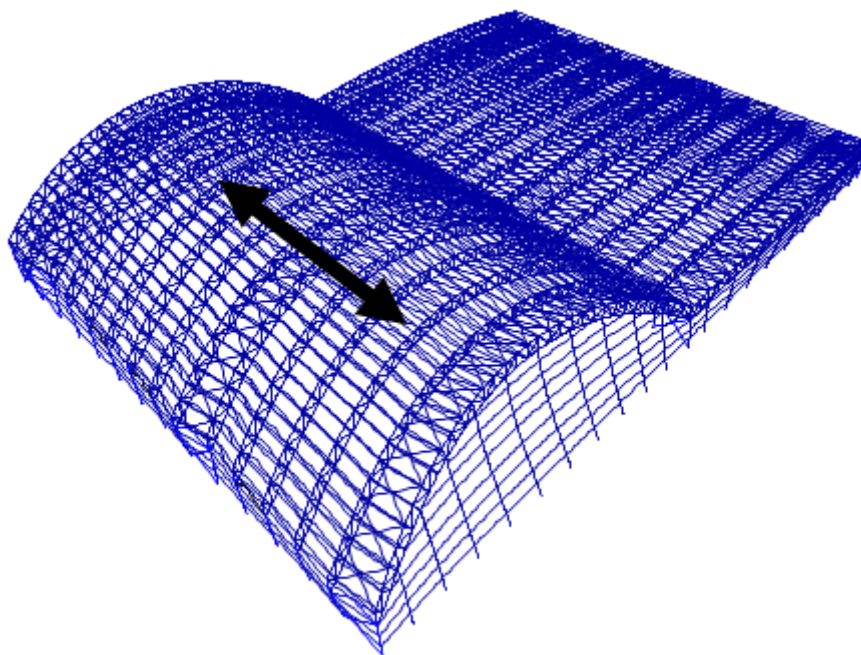
Σχήμα 4.8: Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων

4.4 Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος. Είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου σύμφωνα με την οποία προσδιορίζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3.6. Σύμφωνα με αυτήν, συνήθως λαμβάνονται υπόψη τόσες ιδιομορφές, ώστε να ενεργοποιείται το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας και στις δυο διευθύνσεις. Η μάζα της κατασκευής υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC8 από τον συνδυασμό $G+0.3Q$. Εκτός όμως από την δυναμική φασματική μέθοδο, η ιδιομορφική ανάλυση είναι χρήσιμη και για εποπτικούς λόγους. Εντοπίζονται τυχόν προβλήματα προσομοίωσης στο μοντέλο και κατανοείται καλύτερα η απόκριση της κατασκευής.

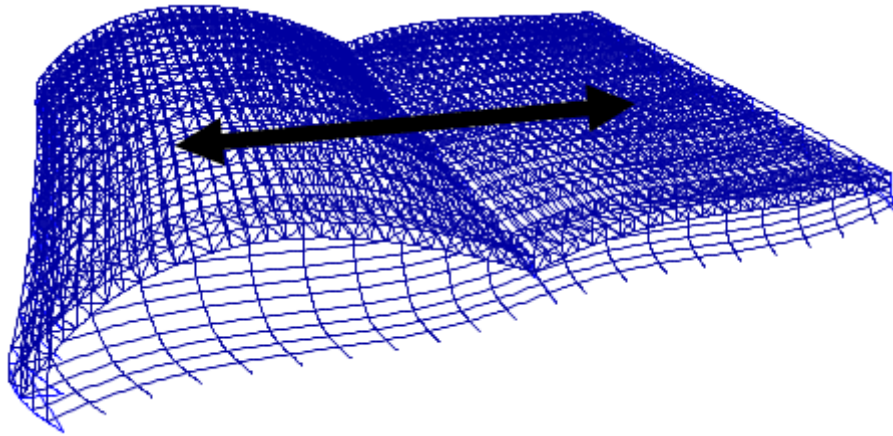
Παρακάτω, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της τελευταίας ιδιομορφικής ανάλυσης του μοντέλου. Οι πρώτες 4 ιδιομορφές ενεργοποιούν το μεγαλύτερο μέρος της μάζας κατά y και x , ενώ η 9^η και η 10^η το μεγαλύτερο μέρος της μάζας κατά z .

Η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά τον διαμήκη άξονα y , κυρίως του μεγάλου στεγάστρου:



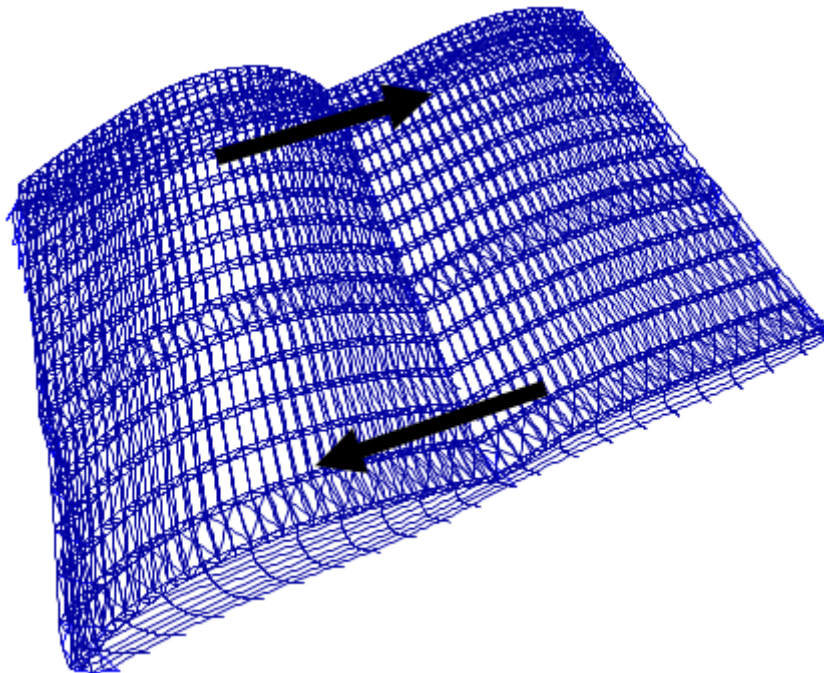
Σχήμα 4.9: 1η ιδιομορφή. $T=0.74s$

Η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορική όλου του φορέα κατά τον εγκάρσιο άξονα x :



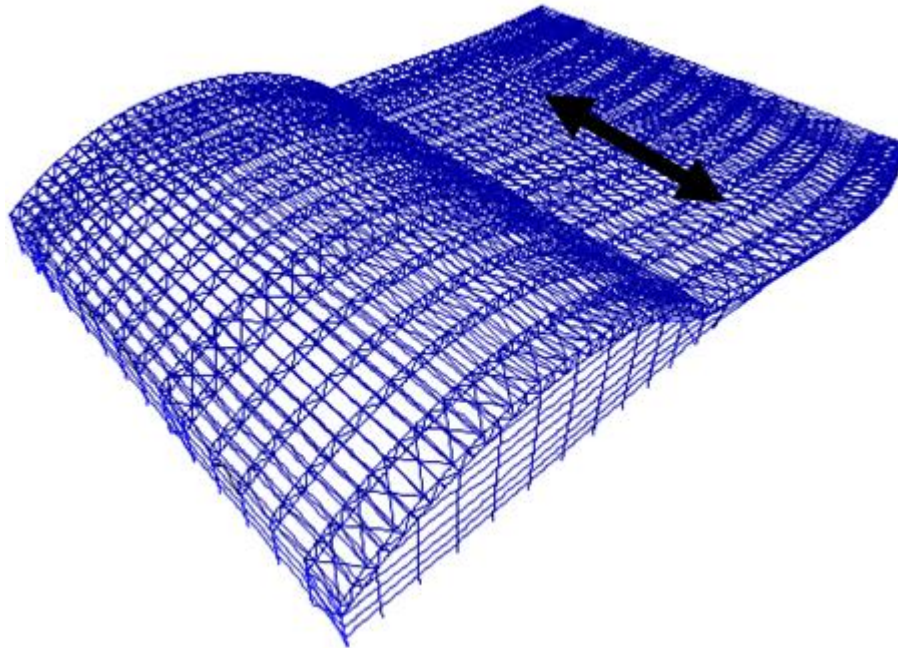
Σχήμα 4.10: 2η ιδιομορφή. $T=0.69s$.

Η τρίτη ιδιομορφή είναι στροφική όλου του φορέα:



Σχήμα 4.11: 3η ιδιομορφή. $T=0.69s$

Η τέταρτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά y , με μεγαλύτερη μετακίνηση όμως του μικρού στεγάστρου:



Σχήμα 4.12: 4η ιδιομορφή. $T=0.68s$.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των πρώτων 15 ιδιομορφών:

Πίνακας 4.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Ιδιομορφή	Περίοδος	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.75	1.04%	19.00%	0.00%	1.04%	19.00%	0.00%
2	0.69	83.78%	1.43%	0.23%	84.82%	20.43%	0.23%
3	0.69	1.27%	3.62%	0.00%	86.09%	24.05%	0.23%
4	0.68	0.33%	53.87%	0.01%	86.42%	77.92%	0.24%
5	0.64	0.02%	0.20%	0.00%	86.44%	78.12%	0.25%
6	0.52	4.98%	0.00%	3.05%	91.41%	78.12%	3.30%
7	0.51	0.42%	0.01%	0.34%	91.83%	78.13%	3.64%
8	0.48	0.00%	0.00%	0.00%	91.84%	78.14%	3.64%
9	0.43	0.05%	0.04%	20.61%	91.89%	78.18%	24.25%
10	0.42	0.05%	0.00%	19.63%	91.94%	78.18%	43.87%

Κατά τον εγκάρσιο άξονα x , η συμμετοχή της μάζας ξεπερνά το 90% στην 6^η ιδιομορφή. Στον διαμήκη άξονα y όμως, ενώ ενεργοποιείται γρήγορα σχεδόν το 80% της μάζας η συμμετοχή αργεί να ξεπεράσει το 90%. Αυτό γίνεται κατά την 41^η ιδιομορφή.

5 Διαστασιολόγηση

5.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 [12] και πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος SAP2000. Οι διατομές επιλέχθηκαν μετά από επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, ώστε να ικανοποιούν όλους τους ελέγχους επάρκειας, χρησιμοποιώντας όσο το δυνατόν λιγότερο υλικό για οικονομία.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας ελέγχεται η επάρκεια αντοχής των διατομών και η ευστάθεια των μελών του φορέα, δηλαδή οι εξισώσεις (3.25) και (3.26). Όσον αφορά την επάρκεια αντοχής των διατομών, για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των δράσεων N_{ed} , $M_{y,ed}$ και $M_{z,ed}$, ελέγχεται η βασική σχέση αλληλεπίδρασης:

$$\frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (5.1)$$

όπου N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής, οι οποίες περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

Επιπλέον, γίνεται έλεγχος ευστάθειας σε επίπεδο μελών. Αυτός περιλαμβάνει τους ελέγχους σε καμπτικό λυγισμό λόγω θλιπτικής δύναμης, σε στρεπτικό λυγισμό και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Όταν χρησιμοποιείται ανάλυση 1^{ης} τάξης, η ευστάθεια μπορεί να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις αλληλεπίδρασης, στις οποίες έχουν ενσωματωθεί οι τοπικές ατέλειες των μελών. Οι σχέσεις αυτές είναι προγραμματισμένες στο SAP2000 μαζί με όλες τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και έτσι ελέγχονται αυτόματα.

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,ed} + \Delta M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,ed} + \Delta M_{z,ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.1a)$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,ed} + \Delta M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,ed} + \Delta M_{z,ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.1b)$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ελέγχεται ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.

Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επιμέρους συνιστώσες ως εξής:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (5.2)$$

όπου:

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Ο έλεγχος των βελών περιλαμβάνει τόσο το δ_{max} όσο και το δ_2 με τα πιο αυστηρά όρια να εφαρμόζονται στο δεύτερο εξ' αυτών. Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1 [12]:

Πίνακας 5.1: Όρια κατακόρυφων βελών

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

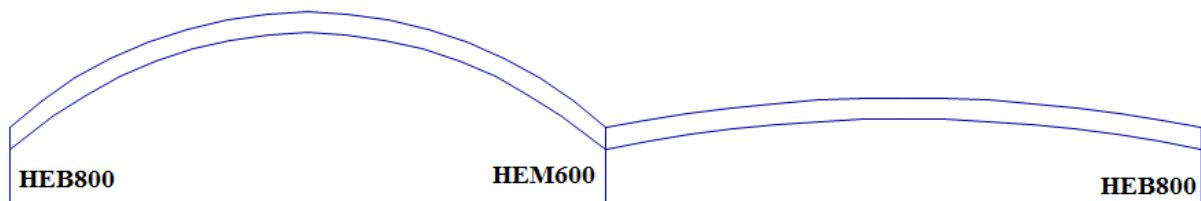
Ο έλεγχος των κατακόρυφων βελών πραγματοποιήθηκε από το πρόγραμμα εισάγοντας τις τιμές L/200 και L/250 στις αντίστοιχες ρυθμίσεις του σχεδιασμού. Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων για μονώροφο κτίριο χωρίς γερανογέφυρα πρέπει να ισχύει:

$$u \leq H/150 \quad (5.3)$$

όπου u η οριζόντια μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου.

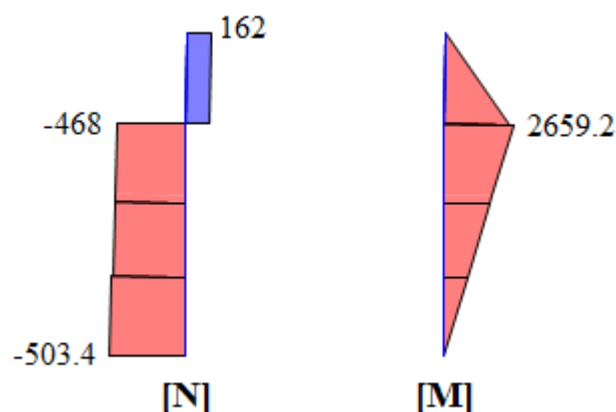
5.2 Κύριοι φορείς

5.2.1 Υποστυλώματα



Σχήμα 5.1: Υποστυλώματα κύριων φορέων

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τρία υποστυλώματα ύψους 9 μέτρων. Δύο εξωτερικά τα οποία στηρίζουν μόνο το ένα στέγαστρο και ένα εσωτερικό το οποίο στηρίζει και τα δύο. Τα υποστυλώματα καταπονούνται σε θλίψη και κάμψη εντός του επιπέδου του πλαισίου. Τα εξωτερικά υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν με διατομή *HEB800*. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν από τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q και παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα:



Σχήμα 5.2: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εξωτερικού υποστύλωματος

Το ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής σύμφωνα με τους υπολογισμούς που έγιναν στο πρόγραμμα είναι 0.832.

