



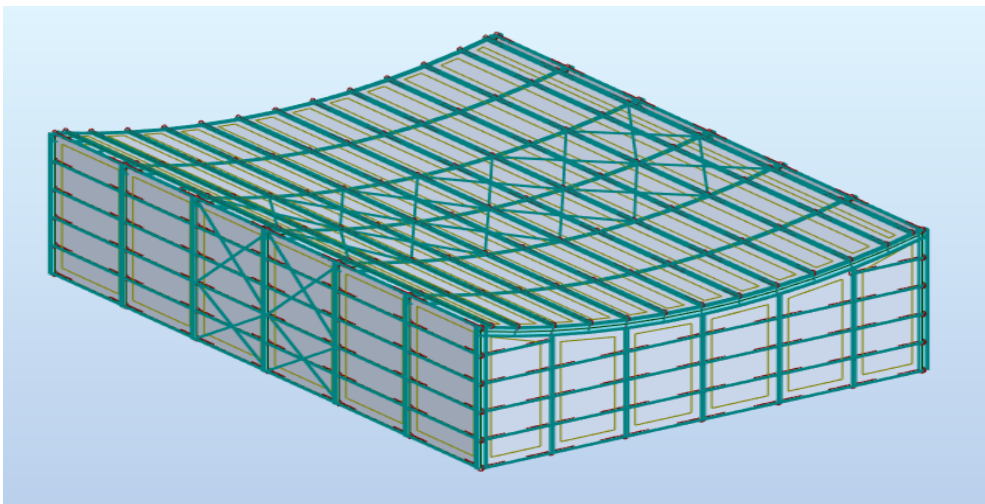
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΛΕΙΣΤΟΥ ΓΗΠΕΔΟΥ ΚΑΛΑΘΟΣΦΑΙΡΙΣΗΣ ΑΠΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ
ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΟ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟ**



ΕΙΡΗΝΗ ΣΔΡΕΓΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

ΠΑΥΛΟΣ ΘΑΝΟΠΟΥΛΟΣ

Λέκτορας ΕΜΠ

Αθήνα, 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/36

Σδρέγα Ε. (2020).
Σχεδιασμός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης από μεταλλικό κυλινδρικό στέγαστρο.
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/36
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sdrega E. (2020).
Steel structure design of an indoor basketball court with cylindrical roof
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/36
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	7
Abstract.....	9
Ευχαριστίες.....	11
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	13
1.1 Στόχος.....	13
1.2 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας.....	13
1.3 Δομή εργασίας.....	14
2. ΜΟΝΩΡΟΦΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ.....	17
2.1 Στοιχεία ενός τυπικού μεταλλικού μονώροφου κτιρίου.....	17
3. ΚΑΜΠΥΛΩΜΕΝΕΣ ΔΟΚΟΙ.....	21
3.1 Γενικά.....	21
3.2 Ιστορία.....	21
3.3 Γενικά σχεδιαστικά θέματα.....	24
3.3.1 Εκτός επιπέδου κάμψη των πελμάτων λόγω της καμπύλωσης.....	24
3.3.2 Υπολογισμός μειωμένης αντοχής σχεδιασμού για καμπυλωμένες διατομές I.....	26
3.3.3 Μοντελοποίηση των καμπύλων μελών.....	27
3.3.4 Τροποποιημένος έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά των Βρετανικών Κανονισμών.....	28
4. ΠΕΡΙΦΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	31
4.1 Κύριοι φορείς- πλαίσια.....	31
4.2 Τεγίδες.....	32
4.3 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	33
4.4 Κεφαλοδοκοί.....	34
4.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	34
4.6 Μετωπικά υποστυλώματα.....	35
4.7 Μηκίδες.....	36
4.8 Υλικά κατασκευής.....	37
4.8.1 Δομικός χάλυβας.....	37
4.8.2 Φύλλα επικάλυψης.....	38
5. ΔΡΑΣΕΙΣ.....	41
5.1 Μόνιμες δράσεις.....	41
5.2 Μεταβλητές δράσεις.....	41