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation	Total Ratio	=	N Ratio	+	MMajor Ratio	+	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.832	=	0.048	+	0.784	+	0.000	0.950	OK

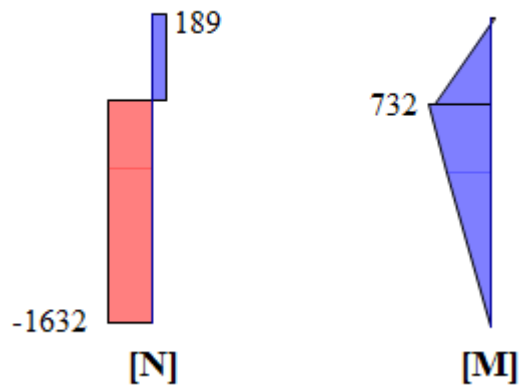
Σχήμα 5.3: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής των εξωτερικών υποστύλων

Παρακάτω παρατίθενται αναλυτικά οι υπολογισμοί για το δυσμενέστερο εξωτερικό υποστυλώμα:

AXIAL FORCE DESIGN							
		Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial		-503.427	11857.000	11857.000			
		Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
		11857.000	12264.480	69617.051	69617.051	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	176681.628	0.259	0.540	0.987	11701.590
MajorB(y-y)	a	0.210	176681.628	0.259	0.540	0.987	11701.590
Minor (z-z)	b	0.340	47737.526	0.498	0.675	0.885	10492.660
MinorB(z-z)	b	0.340	47737.526	0.498	0.675	0.885	10492.660
Torsional TF	b	0.340	69617.051	0.413	0.621	0.921	10920.354
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)		0.000	-2659.211	3631.650	3631.650	3631.650	3382.070
Minor (z-z)		0.000	0.432	551.315	551.315	551.315	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	b	0.340	0.387	0.607	0.931	1.258	24273.086
		kyy	kzy	kzz			
Factors		0.786	0.518	0.997	0.864		

Σχήμα 5.4: Υπολογισμός αντοχής του δυσμενέστερου εξωτερικού υποστύλωματος

Τα εσωτερικά υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν με διατομή *HEM600*. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν από τον συνδυασμό $1.35G+1.5Q+0.9W_{90}+0.75S$ (παρασυρμένο φορτίο χιονιού) και παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα:



Σχήμα 5.5: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εσωτερικού υποστυλώματος

Όπως αναμενόταν, τα εσωτερικά υποστυλώματα καταπονούνται λιγότερο καμπτικά αλλά με πολύ μεγαλύτερη αξονική σε σχέση με τα εξωτερικά. Έτσι, τα εσωτερικά υποστυλώματα είναι ευαίσθητα σε λυγισμό εκτός του επιπέδου τους και γι'αυτό επιλέχθηκε διατομή από την σειρά *HEM* που έχουν μεγαλύτερες καμπτικές αντοχές στον ασθενή άξονα από αυτές της σειράς *HEB*.

Ουσιαστικά η διαστασιολόγηση της διατομής με *HEM600* προέκυψε από τα αποτελέσματα της *ιδιομορφικής ανάλυσης καθολικού λυγισμού* και της *ιδιομορφικής ανάλυσης*. Παρατηρήθηκε καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής με διατομή *HEM600*, απ' ότι με διατομές από την σειρά *HEB* ή μικρότερης *HEM*. Το ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής όσον αφορά τον έλεγχο επάρκειας της διατομής ήταν 0.55.

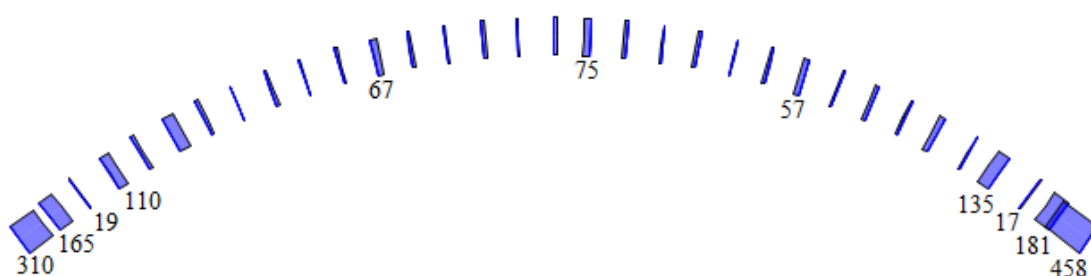
5.2.2 Κύριες δοκοί

Επειδή το άνοιγμα που καλύπτει το κάθε πλαίσιο είναι πολύ μεγάλο (70m), οι κύριες δοκοί είναι αρκετά ευαίσθητες σε λυγισμό εκτός του επιπέδου τους. Γι αυτόν τον λόγο επιλέχθηκε να τοποθετηθούν οι διαγώνιες συνδετήριες και οι κάτω οριζόντιες δοκοί, ώστε να δημιουργήσουν ένα δικτύωμα που να προσφέρει πλευρική εξασφάλιση. Ακόμα και έτσι όμως, οι κύριες δοκοί διαστασιολογήθηκαν με βάση τα αποτελέσματα της *ιδιομορφικής ανάλυσης καθολικού λυγισμού* (Κεφάλαιο 4.2).

Τελικά, οι κύριες δοκοί του μεγάλου στεγάστρου σχεδιάστηκαν με *HEB240* ενώ αυτές του μικρού επειδή είναι πιο ευαίσθητες σε λυγισμό, σχεδιάστηκαν με *HEB260*. Οι διατομές αυτές είναι οριακές, αφού μικρότερες θα είχαν ως αποτέλεσμα η κρίσιμη ιδιομορφή καθολικού λυγισμού να έχει συντελεστή $\alpha_{cr} < 10$. Όσον αφορά τον έλεγχο επάρκειας των διατομών, το ποσοστό εκμετάλλευσης της *HEB240* είναι 0.59 ενώ της *HEB260* είναι 0.42.

5.2.3 Ορθοστάτες

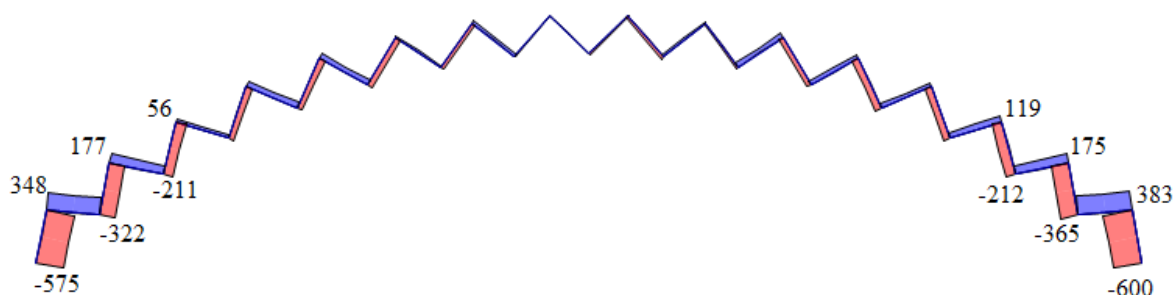
Οι ορθοστάτες τοποθετούνται για την καλύτερη ευστάθεια του δικτυώματος περίπου ανά 2.4m, ώστε στον πάνω μέρος τους να συνδέονται με τεγίδα και στον κάτω με οριζόντια δοκό. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι διπλά γωνιακά. Στο σχήμα 5.6 φαίνεται το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75S. Παρατηρήθηκε ότι οι ορθοστάτες καταπονούνται μόνο εφελκυστικά επομένως η διαστασιολόγησή τους έγινε σε εφελκυσμό. Τελικά χρησιμοποιήθηκαν και στα δύο στέγαστρα διατομές 2L50x50x5. Στις άκρες των στεγαστρων, επειδή η δύναμη είναι μεγαλύτερη χρειάστηκαν διατομές 2L60x60x6. Η δυσμενέστερη διατομή βρίσκεται στην άκρη του μεγάλου στεγαστρου και έχει ποσοστό εκμετάλλευσης 0.84.



Σχήμα 5.6: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων ορθοστατών

5.2.3 Διαγώνιες δοκοί δικτυώματος

Οι διαγώνιες δοκοί του δικτυώματος καταπονούνται θλιπτικά ή εφελκυστικά και βοηθούν στην μεταφορά των δυνάμεων από τα ζυγώματα στα υποστυλώματα. Στο σχήμα 5.7 παρουσιάζεται το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων των διαγώνιων δοκών του μεγάλου στεγαστρου για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.9W₉₀+0.75S, που ήταν από τους δυσμενέστερους. Παρόμοιο διάγραμμα ισχύει και στις διαγώνιες του μικρού στεγαστρου. Οι δυνάμεις στην μέση του δικτυώματος είναι αρκετά μικρές και αυξάνονται όσο οι διαγώνιες πλησιάζουν στις άκρες.

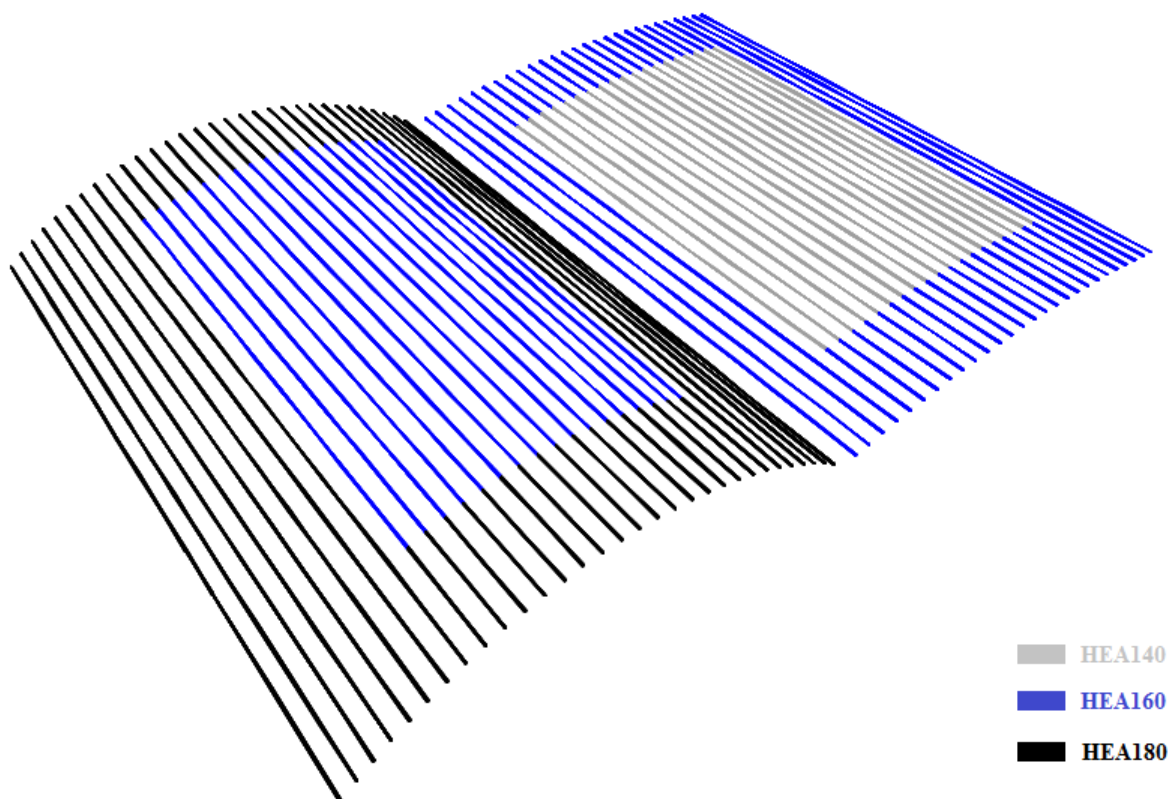


Σχήμα 5.7: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων διαγώνιων δοκών δικτυώματος

Οι διαγώνιες δοκοί διαστασιολογήθηκαν σε καμπτικό λυγισμό υπό θλίψη. Επομένως, κρίσιμες ήταν οι διατομές που θλίβονται με μεγάλα φορτία και όχι αυτές που εφελκύνονται. Τελικά, επιλέχτηκε στις περισσότερες δοκούς η διατομή $2L90x90x9$, εκτός από τις τέσσερις τελευταίες θλιβόμενες των άκρων στις οποίες χρειάστηκαν διατομές $2L100x100x10$ και $2L120x80x12$. Τα ποσοστά εκμετάλλευσης της κάθε διατομής παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον πίνακα 5.8 στο τέλος του κεφαλαίου.

5.3 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι αμφιαρθρωτές δοκοί μήκους 7.15m που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων. Στο μεγάλο στέγαστρο τοποθετούνται περίπου ανά 2.4m ενώ στο μικρό ανά 2.5m. Καταπονούνται καμπτικά και στους δύο άξονες ενώ αυτές που συνδέονται με οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, καταπονούνται και αξονικά. Έτσι, ο έλεγχός τους έγινε από τον συνδυαστικό τύπο αντοχής μελών που υπόκεινται σε κάμψη και θλίψη. Οι τεγίδες του μεγάλου στεγάστρου διαστασιολογήθηκαν σε $HEA160$ και $HEA180$ ενώ οι τεγίδες του μικρού σε $HEA140$ και $HEA160$. Τα ποσοστά εκμετάλλευσής τους παρουσιάζονται στον πίνακα 5.8. Στο παρακάτω σχήμα, φαίνεται η διαστασιολόγηση των τεγίδων με χρώματα, με τις $HEA140$ να είναι γκρι, τις $HEA160$ μπλε και τις $HEA180$ μαύρες.



Σχήμα 5.8: Διαστασιολόγηση τεγίδων

5.3.1 Κάτω οριζόντιες δοκοί

Οι οριζόντιες δοκοί έχουν και αυτές μήκος 7.15m και γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κάτω κύριων δοκών των πλαισίων. Μαζί με τις τεγίδες και τις διαγώνιες συνδετήριες δοκούς, δημιουργούν ένα δικτύωμα που προσφέρει πλευρική στήριξη στις κύριες δοκούς. Καταπονούνται κυρίως αξονικά από δυνάμεις που μεταφέρονται είτε από τους μετωπικούς στύλους είτε από τις διαγώνιες συνδετήριες δοκούς. Επιπλέον, καταπονούνται καμπτικά από το ίδιο βάρος τους και το βάρος του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Οι δοκοί που βρίσκονται σε σημείο με μεγάλη κλίση, έχουν καμπτική καταπόνηση και στον ασθενή άξονα.

Επομένως, η διαστασιολόγηση και των κάτω οριζόντιων δοκών έγινε στο SAP2000 από τον συνδυαστικό τύπο αντοχής μελών που υπόκεινται σε κάμψη και θλίψη. Οι δοκοί του μεγάλου στέγαστρου διαστασιολογήθηκαν με HEA120, HEA140 και HEA160, ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που ασκούνταν σε κάθε σημείο (δεν υπήρχε κάποιος «κανόνας» ώστε η διαστασιολόγηση να προκύψει ομοιόμορφη όπως συνέβη με τις τεγίδες).