5.2.1	Επιβαλλόμενα φορτία	41
5.2.2	Φορτίο χιονιού.....	42
5.2.3	Φορτία ανέμου	47
5.2.4	Θερμοκρασιακά φορτία.....	65
5.2.5	Σεισμικές δράσεις	66
5.3	Συνδυασμοί δράσεων.....	71
5.3.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	73
5.3.2	Οριακή Κατάσταση λειτουργικότητας.....	74
6.	ΑΝΑΛΥΣΗ.....	75
6.1	Εισαγωγή.....	75
6.2	Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού	78
6.3	Ελαστική ανάλυση	78
6.4	Ιδιομορφική ανάλυση.....	79
7.	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	83
7.1	Εισαγωγή.....	83
7.2	Κύριες δοκοί.....	84
7.3	Κύρια υποστυλώματα.....	88
7.4	Τεγίδες	90
7.5	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	92
7.6	Κεφαλοδοκοί.....	93
7.7	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	94
7.8	Μετωπικά υποστυλώματα	96
7.9	Μηκίδες	97
7.10	Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών	98
7.11	Περιορισμός βλαβών	99
7.12	Φύλλα επικάλυψης.....	99
8.	ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ	103
8.1	Συνδέσεις	103
8.1.1	Εισαγωγή.....	103
8.1.2	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας	103
8.1.3	Σύνδεση τεγίδας	107
8.1.4	Σύνδεση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας	110
8.1.5	Σύνδεση δοκού υποστυλώματος.....	113
8.1.6	Σύνδεση μετωπικού σύλου-ζυγώματος	121

8.2	Προϋπολογισμός	122
9.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	125
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Πίνακας συνδυασμών φορτίσεων	127

**Σχεδιασμός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης από μεταλλικό
κυλινδρικό στέγαστρο**

Σδρέγα Ε. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση μεταλλικής κατασκευής, που θα στεγάσει ένα κλειστό γήπεδο καλαθοσφαίρισης, το οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Χώρα Καλύμνου και προορίζεται για την διεξαγωγή σχολικών αγώνων και προπονήσεων. Οι διαστάσεις του είναι 26m πλάτος και 36m μήκος. Ο φορέας κατασκευάζεται από επαναλαμβανόμενα πλαίσια από ελατές διατομές ΗΕΑ. Η οροφή επιλέχθηκε να είναι κυλινδρική καθαρά για αισθητικούς λόγους, έτσι ώστε να μην έχει την αυστηρότητα που εκπέμπουν τα συνήθη βιομηχανικά στέγαστρα.

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 EN 1991 και του EN1998. Η προσομοίωση του φορέα, των φορτίων και των αναλύσεων έγινε στο πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με θεωρία πρώτης τάξης. Η διαστασιολόγηση, ο έλεγχος των διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN1993.

Τέλος, μελετήθηκαν κάποια κατασκευαστικά θέματα, όπως οι λεπτομέρειες σύνδεσης μεταξύ των κύριων μελών, καθώς και ο αρχικός προϋπολογισμός του έργου.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020/36

Steel structure design of an indoor basketball court with cylindrical roof

Sdrega E. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of this study is the steel structure design of an indoor basketball court, which is going to be built in Chora on the island of Kalymnos and it is going to be used for school's basketball games and training. Its dimensions are 26m wide and 36m long. The load bearing structure consists of equidistantly arranged frames. The roof was decided to be cylindrical clearly for its aesthetic appeal because curved roofs avoid the aura of austerity that is often associated with "industrial warehouse" type buildings.

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 and EN1998. The simulation and the analysis of structure were achieved by using the program, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020. 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 and a project budget is presented.

Ευχαριστίες

Οφείλω πριν την παρουσίαση της διπλωματικής μου εργασίας να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Τομέα Δομοστατικής, που μου έδωσε τη δυνατότητα να διεκπεραιώσω την παρούσα διπλωματική εργασία υπό την επίβλεψή του. Η συστηματική καθοδήγηση και οι ποιοτικές παρατηρήσεις του διαδραμάτισαν σπουδαίο ρόλο στην ολοκλήρωση αυτής της προσπάθειας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, η οποία με στήριξε καθόλη την διάρκεια των σχολικών και φοιτητικών μου χρόνων και ιδιαίτερα τους γονείς μου Γιώργο και Κοκώνα για την αμέριστη αγάπη και αφοσίωσή τους.

Ειρήνη Σδρέγα
Αθήνα, Νοέμβριος 2020

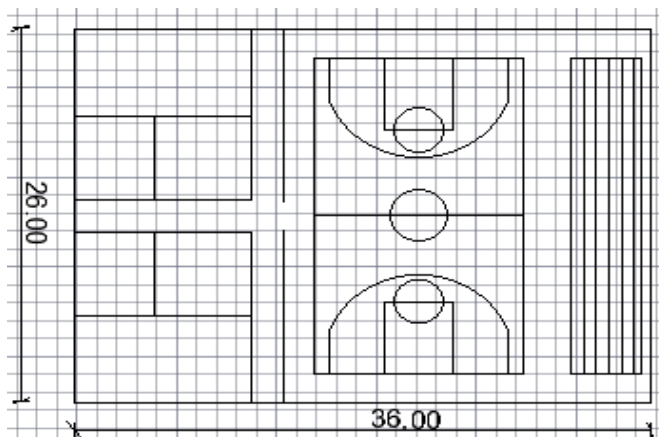
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Στόχος

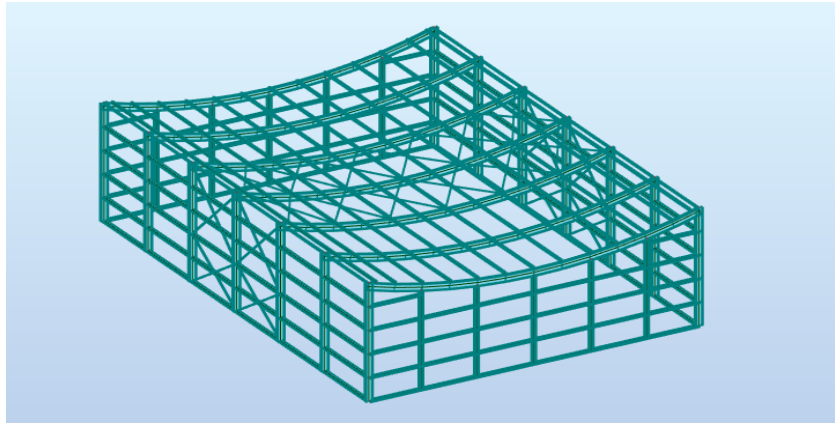
Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν μέσω της μελέτης μιας μονώροφης μεταλλικής κατασκευής, να εφαρμοστούν οι βασικές γνώσεις που αποκτήθηκαν από τα προηγούμενα έτη φοίτησης στη Σχολή, εφαρμόζοντας παράλληλα τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων, καθώς και να αναπτυχθούν δεξιότητες που αφορούν στο σχεδιασμό και στην ανάλυση προσομοιωμένων κατασκευών με τη χρήση προγράμματος σε Η/Υ (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020). Επίσης, έγινε προσπάθεια η παρούσα μελέτη να μη περιοριστεί μόνο στον θεωρητικό σχεδιασμό της κατασκευής αλλά και σε μία πιο πρακτική ανάλυση που θα περιλαμβάνει τόσο κάποιες συνδέσεις των κύριων μελών του φορέα, όσο και τον προϋπολογισμό του έργου, ο οποίος έγινε βασιζόμενος στην μάζα του μεταλλικού φορέα και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των θερμομονωτικών πάνελ.

1.2 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας ήταν ο σχεδιασμός του μεταλλικού σκελετού ενός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης. Ο σκελετός εκτός από τον αγωνιστικό χώρο, πρόκειται να στεγάσει κερκίδες, γραφεία και αποδυτήρια. Οι συνολικές διαστάσεις του είναι 26m πλάτος, 36m μήκος, με ελάχιστο ύψος τα 8m και μέγιστο τα 10m. Οι διαστάσεις του γηπέδου συμμορφώνονται με τους κανονισμούς και τις προδιαγραφές που αναφέρονται στην ΓΕΝΙΚΗ ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ [16].



Σχήμα 1.1: Κάτοψη γηπέδου.



Σχήμα 1.2: Μεταλλικός σκελετός γηπέδου.

1.3 Δομή εργασίας

Κεφάλαιο 2: Μονώροφη μεταλλική κατασκευή

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύεται ένα τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο.

Κεφάλαιο 3: Καμπυλωμένες δοκοί

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται κάποια στοιχεία για τις καμπυλωμένες δοκούς.

Κεφάλαιο 4: Περιγραφή του φορέα

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η μεταλλική κατασκευή που σχεδιάστηκε για το γήπεδο.

Κεφάλαιο 5: Δράσεις σχεδιασμού

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις που ασκούνται επί της κατασκευής, καθώς και το πως αυτές υπολογίστηκαν, σύμφωνα με τα Ευρωπαϊκά πρότυπα.

Κεφάλαιο 6: Ανάλυση

Στο έκτο κεφάλαιο αναλύεται το υπολογιστικό προσομοίωμα στον υπολογιστή με τη βοήθεια του Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020, έτσι ώστε να προκύψουν όλα τα απαραίτητα αποτελέσματα για τον έλεγχο των μελών της κατασκευής.