Από την άλλη, οι περισσότερες δοκοί του μικρού στεγάστρου διαστασιολογήθηκαν με HEA100, εκτός από μερικές δοκούς στις άκρες που καταπονούνται περισσότερο και διαστασιολογήθηκαν με HEA120 και HEA140. Ο πίνακας 5.2, περιέχει κάποια βασικά χαρακτηριστικά των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν:

Πίνακας 5.2: Χαρακτηριστικά διατομών HEA

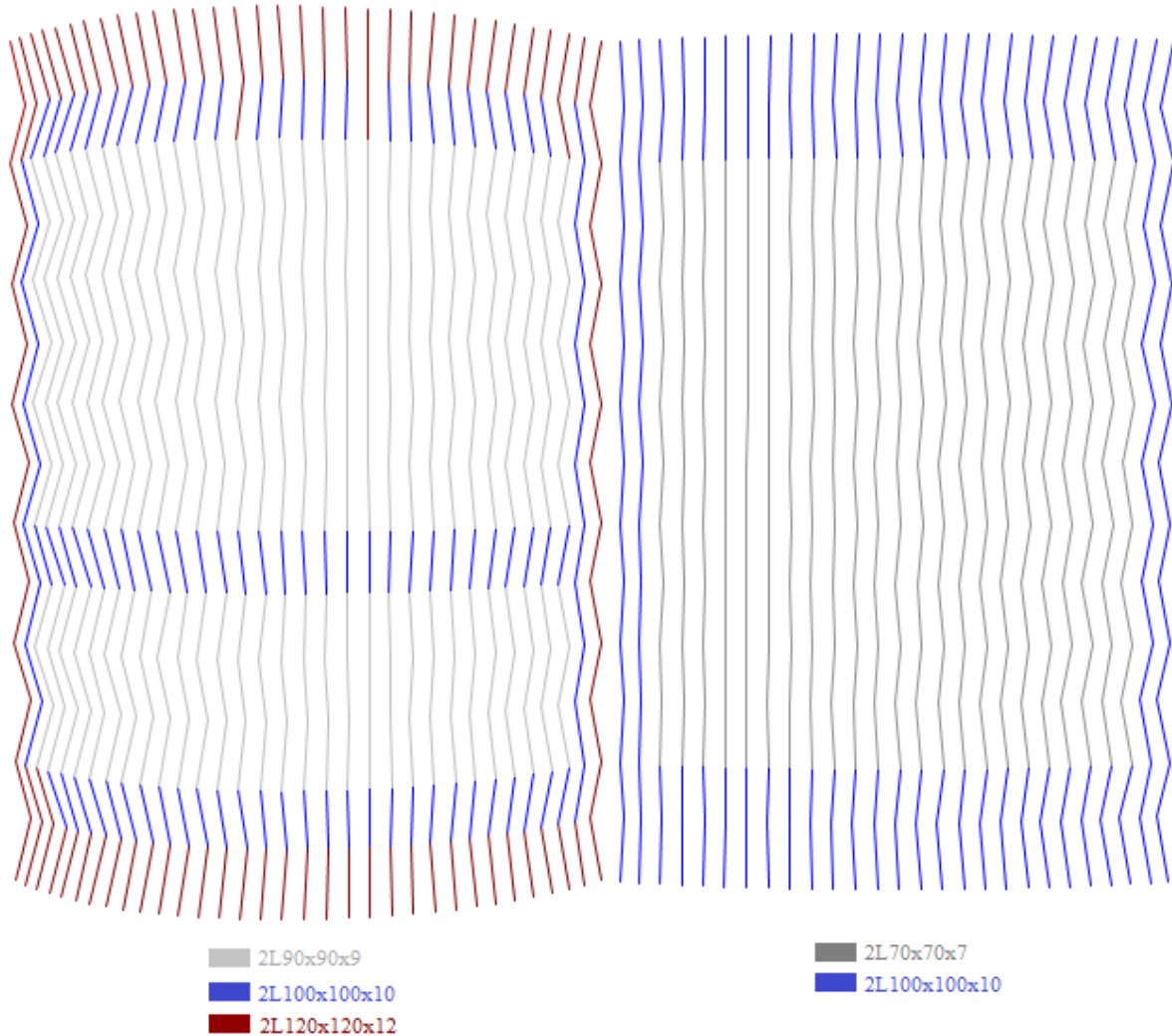
Διατομή	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)	W _y (cm ³)	W _z (cm ³)
HEA100	96	100	5	8	21.2	72.8	26.8
HEA120	114	120	5	8	25.3	106	38.5
HEA140	133	140	5.5	8.5	31.4	155	55.6
HEA160	152	160	6	9	38.8	220	76.9
HEA180	171	180	6	9.5	45.3	294	103

5.3.2 Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί

Οι διαγώνιες συνδετήριες δοκοί έχουν μήκος περίπου 7.6m και συνδέουν τα πλαίσια μεταξύ τους ενώνοντας τους άνω κόμβους του ενός πλαισίου στους οποίους υπάρχουν τεγίδες, με τους κάτω κόμβους του άλλου πλαισίου στους οποίους υπάρχουν οριζόντιες δοκοί. Καταπονούνται κυρίως αξονικά και διαστασιολογούνται με βάση τον έλεγχο τους σε θλίψη και κάμψη. Μεγαλύτερη καταπόνηση παρατηρείται στα πλαϊνά κομμάτια των στεγών στα οποία υπάρχει μεγαλύτερη κλίση (μικρή κάμψη στον ασθενή άξονα) και στις άκρες πάνω από τα μέτωπα λόγω των ισχυρών φορτίων ανέμου.

Η διαστασιολόγηση και στα δύο στέγαστρα ακολούθησε την παραπάνω λογική. Έτσι, στο μεγάλο στέγαστρο τοποθετήθηκε κυρίως διατομή 2L90x90x9 ενώ στα τμήματα που καταπονούνται περισσότερο διατομές 2L100x100x10 και 2L120x120x12. Στο μικρό στέγαστρο τοποθετήθηκε κυρίως διατομή 2L70x70x7 και στα υπόλοιπα τμήματα διατομή 2L100x100x10.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται μια κάτοψη των συνδετήριων δοκών στην οποία σημειώνεται χρωματικά η διαστασιολόγησή τους. Με γκρι ανοιχτό είναι η διατομή 2L90x90x9, με γκρι σκούρο η 2L70x70x7, με μπλε η 2L100x100x10 και με μπορντό η διατομή 2L120x120x12.

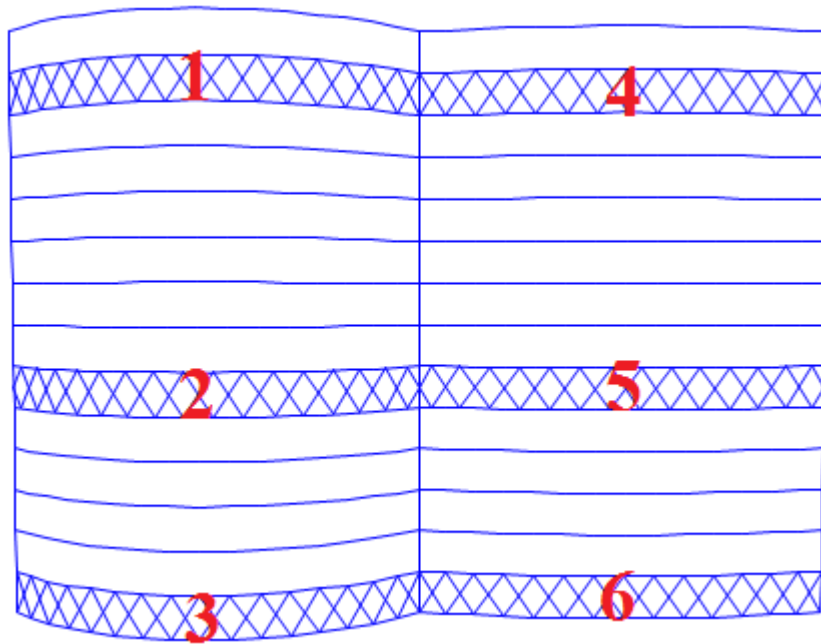


Σχήμα 5.9: Διαστασιολόγηση διαγώνιων συνδετήριων δοκών

5.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

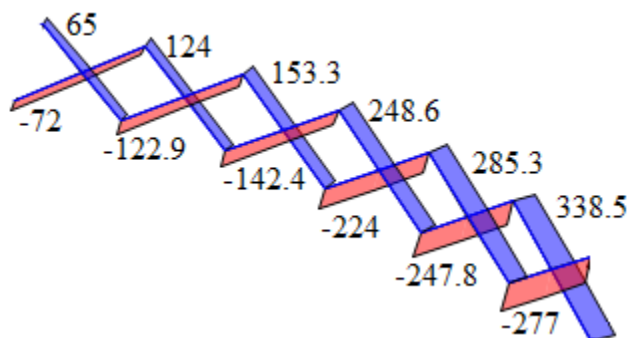
Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί σχηματισμοί που δέχονται κυρίως αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι κατά την διάρκεια της μέγιστης φόρτισης λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενοι ράβδοι. Δηλαδή οι θλιβόμενες ράβδοι έχουν λυγίσει και δεν λειτουργούν, οπότε όλη την δύναμη την παραλαμβάνουν οι εφελκόμενες. Εξαιρέση αποτελούν τα τελευταία μέλη που τοποθετήθηκαν στο κεντρικό φάτνωμα σχηματίζοντας «λάμδα» (Κεφάλαιο 2.4, Σχήμα 2.12), τα οποία διαστασιολογούνται σε θλίψη, καθώς δεν θεωρείται ότι λειτουργεί μόνο η εφελκόμενη ράβδος.

Για την διαστασιολόγηση των χιαστί οριζόντιων συνδέσμων έγινε η ομαδοποίηση που φαίνεται στο σχήμα 5.10.



Σχήμα 5.10: Ομαδοποίηση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Για κάθε ομάδα, υπολογίστηκε η μέγιστη εφελκυστική δύναμη από τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών που δίνει το SAP2000 για κάθε πιθανό συνδυασμό φόρτισης. Οι συνδυασμοί που έδωσαν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα ήταν αυτοί με κύρια δράση τον άνεμο που δρα κάθετα στα μέτωπα ($1.35G+1.5W_{90}+0.75S$, $1.35G+1.5W_{90}$ κλπ.). Στην συνέχεια, επιλέχθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές με τέτοιο εμβαδόν, ώστε η εφελκυστική αντοχή τους να είναι μεγαλύτερη από το διπλάσιο της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης. Θεωρείται δηλαδή απλοϊκά, ότι αν στο προσομοίωμα οι εφελκυσόμενες ράβδοι λειτουργούσαν μόνες τους, θα έπαιρναν περίπου την διπλάσια δύναμη από αυτή που δίνει το προσομοίωμα στο οποίο υπάρχουν και οι θλιβόμενες και οι εφελκυσόμενες ράβδοι.



Σχήμα 5.11: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας ομάδας 3.

Για παράδειγμα στο σχήμα 5.11 παρουσιάζονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας της 3^{ης} ομάδας. Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι ίση με 338.5 kN. Έτσι, τα μέλη αυτά διαστασιολογήθηκαν για δύναμη περίπου 680kN σε κοίλη τετραγωνική διατομή 100x100x6.3. Στον πίνακα 5.3 παρουσιάζεται συνοπτικά η διαστασιολόγηση και των υπόλοιπων μελών:

Πίνακας 5.3: Διαστασιολόγηση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Ομάδα οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας	Μέγιστη εφελκυστική δύναμη (kN)	Εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού (kN)	Διατομή SHS	Εφελκυστική αντοχή διατομής (kN)	Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής
1	266	532	100x100x5	663.85 kN	0.8
2	252	504	90x90x5	592.5 kN	0.85
3	338.5	677	100x100x6.3	823.6 kN	0.82
4	147	294	70x70x5	450.85 kN	0.65
5	145	290	60x60x5	379.85 kN	0.76
6	185	370	70x70x5	450.85 kN	0.82

Όσον αφορά τα μέλη του κεντρικού φατνώματος που σχηματίζουν στις άκρες τα «λάμδα», αυτά της ομάδας 2 διαστασιολογήθηκαν με SHS100x100x5 με ποσοστό εκμετάλλευσης 0.89 ενώ αυτά της ομάδας 5 με SHS80x80x4 και με ποσοστό εκμετάλλευσης 0.85. Στο σχήμα 5.12, φαίνονται οι υπολογισμοί που έγιναν στο SAP2000 για το δυσμενέστερο μέλος της ομάδας 2 με διατομή 100x100x5.

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
4.313	-191.877	0.000	0.000	0.398	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)-6.61	0.891	= 0.862	+ 0.029	+ 0.000	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
	-191.877	674.500	674.500				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	674.500	697.680	114778.209	319.282	1.000		
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	c	0.490	319.282	1.453	1.863	0.330	222.652
MajorB(y-y)	c	0.490	319.282	1.453	1.863	0.330	222.652
Minor (z-z)	c	0.490	319.282	1.453	1.863	0.330	222.652
MinorB(z-z)	c	0.490	319.282	1.453	1.863	0.330	222.652
Torsional TF	c	0.490	319.282	1.453	1.863	0.330	222.652

Σχήμα 5.12: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής και υπολογισμός αντοχής του δυσμενέστερου οριζόντιου συνδέσμου της ομάδας 2

5.4 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί συνδέουν εγκάρσια τους κύριους φορείς και καταπονούνται κυρίως αξονικά σε θλίψη. Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 2.5, επειδή τα ζυγώματα αποτελούνται από δικτύωμα δύο κύριων δοκών που καταλήγουν στα υποστυλώματα, τοποθετήθηκαν 2 κεφαλοδοκοί διατομής HEA (Σχήμα 2.13).

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού (Σχήμα 4.6) παρατηρήθηκε ότι οι άνω κεφαλοδοκοί είναι ευαίσθητοι σε λυγισμό εκτός του επιπέδου τους. Γι' αυτό τον λόγο η διατομή HEA στις άνω κεφαλοδοκούς τοποθετήθηκε οριζόντια με τα πέλματα παράλληλα στις όψεις, ενώ στις κάτω κατακόρυφη. Οι άνω κεφαλοδοκοί διαστασιολογήθηκαν με διατομή HEA180 με ποσοστό εκμετάλλευσης 0.62. Επειδή έχουν στραφεί, παρατηρείται έντονη κάμψη στον ασθενή τους άξονα, η οποία προέρχεται από τα κατακόρυφα φορτία της στέγης. Κατασκευαστικά όμως, αυτά τα φορτία θα τα αναλάβει μια επιπλέον τεγίδα που θα τοποθετηθεί και έτσι σε ένα δεύτερο μοντέλο ανάλυσης με μεγαλύτερη ακρίβεια, δεν θα καταπονούνταν την κεφαλοδοκό.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.621	=	0.277	+	0.000	+	0.344	0.950	OK

Σχήμα 5.13: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής των άνω κεφαλοδοκών

Οι κάτω κεφαλοδοκοί διαστασιολογήθηκαν με HEA140 με ποσοστό εκμετάλλευσης 0.9. Όπως φαίνεται στο σχήμα 5.14, καταπονούνται κυρίως αξονικά σε θλίψη, ενώ έχουν και μια μικρή καμπτική καταπόνηση στον ισχυρό τους άξονα.

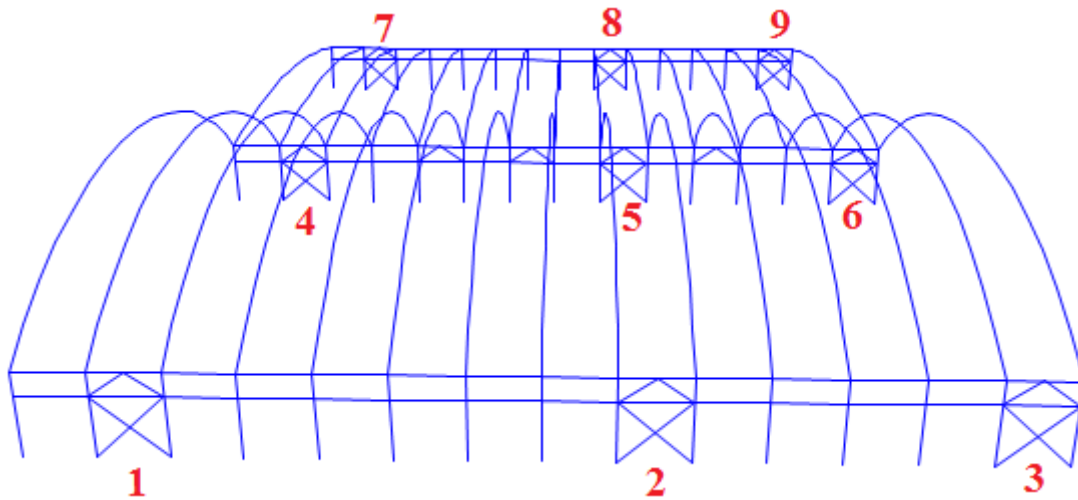
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.903	=	0.713	+	0.190	+	0.000	0.950	OK

Σχήμα 5.14: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής των κάτω κεφαλοδοκών

Μια δεύτερη λύση είναι η επιλογή κοίλης τετραγωνικής διατομής η οποία έχει ίδια καμπτική αντοχή και στους δύο άξονές της. Σε αυτήν την περίπτωση, οι άνω κεφαλοδοκοί θα διαστασιολογηθούν με SHS180x180x8 ώστε να έχουν ίδια καμπτική αντοχή με την καμπτική αντοχή του ισχυρού άξονα της HEA180. Ο λόγος που δεν προτιμήθηκε αυτή η λύση είναι ότι η SHS180x180x8 έχει αρκετά μεγαλύτερο εμβαδόν ($A=54.4\text{cm}^2$) από την HEA 180 ($A=45.3\text{cm}^2$) και έτσι το ποσοστό εκμετάλλευσής της όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη θα έπεφτε στο 0.3. Επιπλέον, οι κάτω κεφαλοδοκοί θα διαστασιολογούνταν με SHS140x140x6.3 με ποσοστό εκμετάλλευσης 0.5.

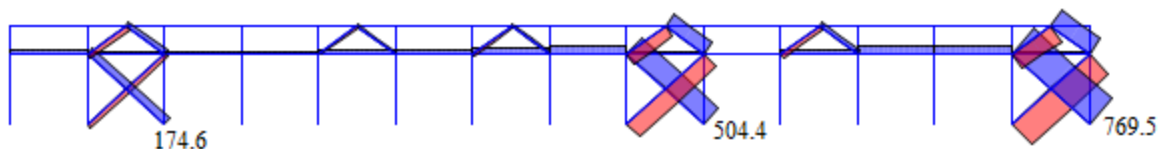
5.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογήθηκαν ακριβώς με τον ίδιο τρόπο που διαστασιολογήθηκαν οι οριζόντιοι. Για τα μέλη που σχηματίζουν «χιαστί» θεωρείται ότι οι θλιβόμενες ράβδοι λυγίζουν και δεν λειτουργούν, με αποτέλεσμα όλη την δύναμη να την αναλαμβάνουν οι εφελκόμενες ράβδοι. Έτσι, τα μέλη διαστασιολογούνται σε εφελκυσμό. Αντίθετα, τα μέλη που σχηματίζουν «λάμδα» διαστασιολογούνται σε θλίψη. Για διευκόλυνση της παρουσίασης της διαστασιολόγησης των κατακόρυφων συνδέσμων, παρατίθεται η παρακάτω εικόνα όπου αριθμούνται.



Σχήμα 5.15: Αρίθμηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Για κάθε ένα χιαστί βρίσκεται η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που δέχονται τα μέλη του και επιλέγεται διατομή με αντοχή το διπλάσιο αυτής της δύναμης. Στο σχήμα 5.16 παρουσιάζεται το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τον συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5W_{90}+0.75$, ο οποίος έδωσε τα δυσμενέστερα μεγέθη για τα χιαστί στην μέση με αρίθμηση 5 και 6. Το 6^ο δέχεται εφελκυστική δύναμη 769.5 επομένως διαστασιολογήθηκε θεωρώντας δύναμη 1539kN. Επιλέχθηκε κοίλη τετραγωνική διατομή $140x140x10$ με εφελκυστική αντοχή 1806.95kN. Το 5^ο χιαστί διαστασιολογήθηκε για δύναμη 1009kN με κοίλη τετραγωνική διατομή $140x140x8$ με εφελκυστική αντοχή 1477kN.



Σχήμα 5.16: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων κατακόρυφων συνδέσμων μέσης

Στον πίνακα 5.4 παρουσιάζεται συνοπτικά η διαστασιολόγηση και των υπόλοιπων κατακόρυφων χιαστί. Τα χιαστί του τελευταίου φατνώματος, επειδή συνδέεται άμεσα με το ένα μέτωπο, δέχονται πολύ μεγαλύτερες δυνάμεις από τα υπόλοιπα. Για να μην

συγκεντρωθεί όμως όλη η δυσκαμψία της κατασκευής σε εκείνο το σημείο, κάποια από τα υπόλοιπα χιαστί υπερδιαστασιολογήθηκαν (ποσοστά εκμετάλλευσης 0.3 - 0.6).

Πίνακας 5.4: Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Αριθμός χιαστί	Μέγιστη εφελκυστική δύναμη (kN)	Εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού (kN)	Διατομή SHS	Εφελκυστική αντοχή διατομής (kN)	Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής
1	205	410	100x100x6.3	823.6	0.5
2	230	460	100x100x6.3	823.6	0.56
3	468	936	120x120x8	1249.6	0.75
4	375	750	120x120x8	1249.6	0.6
5	504.4	1009	140x140x8	1477	0.76
6	769.5	1539	140x140x10	450.85	0.68
7	124	250	100x100x5	663.8	0.37
8	108	216	100x100x5	663.8	0.32
9	283	566	100x100x6.3	823.6	0.69

Τα μέλη που σχηματίζουν λάμδα διαστασιολογήθηκαν σε καμπτικό λυγισμό λόγω θλίψης ως εξής:

- Όλα τα λάμδα της πλευράς του μεγάλου στεγάστρου διαστασιολογήθηκαν σε διατομή *SHS100x100x6.3*.
- Όλα τα λάμδα της πλευράς του μικρού στεγάστρου διαστασιολογήθηκαν σε διατομή *SHS80x80x5*.
- Τα λάμδα που βρίσκονται στα μεσαία υποστυλώματα πάνω από χιαστί διαστασιολογήθηκαν σε διατομή *SHS120x120x8* ενώ τα επιπλέον που δεν συνδέονται με χιαστί διαστασιολογήθηκαν σε *SHS90x90x5*.

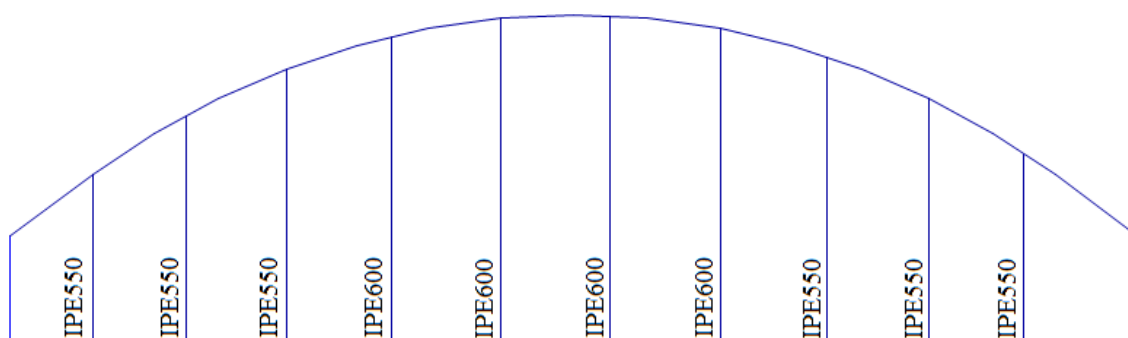
Στο σχήμα 5.17 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί που έγιναν από το SAP2000 για το δυσμενέστερο μέλος με διατομή SHS100x100x6.3.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.61	0.862	= 0.836	+ 0.027	+ 0.000	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	-220.815	838.240	838.240				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	838.240	867.047	142392.944	373.698	1.000		
Major (y-y)	Curve c	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
MajorB(y-y)	c	0.490	373.698	1.498	1.939	0.315	264.283
Minor (z-z)	c	0.490	373.698	1.498	1.939	0.315	264.283
MinorB(z-z)	c	0.490	373.698	1.498	1.939	0.315	264.283
Torsional TF	c	0.490	373.698	1.498	1.939	0.315	264.283

Σχήμα 5.17: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής και υπολογισμός αντοχής του δυσμενέστερου μέλους μορφής «λάμδα»

5.6 Μετωπικά υποστυλώματα

Τα μετωπικά υποστυλώματα δέχονται μέσω των μηκίδων τα φορτία του ανέμου και καταπονούνται κυρίως καμπικά. Η διαστασιολόγησή τους έγινε σε ΟΚΑ για το συνδυασμό με κύρια δράση τον άνεμο που ασκείται κάθετα στα μέτωπα ($1.35G+1.5W_{90}+0.75S$ και $1.35G+1.5W_{270}+0.75S$). Τα μετωπικά υποστυλώματα του μεγάλου πλαισίου διαστασιολογήθηκαν με *IPE600* και *IPE550* όπως φαίνεται στο σχήμα 5.18:



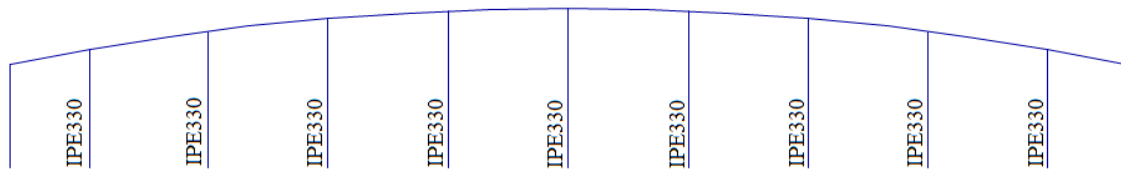
Σχήμα 5.18: Διαστασιολόγηση μετωπικών υποστυλωμάτων μεγάλου πλαισίου

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη ασκούνται στο μεγαλύτερο μετωπικό υποστυλώμα που βρίσκεται στο κέντρο της όψης. Παρακάτω φαίνονται οι υπολογισμοί που έγιναν στο πρόγραμμα, με βάση τους οποίους διαστασιολογήθηκε η διατομή σε *IPE600* με ποσοστό εκμετάλλευσης 0.85.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.849	=	0.000	+	0.843	+	0.007	0.950	OK
MOMENT DESIGN									
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major (y-y)	350.166	858.836	1246.760	1246.760	1246.760	1019.164			
Minor (z-z)	1.500	1.175	172.530	172.530	172.530				
LTB	Curve b	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr		
		0.340	0.638	0.778	0.817	1.002	3061.442		
Factors	kyy	kxz	kzy	kzz					
	1.000	0.600	1.000	1.000					

Σχήμα 5.19: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής και υπολογισμός αντοχής δυσμενέστερου μετωπικού υποστυλώματος

Αντίστοιχα, τα μετωπικά υποστυλώματα του μικρού πλαισίου διαστασιολογήθηκαν με *IPE330*. Επειδή η κλίση του ζυγώματος είναι μικρότερη, η διαφορά ύψους των υποστυλωμάτων δεν είναι τόσο μεγάλη και έτσι επιλέχτηκε σε όλα η ίδια διατομή.



Σχήμα 5.20: Διαστασιολόγηση μετωπικών υποστυλωμάτων μικρού πλαισίου

5.7 Μηκίδες

Οι μηκίδες δέχονται οριζόντια φορτία από τον άνεμο και κατακόρυφα φορτία από το ίδιο βάρος τους και το βάρος της πλευρικής επένδυσης. Είναι τοποθετημένες με τα πέλματα παράλληλα στις όψεις ώστε τα φορτία ανέμου να ενεργοποιούν τον ισχυρό τους άξονα. Έτσι, τα κατακόρυφα φορτία καταπονούν τον ασθενή άξονα, και γι'αυτό έγινε πρόβλεψη 2 ελκυστήρων, ώστε να μειωθεί το μήκος λυγισμού στο 1/3.

Στις δύο πλευρές της κατασκευής τοποθετήθηκαν παντού μηκίδες διατομής *IPE270*, ενώ στα μέτωπα που ασκούνται μεγαλύτερα φορτία ανέμου, οι μηκίδες έχουν διατομή *IPE300*. Παρακάτω δίνονται οι υπολογισμοί που έγιναν στο πρόγραμμα για την δυσμενέστερη μηκίδα στις πλευρές της κατασκευής. Παρατηρείται ότι καταπονείται καμπτικά κυρίως στον ισχυρό άξονα, αλλά έχει και μια μικρότερη καταπόνηση στον ασθενή. Το συνολικό ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής έφτασε 0.91

PHM 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	= 0.020	+ 0.752	+ 0.163	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	18.920	1629.450	1629.450				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1629.450	1685.448	1161.585	1161.585	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	2347.391	0.833	0.914	0.776	1264.801
MajorB (y-y)	a	0.210	2347.391	0.833	0.914	0.776	1264.801
Minor (z-z)	b	0.340	1532.800	1.031	1.173	0.577	940.928
MinorB (z-z)	b	0.340	1532.800	1.031	1.173	0.577	940.928
Torsional TF	b	0.340	1161.585	1.184	1.369	0.487	793.003
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	0.000	-34.163	171.820	171.820	171.820	45.400	
Minor (z-z)	0.000	-5.611	34.435	34.435	34.435		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0.210	1.822	2.331	0.264	1.000	51.730
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1.000	0.600	1.000	1.000			

Σχήμα 5.21: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής και υπολογισμός αντοχής δυσμενέστερης μηκίδας

5.8 Φύλλα επικάλυψης

Η τελική επιλογή του πάχους των ελασμάτων και της πολυουρεθάνης των θερμομονωτικών πάνελ που επιλέχθηκαν, γίνεται με βάση τους παρακάτω πίνακες. Στον πίνακα 5.5 δίνονται προτεινόμενες τιμές για το πάχος του πετάσματος, ανάλογα με την χρήση του και στον πίνακα 5.6 δίνονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες φορτίσεις ανάλογα το πάχος του πετάσματος και το πάχος των ελασμάτων.

Πίνακας 5.5: Εφαρμογή πάχους των θερμομονωτικών πάνελ

Εφαρμογές	Πάχος (mm)	Συντελεστής θερμοπερατότητας (K) (W/m ² °C)
Ψευδοροφές		
Ελάχιστη απαίτηση	30	
Αθλητικές εγκαταστάσεις	40	0.53
Απαίτηση Κτιριοδομικού Κανονισμού	50	0.43
Κλιματιζόμενες βιομηχανικές εγκαταστάσεις	60	0.36
Χώροι ελεγχόμενης θερμοκρασίας = °C	80	0.28
Ψυγεία συντήρησης -10°C	100	0.23
Ψυκτικοί Θάλαμοι -10°C	120	0.18
Ψυκτικοί Θάλαμοι -20°C	140-160	0.16-0.15
Ψυκτικοί Θάλαμοι -30°C	180	0.13
Ψυκτικοί Θάλαμοι -45°C	200	0.11

Πίνακας 5.6: Μέγιστες επιτρεπόμενες φορτίσεις Insotherm RPU

ΠΑΧΟΣ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ	ΑΜΦΙΕΡΙΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ						ΣΤΗΡΙΞΗ ΠΟΛΛΑΠΛΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ							
		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
		ΜΕΓΙΣΤΑ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΑ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ daN/m ²													
S (mm)	t (mm)														
30	0,50 / 0,50	245	167	109	72			323	230	167	113	78	54		
	0,60 / 0,60	263	179	116	78			341	246	178	121	84	58		
40	0,50 / 0,50	289	216	157	108	73	49	410	289	211	162	113	84	61	
	0,60 / 0,60	307	230	168	116	77	53	429	365	225	174	121	90	65	
50	0,50 / 0,50	338	260	196	137	93	69	472	365	265	196	147	103	80	
	0,60 / 0,60	354	278	210	147	100	47	490	350	292	210	156	110	86	
60	0,50 / 0,50	400	284	230	181	127	94	568	439	317	243	194	152	106	
	0,60 / 0,60	413	304	246	194	136	101	586	458	334	260	209	163	114	
80	0,50 / 0,50	502	368	275	221	175	128	692	522	438	333	246	207	148	
	0,60 / 0,60	528	384	293	237	187	137	707	543	457	354	264	222	159	
100	0,50 / 0,50	440	368	275	221	175	128	692	522	438	333	246	207	148	
	0,60 / 0,60	760	384	293	237	187	137	707	543	457	354	264	222	159	

Σύμφωνα με τον πρώτο πίνακα, το προτεινόμενο πάχος πετάσματος για αθλητικές εγκαταστάσεις είναι 40mm. Επειδή όμως το αθλητικό κέντρο που σχεδιάστηκε, διαθέτει γραφεία, αναψυκτήριο, ιατρείο και άλλους χώρους, προτιμήθηκε πάχος 50mm που αντιστοιχεί στην απαίτηση κτιριοδομικού κανονισμού. Για επιλογή πάχους ελασμάτων 0.60mm και με δεδομένο ότι η απόσταση των τεγίδων και των μηκίδων είναι περίπου ανά 2.5m, η μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση των πάνελ μπορεί να είναι 2,78 kN/m².

Οι μέγιστες πιέσεις των πάνελ ασκούνται στην οροφή του μεγάλου στεγάστρου για άνεμο που φυσάει κάθετα στα μέτωπα (Σχήμα 3.22). Στον πίνακα 5.7 φαίνονται οι τιμές

που ασκούνται στα δυο στέγαστρα μετά τον συμψηφισμό εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων.

Πίνακας 5.7: Δυσμενέστερα φορτία ανέμου στην οροφή

Μεγάλο στέγαστρο	Μικρό στέγαστρο
$w_e^F = -3.078 \frac{kN}{m^2}$	$w_e^F = -2.581 \frac{kN}{m^2}$
$w_e^G = -2.159 \frac{kN}{m^2}$	$w_e^G = -1.823 \frac{kN}{m^2}$
$w_e^H = -1.388 \frac{kN}{m^2}$	$w_e^H = -1.192 \frac{kN}{m^2}$
$w_e^I = -0.616 \frac{kN}{m^2}$	$w_e^I = -0.502 \frac{kN}{m^2}$

Όλα τα φορτία είναι κάτω από το όριο των 2.78 kN/m^2 , εκτός από το φορτίο της ζώνης F στο μεγάλο στέγαστρο. Αυτή η ζώνη, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.22, έχει πλάτος 11.25 μέτρα σε κάθε άκρη, που σημαίνει ότι επηρεάζει 4 συνεχόμενα πάνελ. Γι'αυτά τα 4+4 πάνελ θα γίνει ξεχωριστή μελέτη όπου θα τοποθετηθούν δευτερεύουσες δοκοί στήριξης, με σκοπό μειώσουν την απόσταση στήριξης του πάνελ σε 2m. Τότε το επιτρεπόμενο φορτίο σύμφωνα με τον πίνακα 5.6 γίνεται 3.54 kN/m^2 . Υπενθυμίζεται πάντως, ότι το φορτίο ανέμου σε αυτή την κατεύθυνση υπολογίστηκε θεωρώντας την στέγη οριζόντια με ύψος 22.5m. Αυτή η θεώρηση είναι αρκετά δυσμενής, ειδικά για τις άκρες της στέγης οι οποίες βρίσκονται στα 9m. Έτσι, με μια ακριβέστερη μελέτη του ανέμου, το φορτίο στην ζώνη F θα ήταν μικρότερο και τα πάνελ δεν θα χρειαζόνταν επιπλέον στήριξη.

5.9 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

Στον παρακάτω πίνακα 5.8 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μέλος και τα αντίστοιχα ποσοστά εκμετάλλευσής τους. Εξαιρούνται οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, των οποίων τα ποσοστά εκμετάλλευσης παρουσιάστηκαν αναλυτικά στους πίνακες 5.3 και 5.4.

Πίνακας 5.8: Αναλυτικά ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

Μέλη		Διατομή	Ποσοστό εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα	Εξωτερικά υποστυλώματα	HEB800	0.832
	Εσωτερικά υποστυλώματα	HEM600	0.55
Κύριες δοκοί	Μεγάλο στέγαστρο	HEB240	0.59
	Μικρό στέγαστρο	HEB260	0.42

Ορθοστάτες	Μεγάλο στέγαστρο	2L50x50x5	0.6
		2L60x60x6	0.843
	Μικρό στέγαστρο	2L50x50x5	0.3
		2L60x60x6	0.25
Διαγώνιες δοκοί	Μεγάλο στέγαστρο	2L90x90x9	0.781
		2L100x100x10	0.853
		2L120x80x12	0.841
	Μικρό στέγαστρο	2L90x90x9	0.78
		2L100x100x10	0.93
		2L120x80x12	0.848
Τεγίδες	Μεγάλο στέγαστρο	HEA160	0.81
		HEA180	0.92
	Μικρό στέγαστρο	HEA140	0.78
		HEA160	0.79
Κάτω οριζόντιες δοκοί	Μεγάλο στέγαστρο	HEA120	0.91
		HEA140	0.92
		HEA160	0.9
	Μικρό στέγαστρο	HEA100	0.9
		HEA120	0.85
		HEA140	0.72
Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί	Μεγάλο στέγαστρο	2L90x90x9	0.85
		2L100x100x10	0.93
		2L120x120x12	0.82
	Μικρό στέγαστρο	2L70x70x7	0.87
		2L100x100x10	0.94
Κεφαλοδοκοί	Άνω κεφαλοδοκοί	HEA180	0.62
	Κάτω κεφαλοδοκοί	HEA140	0.9
Μετωπικά υποστυλώματα	Μεγάλο στέγαστρο	IPE600	0.85
		IPE550	0.8
	Μικρό στέγαστρο	IPE330	0.88
Μηκίδες	Μηκίδες μετώπων	IPE300	0.67
	Μηκίδες στις όψεις	IPE270	0.91

6 Κατασκευαστικά θέματα

6.1 Λεπτομέρειες συνδέσεων

Ένα από τα πιο σημαντικά στοιχεία του σχεδιασμού μιας μεταλλικής κατασκευής είναι οι συνδέσεις των μελών της. Κάθε κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από μέλη τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι καταρχήν η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και επιπλέον η αποκατάσταση της συνέχειάς τους. Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

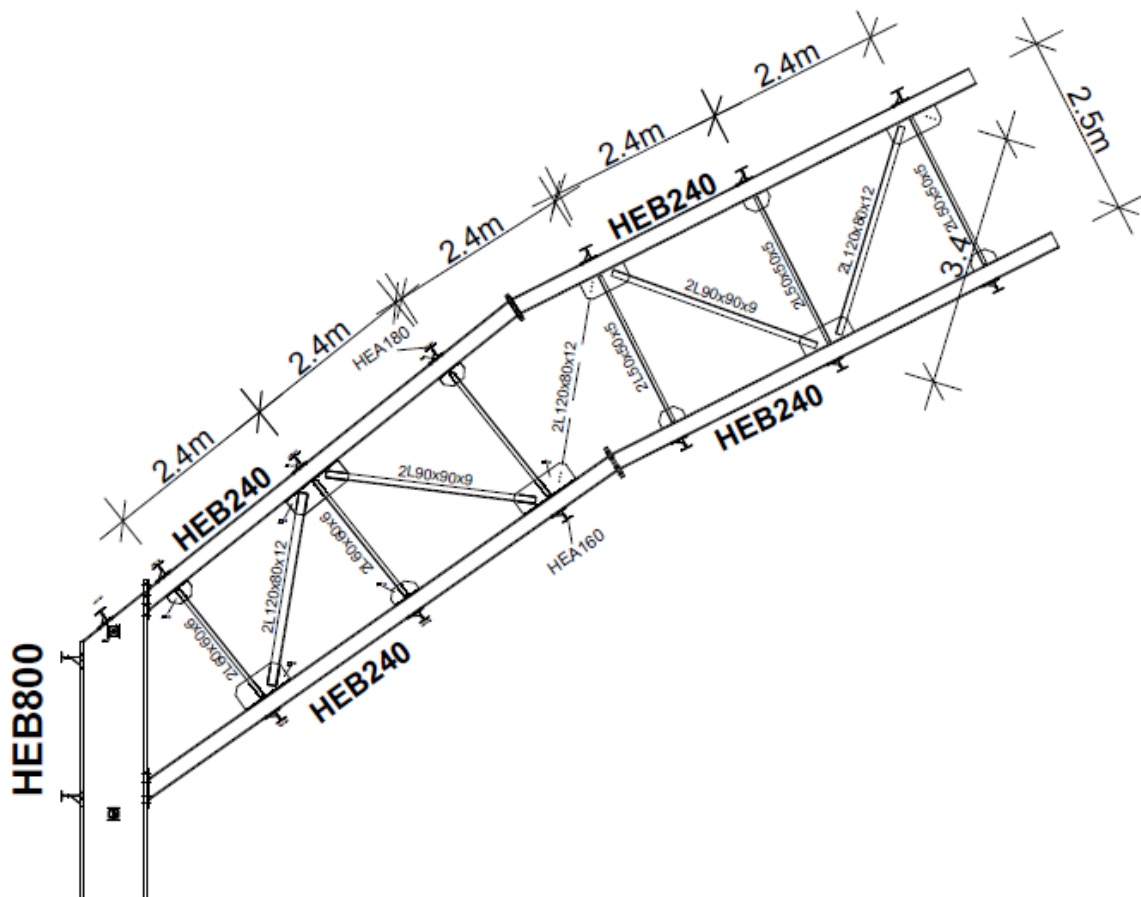
- Απλές συνδέσεις, οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, επιτρέποντας τις στροφές χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές.
- Συνδέσεις ροπής, οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Ανάλογα με την αντοχή τους έναντι των ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, οι συνδέσεις ροπής διακρίνονται σε συνδέσεις πλήρους αντοχής και συνδέσεις μερικής αντοχής. Οι συνδέσεις πλήρους αντοχής έχουν μεγαλύτερη αντοχή από τα μέλη τα οποία συνδέουν, ενώ οι συνδέσεις μερικής αντοχής μικρότερη.

Η υλοποίηση των συνδέσεων γίνεται είτε με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλέμες κλπ.) είτε μέσω συγκόλλησης. Ως συγκόλληση ορίζεται η ένωση δύο ή περισσότερων μεταλλικών κομματιών με την βοήθεια της θέρμανσης, της πίεσης, ή και των δύο. Ο σχεδιασμός των συνδέσεων θέλει ιδιαίτερη προσοχή ώστε η υλοποίησή τους να γίνεται όσο πιο απλά και γρήγορα γίνεται τόσο στο εργοτάξιο όσο και στο εργοστάσιο. Στα βιβλία «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής» [1] και «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση» [2] υπάρχουν αναλυτικά όλες οι απαραίτητες πληροφορίες για τις συνδέσεις και τον σχεδιασμό τους.

Παρακάτω, παρουσιάζονται σχέδια με λεπτομέρειες συνδέσεων των μελών της μεταλλικής κατασκευής του αθλητικού κέντρου:

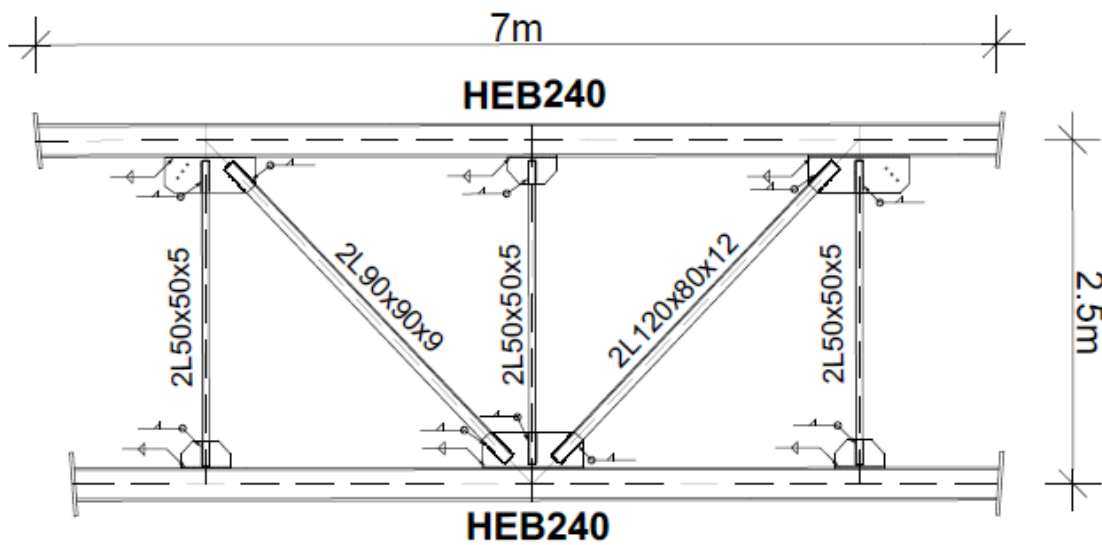
Ζυγώματα

Στο σχήμα 6.1 απεικονίζεται το δικτύωμα του μεγάλου στεγάστρου και το πως συνδέεται στο υποσύλωμα διατομής HEB800. Το δικτύωμα αποτελείται από δύο κύριες δοκούς διατομής HEB240, οι οποίες απέχουν απόσταση 2.5m μεταξύ τους. Ανάμεσά τους υπάρχουν ορθοστάτες και διαγώνιες δοκοί διατομής διπλών γωνιακών. Στις άνω κύριες δοκούς, συνδέονται τεγίδες διατομής HEA180 στα σημεία που υπάρχει κόμβος. Αντίστοιχα, στις κάτω κύριες δοκούς συνδέονται οριζόντιες δοκοί διατομής HEA160.



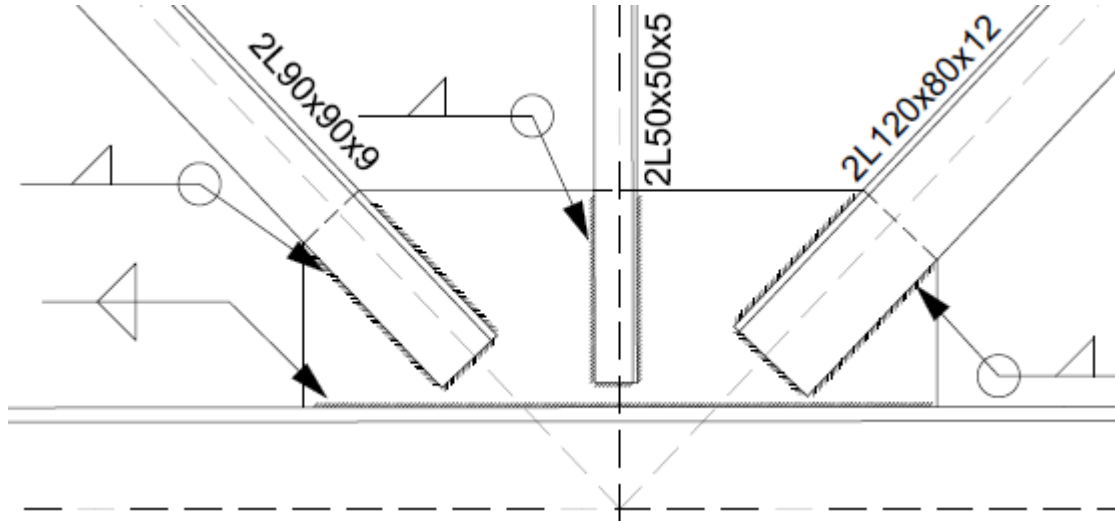
Σχήμα 6.1: Σύνδεση ζυγώματος με υποστύλωμα

Το δικτύωμα διαμορφώνεται από ξεχωριστά κομμάτια τα οποία έρχονται έτοιμα στο εργοτάξιο. Ένα τυπικό κομμάτι φαίνεται στο σχήμα 6.2:



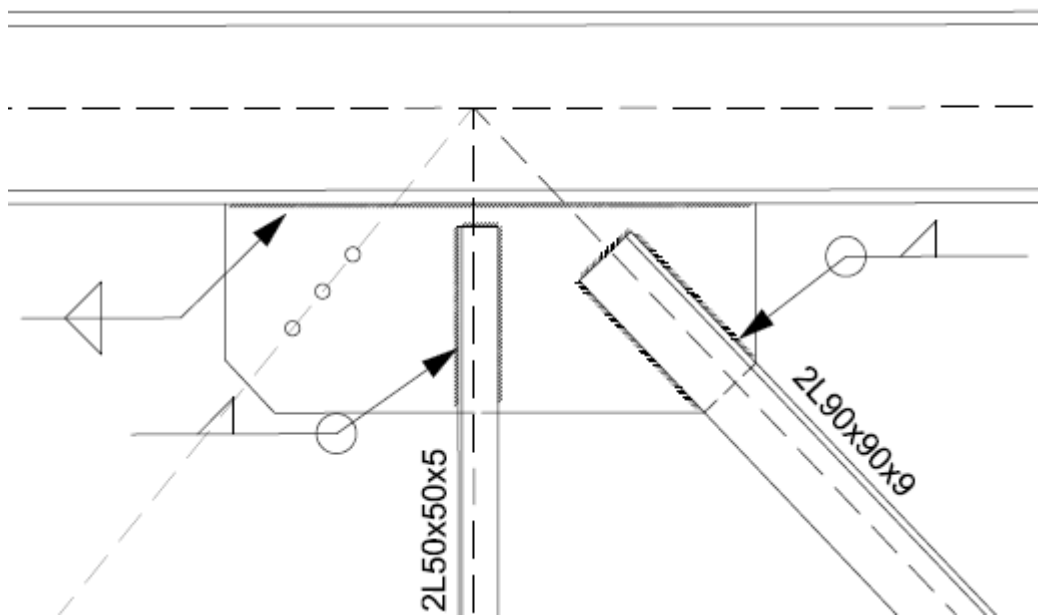
Σχήμα 6.2: Τυπικό κομμάτι δικτύωσης

Οι κύριες δοκοί στο τυπικό κομμάτι κόβονται ανά 7m. Πάνω τους συγκολλούνται κομβοελάσματα ώστε να συνδεθούν πάνω σε αυτά οι ορθοστάτες και οι διαγώνιες δοκοί. Εφόσον όλο το κομμάτι κατασκευάζεται στο εργοστάσιο επιλέχθηκε και αυτά τα μέλη να είναι συγκολλητά (Σχήμα 6.3).



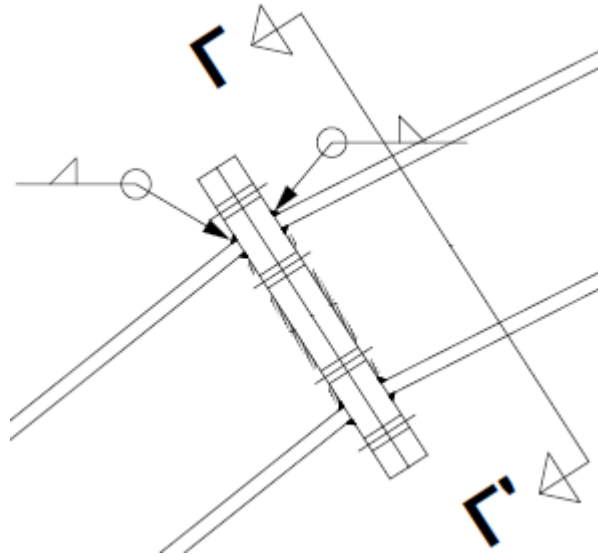
Σχήμα 6.3: Λεπτομέρεια σύνδεσης μελών δικτυώματος στην κύρια δοκό

Στα 7m της κύριας δοκού χωράνε τρεις ορθοστάτες και δύο διαγώνιες δοκοί που συγκολλούνται. Στο τελευταίο κομβοέλασμα κάθε πλευράς, προβλέπεται να συνδεθεί άλλη μια διαγώνιος που θα ενωθεί με το δίπλα κομμάτι (Σχήμα 6.4). Αυτή η σύνδεση θα γίνει με κοχλίες στο εργοτάξιο όταν γίνει η σύνδεση των κομματιών.

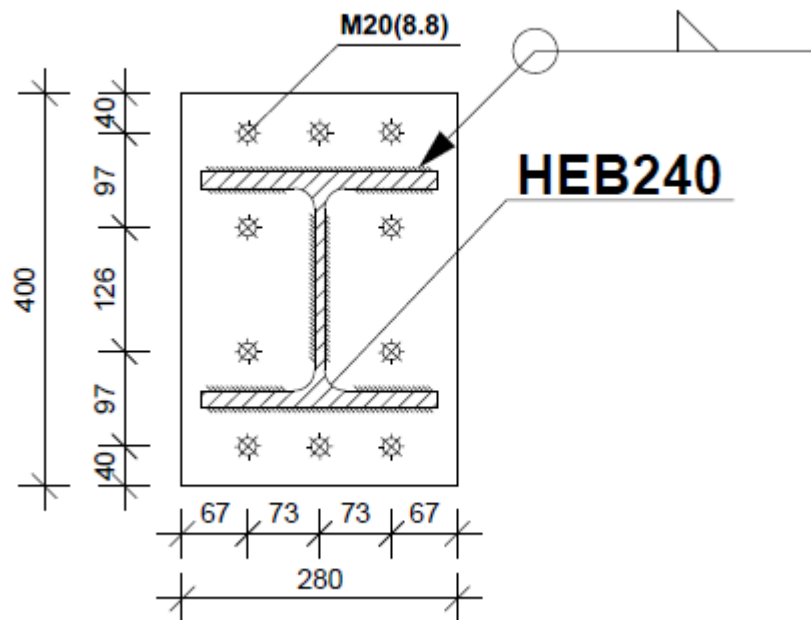


Σχήμα 6.4: Λεπτομέρεια σύνδεσης μελών δικτυώματος στην κύρια δοκό

Η σύνδεση των κομματιών γίνεται μέσω αποκατάστασης συνέχειας των κύριων δοκών. Η σύνδεσή τους είναι σύνδεση ροπής και γίνεται κοχλιωτά με την βοήθεια μετωπικών πλακών που συγκολλούνται στις άκρες τους (Σχήμα 6.5). Με αντίστοιχο τρόπο συνδέονται και οι τελευταίες κύριες δοκοί στα υποστυλώματα.



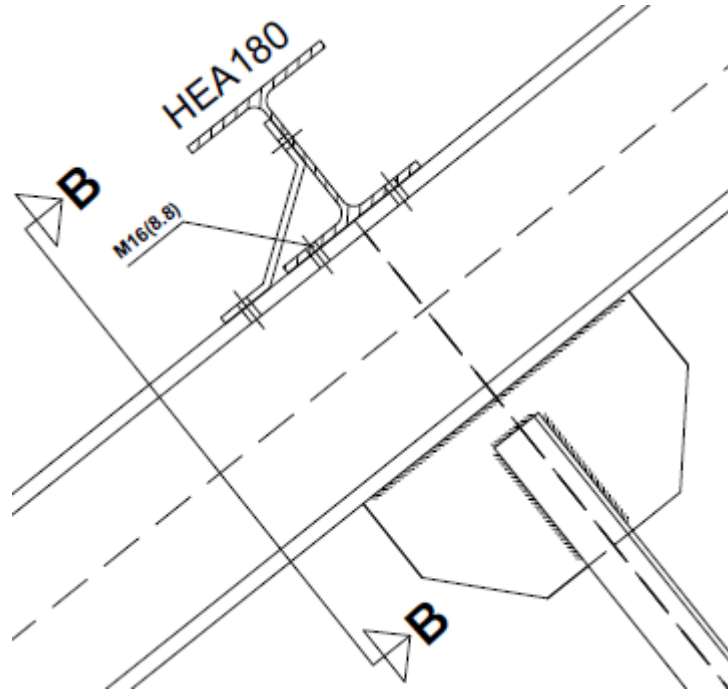
Σχήμα 6.5: Αποκατάσταση συνέχειας κύριων δοκών



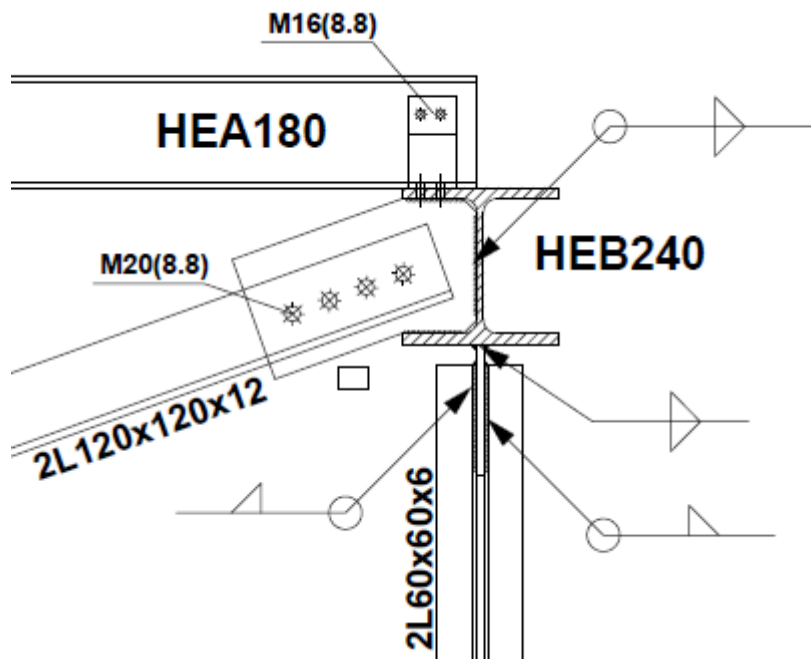
Σχήμα 6.6: Τομή ΓΓ

Τεγίδες και κάτω οριζόντιες δοκοί

Οι τεγίδες συνδέονται αρθρωτά μεταξύ των κύριων φορέων. Η σύνδεσή τους γίνεται στο άνω πέλμα της άνω κύριας δοκού όπως φαίνεται στα σχήματα 6.7 και 6.8. Ακριβώς με τον ίδιο τρόπο αναρτώνται και οι οριζόντιες δοκοί στο κάτω πέλμα της κάτω κύριας δοκού.



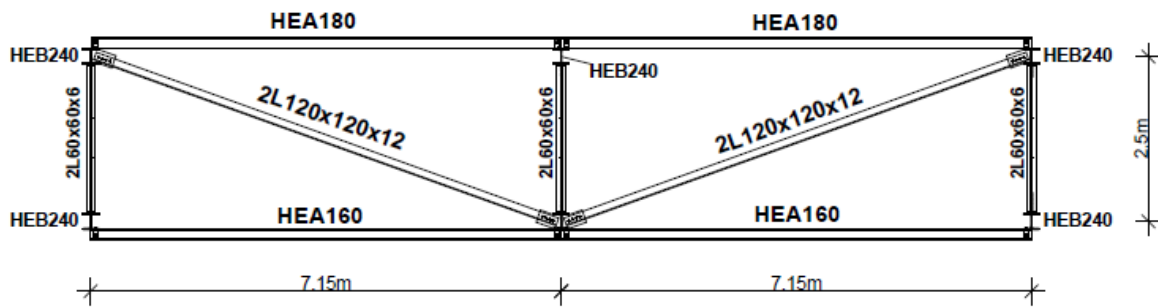
Σχήμα 6.7: Λεπτομέρεια σύνδεσης τεγίδας



Σχήμα 6.8: Τομή ΒΒ'

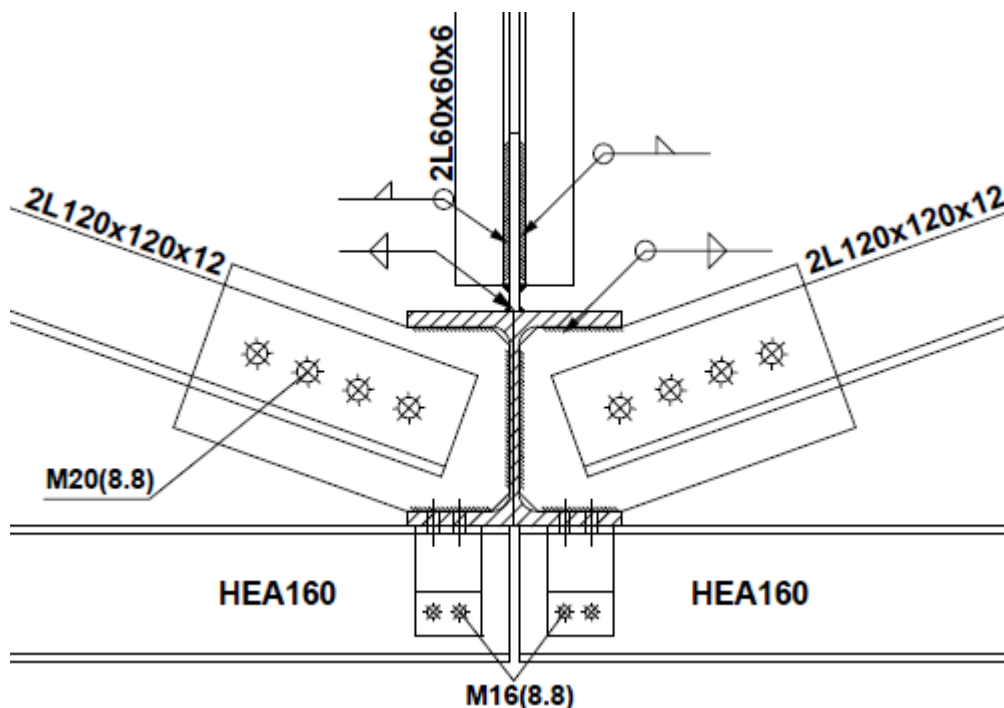
Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί

Στο σχήμα 6.8 απεικονίζεται επίσης η λεπτομέρεια σύνδεσης της διαγώνιας συνδετήριας δοκού με την κύρια δοκό. Η σύνδεση αυτή είναι άρθρωση και υλοποιείται με την βοήθεια ελάσματος που συγκολλάται στον κορμό και στα πέλματα της κύριας δοκού. Υπενθυμίζεται ότι οι διαγώνιες συνδετήριες δοκοί συνδέουν τα πλαίσια μεταξύ τους ενώνοντας τους άνω κόμβους του ενός πλαισίου στους οποίους υπάρχουν τεγίδες, με τους κάτω κόμβους του άλλου πλαισίου στους οποίους υπάρχουν οριζόντιες δοκοί (Σχήμα 6.9).



Σχήμα 6.9: Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί

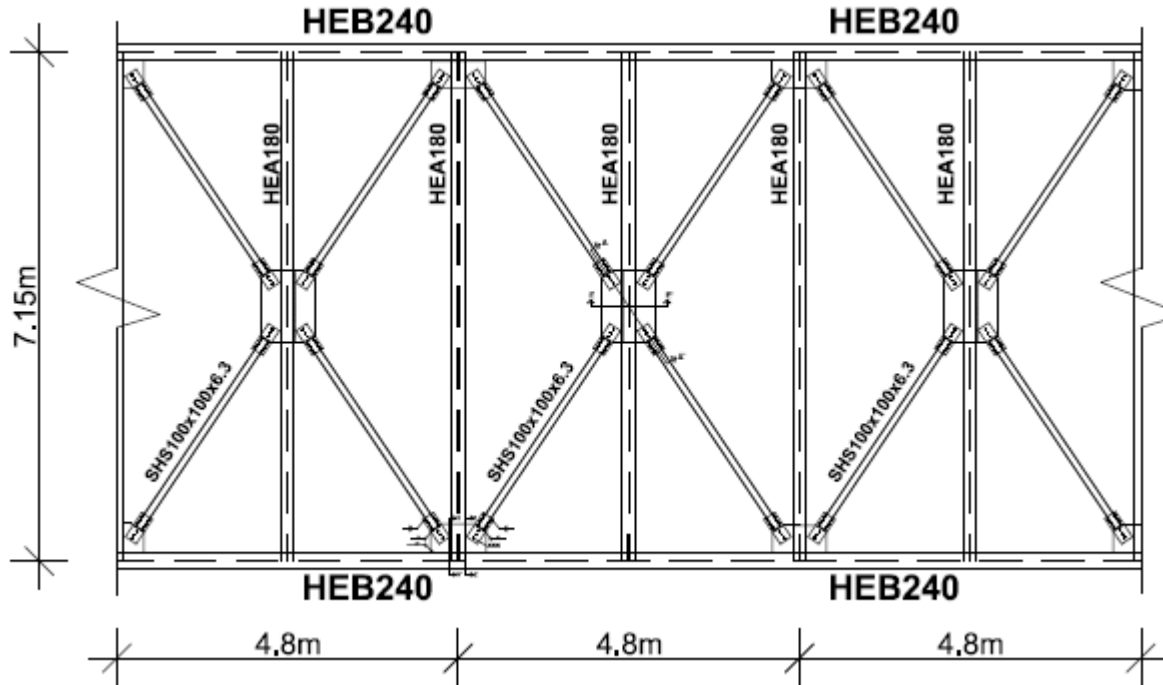
Η λεπτομέρεια του κάτω κόμβου του δεύτερου πλαισίου στον οποίο συνδέονται δύο συνδετήριες δοκοί παρουσιάζεται στο σχήμα 6.10:



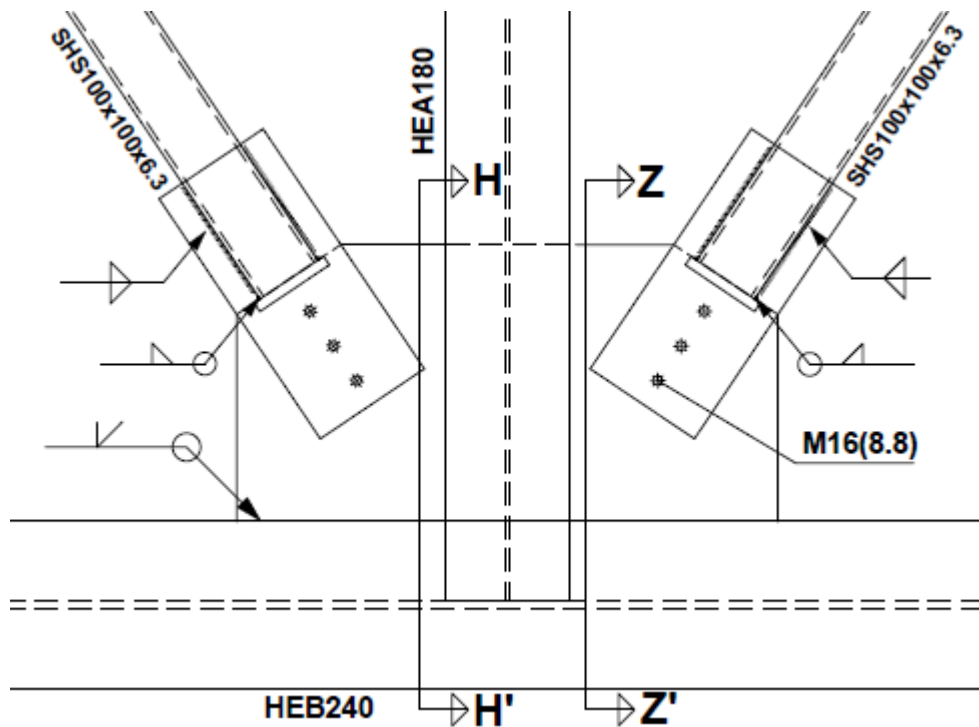
Σχήμα 6.10: Λεπτομέρεια σύνδεσης διαγώνιων συνδετήριων δοκών σε κάτω κόμβο

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην συνέχεια παρουσιάζεται η κάτοψη και οι λεπτομέρειες σύνδεσης των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας (κοίλη τετραγωνική διατομή), οι οποίοι τοποθετούνται ανά δεύτερη τεγίδα (Σχήμα 6.11). Η σύνδεσή τους γίνεται με την βοήθεια κομβοελάσματος που συγκολλάται εργοστασιακά κατ' επέκταση του άνω πέλματος της κύριας δοκού.

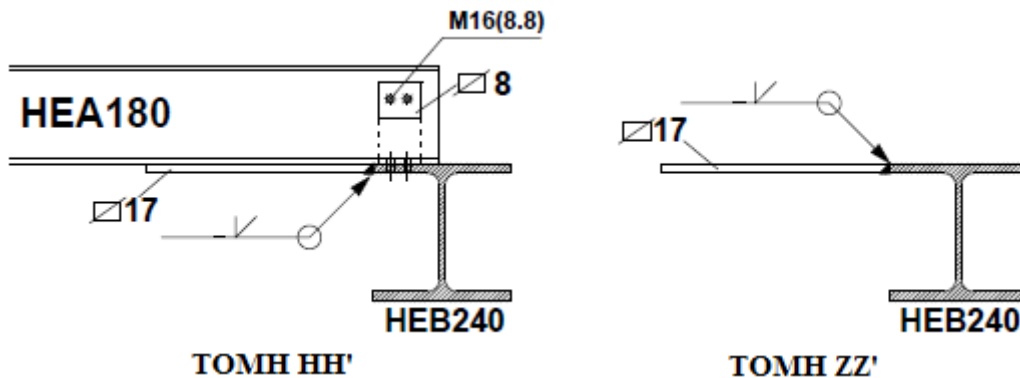


Σχήμα 6.11: Κάτοψη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας



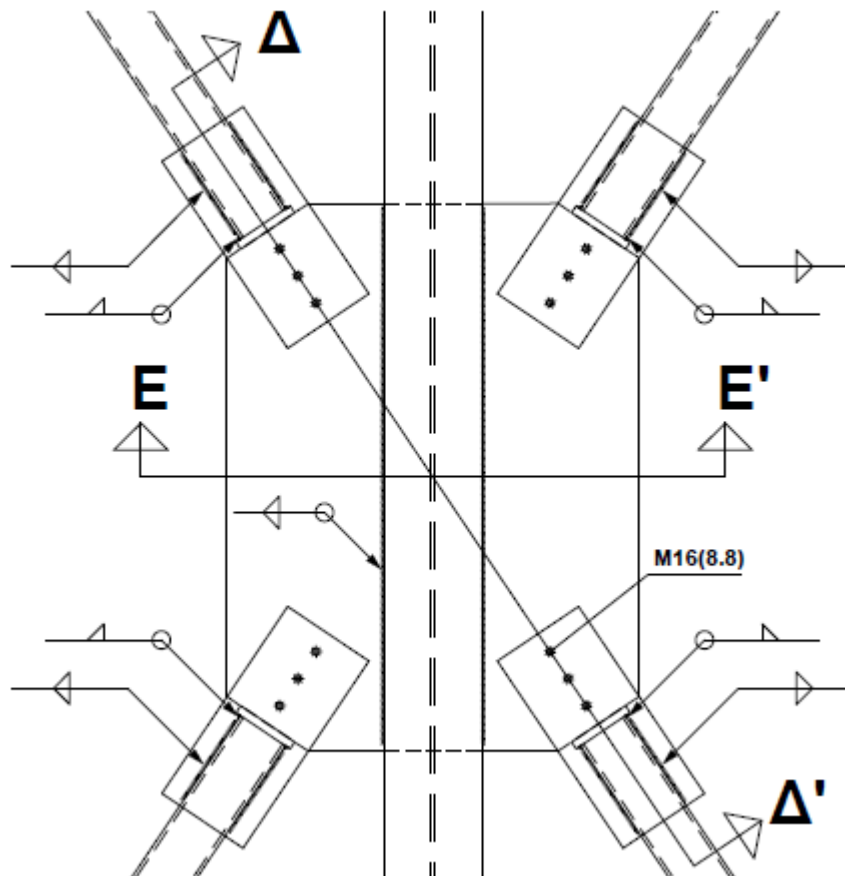
Σχήμα 6.12: Λεπτομέρεια σύνδεσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας στο άνω πέλμα της κύριας δοκού

Στην τομή ΗΗ' φαίνεται η λεπτομέρεια σύνδεσης του κομβοελάσματος και της τεγίδας. Το έλασμα συγκολλάται με εσωραφή τύπου ν στο άκρο του άνω πέλματος της κύριας δοκού. Η τεγίδα έρχεται και ακουμπάει πάνω στο έλασμα και συνδέεται όπως παρουσιάστηκε και προηγουμένως στο άνω πέλαμα της κύριας δοκού.

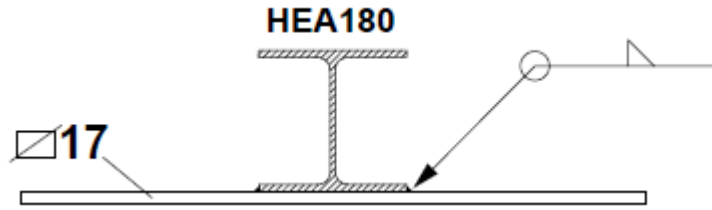


Σχήμα 6.13: Τομές ΗΗ' και ΖΖ'

Για την σύνδεση των διαγώνιων ράβδων στις ενδιάμεσες τεγίδες συγκολλάται επίσης στο κάτω πέλαμα των τεγίδων κομβοέλασμα, επί του οποίου οι ράβδοι κοχλιώνονται:

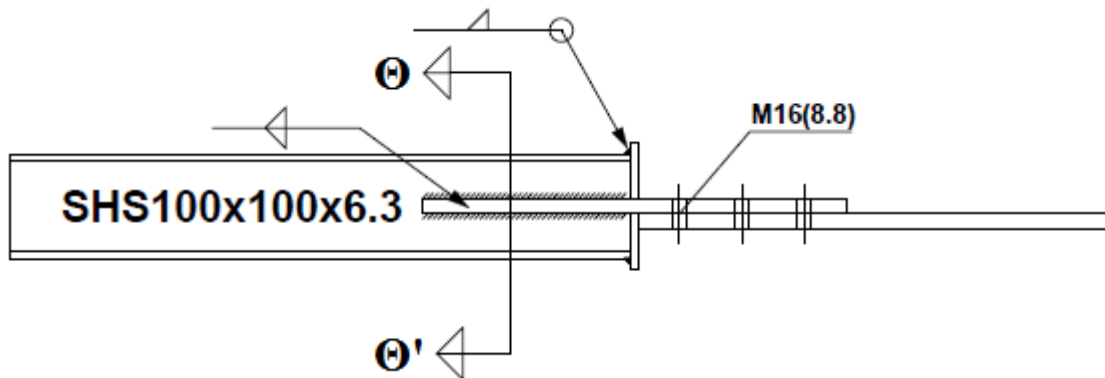


Σχήμα 6.14: Λεπτομέρεια σύνδεσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας στην ενδιάμεση τεγίδα

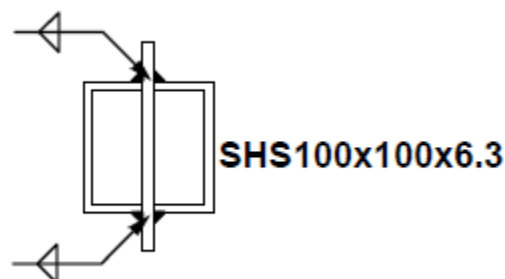


Σχήμα 6.15: Τομή ΕΕ΄

Παρακάτω, φαίνεται η λεπτομέρεια σύνδεσης της κοίλης τετραγωνικής διατομής της διαγωνίου με το κομβόελασμα. Η σύνδεση επιτυγχάνεται συγκολλώντας ένα έλασμα στο κέντρο που «σχίζει» την κοίλη διατομή και χρησιμοποιείται για να κοχλιωθεί το μέλος στο κομβόελασμα. Επιπλέον, συγκολλάται και ένα δεύτερο έλασμα κάθετο στην άκρη της διατομής, το οποίο λειτουργεί ως καπάκι. Τα σχέδια αυτά ισχύουν για τους οριζόντιους συνδέσμους που συνδέονται σε τεγίδες που βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο μεταξύ τους. Δηλαδή σε τεγίδες που ανήκουν στο ίδιο κομμάτι δικτύωσης που έρχεται από το εργοστάσιο (Σχήμα 6.2). Για τους οριζόντιους συνδέσμους που ενώνουν τεγίδες που βρίσκονται σε διαφορετικό επίπεδο, η σύνδεση είναι ίδια με την διαφορά ότι το βοηθητικό έλασμα «σχίζει» την διατομή διαγώνια και όχι κεντρικά.



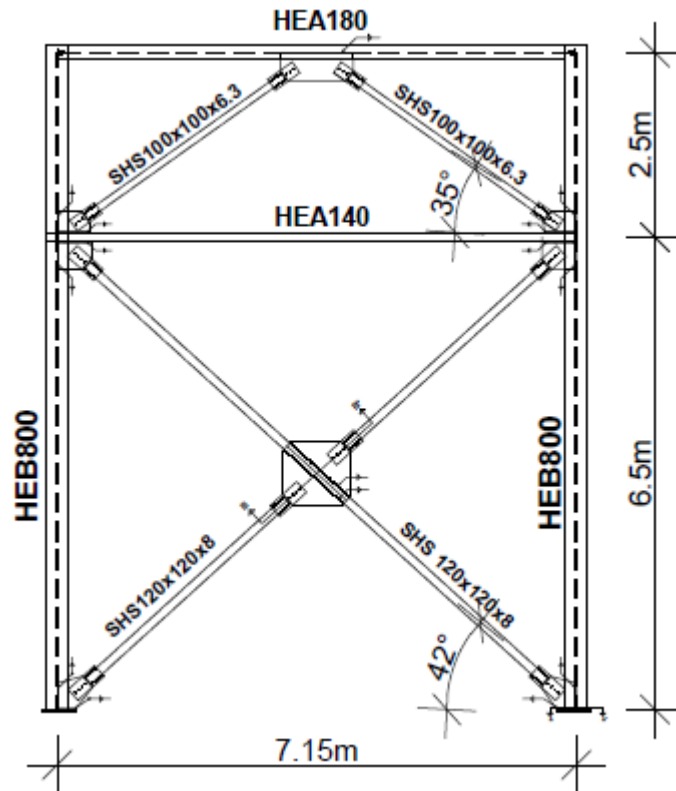
Σχήμα 6.16: Λεπτομέρεια σύνδεσης κοίλης τετραγωνικής διατομής στο κομβόελασμα



Σχήμα 6.17: Τομή ΘΘ΄

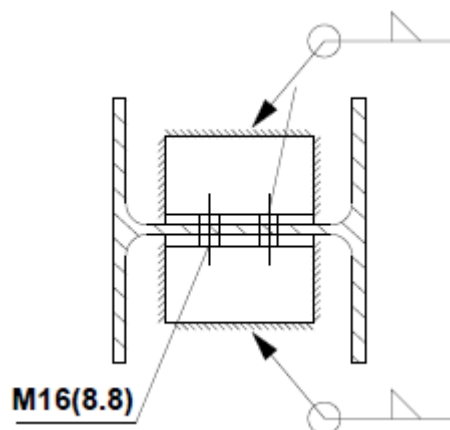
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν και αυτοί κοίλη τετραγωνική διατομή επομένως η συνδεσμολογία τους μοιάζει με αυτήν που παρουσιάστηκε προηγουμένως για τους οριζόντιους συνδέσμους. Η διάταξή τους αποτελείται από δύο μέλη που σχηματίζουν λάμδα στο πάνω μέρος και άλλα δύο που σχηματίζουν χιαστί από κάτω.

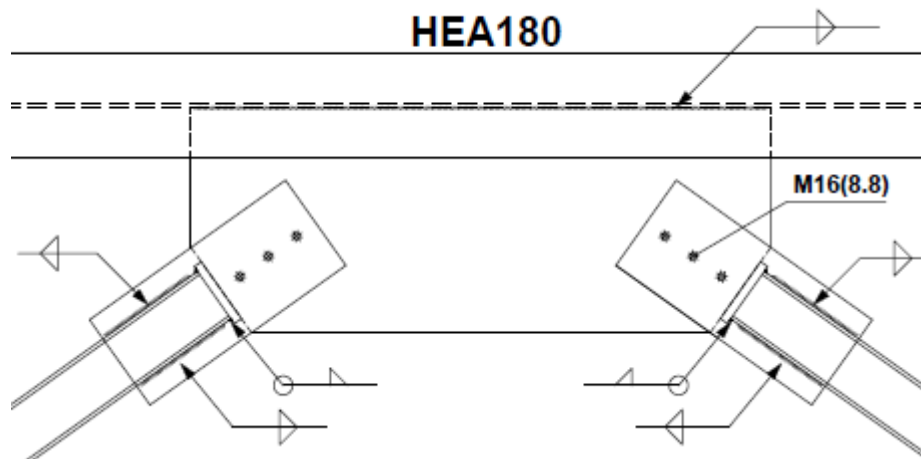


Σχήμα 6.18: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τα μέλη μορφής λάμδα συνδέονται στο πάνω μέρος με τον κορμό της κεφαλοδοκού HEA180, η οποία έχει τοποθετηθεί με τα πέλατα παράλληλα την όψη. Η λεπτομέρεια σύνδεσης της κεφαλοδοκού στο υποστύλωμα παρουσιάζεται στο σχήμα 6.19 και αυτή της σύνδεσης των συνδέσμων λάμδα με την κεφαλοδοκού στο σχήμα 6.20.

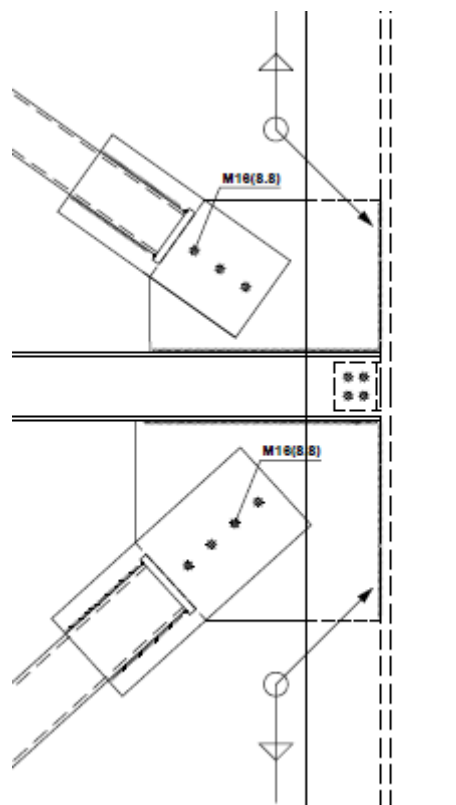


Σχήμα 6.19: Λεπτομέρεια σύνδεσης άνω κεφαλοδοκού στο υποστύλωμα



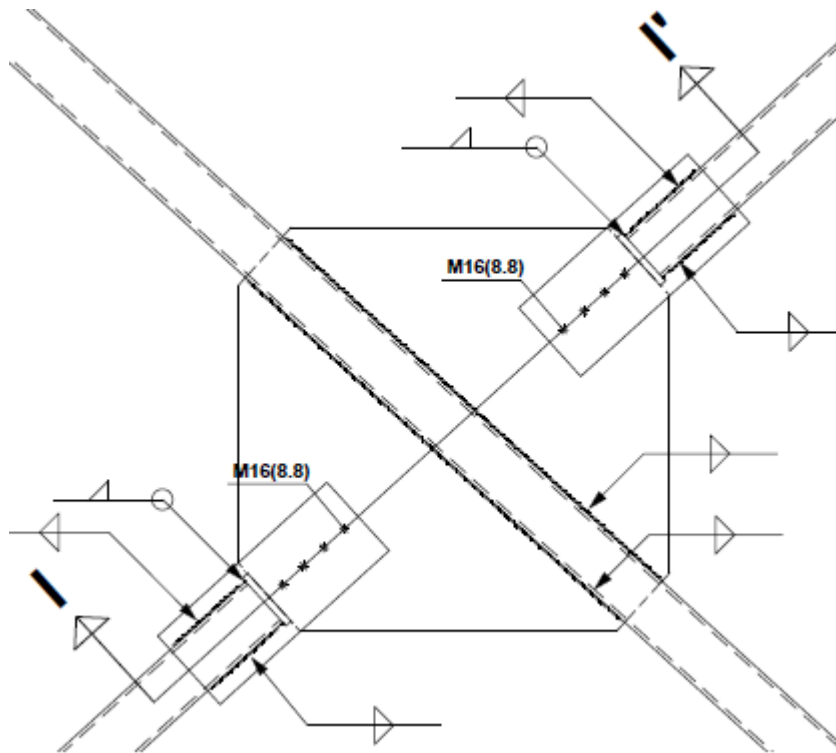
Σχήμα 6.20: Λεπτομέρεια σύνδεσης συνδέσμων λάμδα με κεφαλοδοκό

Στο σχήμα 6.21 απεικονίζεται ο κόμβος της κάτω κεφαλοδοκού με το υποστύλωμα στον οποίο συνδέεται ένα μέλος του λάμδα από πάνω και ένα μέλος του χιαστί από κάτω. Αυτή η κεφαλοδοκός τοποθετείται κατακόρυφα και συνδέεται με τον ίδιο τρόπο που συνδέθηκε και η άνω. Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας συγκολλούνται δύο ελάσματα στα πέλματα της κεφαλοδοκού και στον κορμό του υποστυλώματος. Αρχικά τα ελάσματα έρχονται συγκολλημένα στο υποστύλωμα και η συγκόλλησή τους στην κεφαλοδοκό γίνεται στο εργοτάξιο.

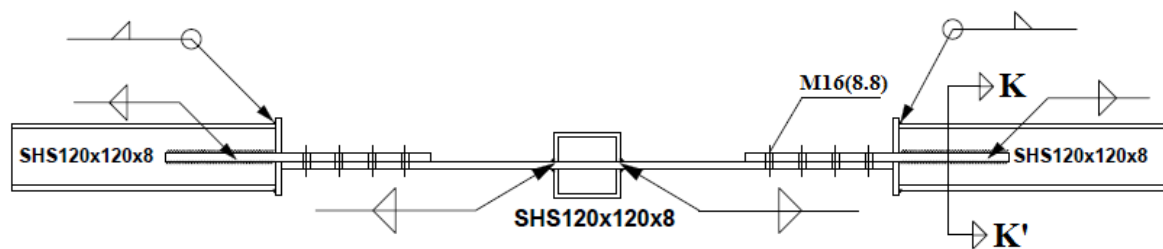


Σχήμα 6.21: Λεπτομέρεια σύνδεσης κόμβου κεφαλοδοκού - υποστυλώματος

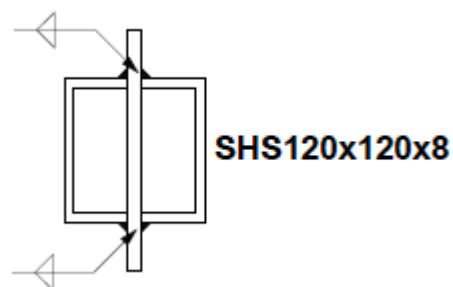
Στο σχήμα 6.22 απεικονίζεται η λεπτομέρεια σύνδεσης των χιαστί συνδέσμων στο σημείο που τέμνονται.



Σχήμα 6.22: Λεπτομέρεια σύνδεσης χιαστί συνδέσμων

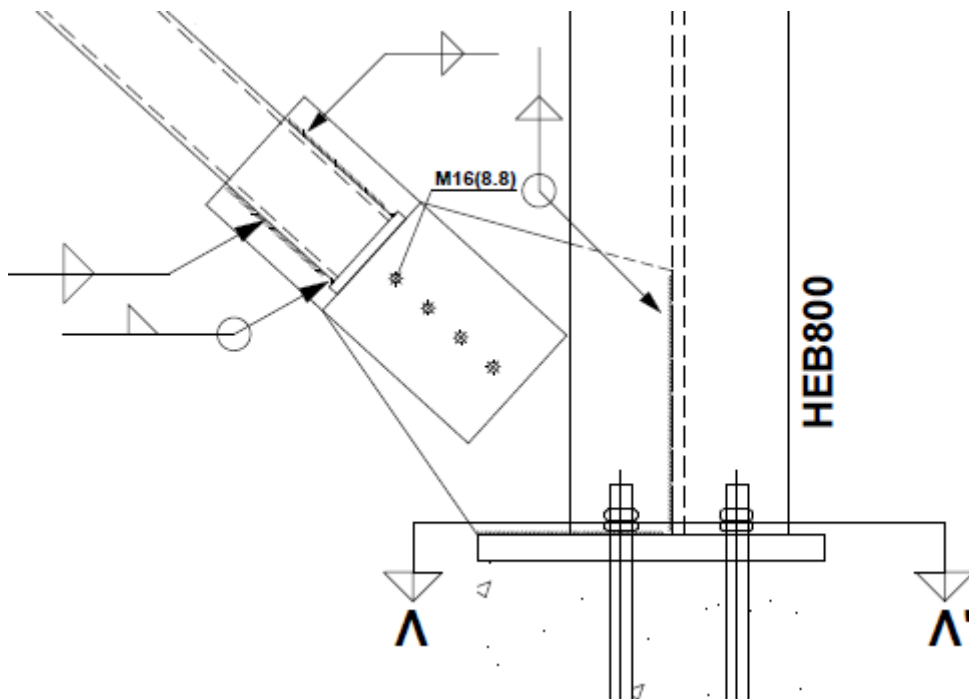


Σχήμα 6.23: Τομή II'

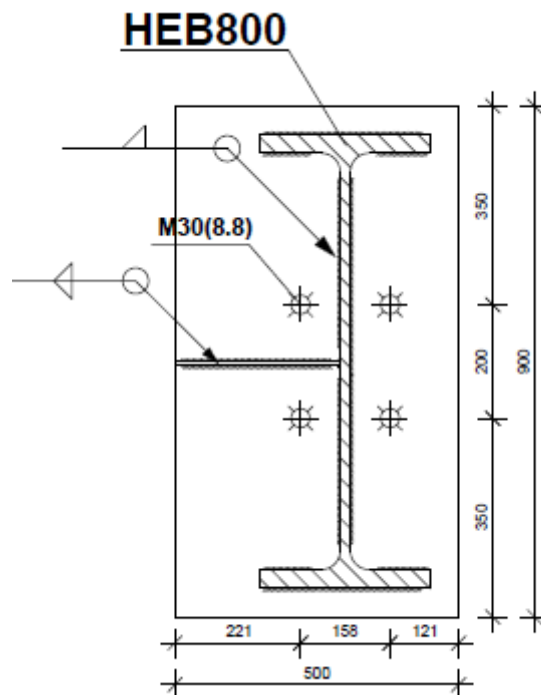


Σχήμα 6.24: Τομή KK'

Τέλος, στο σχήμα 6.25 παρουσιάζεται η λεπτομέρεια σύνδεσης των χιαστί συνδέσμων με το υποστύλωμα. Και αυτή η σύνδεση υλοποιείται κοχλιωτά με την βοήθεια κομβοελάσματος που συγκολλάται στο υποστύλωμα και την μετωπική πλάκα του.



Σχήμα 6.25: Λεπτομέρεια σύνδεσης χιαστί συνδέσμων με το υποστύλωμα



Σχήμα 6.26: Τομή ΑΑ´

6.2 Προϋπολογισμός

Ένας πρόχειρος προϋπολογισμός μπορεί να γίνει με βάση τη μάζα του μεταλλικού σκελετού της κατασκευής και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των πάνελ. Στον πίνακα 6.1 παρουσιάζονται συγκεντρωμένα οι μάζες των μελών της κατασκευής.

Πίνακας 6.1: Μάζες μελών κατασκευής

Μέλη	Μάζα		
	KN*s ² /m	Kg	Kg/m ²
Κύριες δοκοί	387.12	387120	27.65143
Ορθοστάτες	17.71	17710	1.265
Διαγώνιες δοκοί δικτύωματος	80.55	80550	5.753571
Υποστυλώματα	109.88	109880	7.848571
Τεγίδες	178.38	178380	12.741428
Κάτω οριζόντιες δοκοί	120.38	120380	8.598571
Διαγώνιες συνδετήριες δοκοί	164.07	164070	11.719286
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	9.05	9050	0.646429
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	20.04	20040	1.431429
Μετωπικά υποστυλώματα	44.82	44820	3.201428
Μηκίδες	73.43	73430	5.245
Κεφαλοδοκοί	18.06	18060	1.29
Σύνολο	1223.49	1223490	87.392143

Στον πίνακα 6.2 αναλύεται το εμβαδόν κάλυψης των πάνελ:

Πίνακας 6.2: Εμβαδόν κάλυψης πάνελ

Τμήμα	Εμβαδόν
Προσόψεις	2*2070=4140m ²
Πλάγιες όψεις	2*9*100=1800m ²
Στεγών	147,34*100=14734m ²
Σύνολο	20.674m²

Τέλος, στον πίνακα 6.3 παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού του προϋπολογισμού:

Πίνακας 6.3: Προϋπολογισμός

Υλικό / Εργασία	Ποσότητα	Τιμή μονάδος	Κόστος
Μεταλλικός σκελετός	1.260.000 kg	1,7 €/kg	2.142.000 €
Πάνελ	20.674 m ²	20 €/m ²	413.480 €
Συνδέσεις	8% του κόστους του μεταλλικού σκελετού		171.360 €
			2.726.840€

Συνολικό κόστος κατασκευής: 2.750.000€

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Μαργιώλας Θ., Διπλωματική εργασία: «Σχεδιασμός στεγάστρου σταδίου με το σύστημα θλιβόμενων-εφελκόμενων δακτυλίων», Αθήνα (2017).
6. Αντωνακόπουλος Γ., Διπλωματική εργασία: «Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου μεγάλων ανοιγμάτων», Αθήνα (2016).
7. Παπαχατζάκης Μ., Διπλωματική εργασία: «Σχεδιασμός υποστέγου με μεταλλικό σκελετό», Αθήνα (2011).
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια. (EN 1991-1-1)
9. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις - Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
10. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
11. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις – Θερμικές δράσεις. (EN 1991-1-5)
12. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια. (EN 1993-1-1)
13. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια. (EN 1998-1)
14. Κανονισμός υποδομής γηπέδων της UEFA (2006)
15. <http://www.kamaridis.gr/>