Κεφάλαιο 7: Διαστασιολόγηση

Στο έβδομο κεφάλαιο παρατίθενται οι έλεγχοι που έγιναν σε κάθε μέλος και τα τελικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης. Στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζεται ένας

συγκεντρωτικός πίνακας με τις διατομές που χρησιμοποιήθηκαν και το ποσοστό εκμετάλλευσής τους.

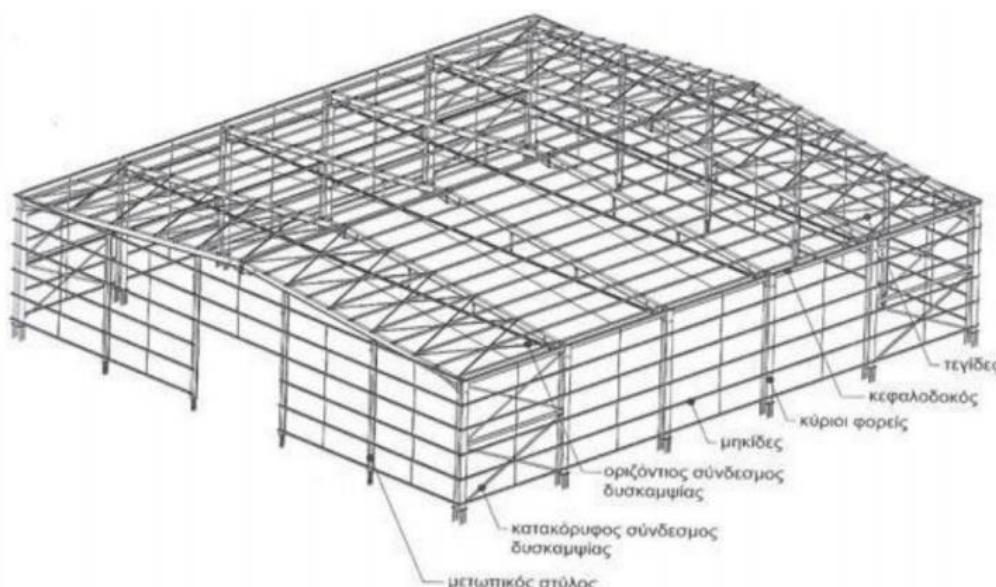
Κεφάλαιο 8: Κατασκευαστικά θέματα

Στο όγδοο κεφάλαιο περιγράφονται σχέδια συνδέσεων και υπολογισμοί σε μερικές από τις συνδέσεις του φορέα. Επιπλέον παρουσιάζεται το συνολικό βάρος των μελών της κατασκευής και με βάση αυτό προκύπτει ένας αρχικός προσεγγιστικός προϋπολογισμός του έργου.

2. ΜΟΝΩΡΟΦΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

2.1 Στοιχεία ενός τυπικού μεταλλικού μονώροφου κτιρίου

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί οι πληροφορίες έχουν αντληθεί από το βιβλίο «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», όπου και γίνεται λεπτομερέστερη περιγραφή.

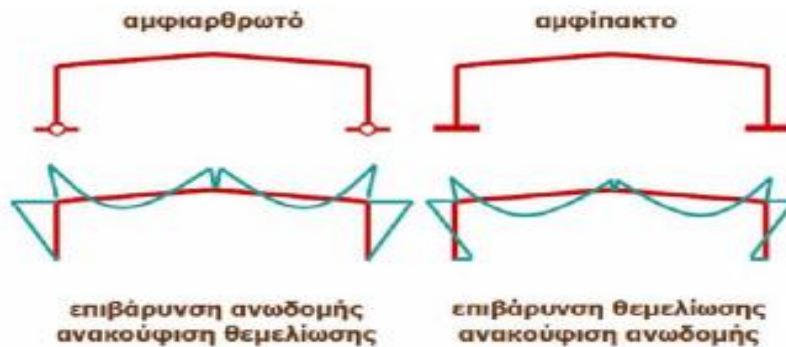


Σχήμα 2.1 Τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο.

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής μέσα στο επίπεδο τους κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού 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 δίριχτα 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 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 ανακουφίζουν την ανωδομή σε σχέση με τα αμφιαρθρωτά αλλά επιβαρύνουν περισσότερο την θεμελίωση. Αυτό σημαίνει ότι για να χρησιμοποιηθούν θα πρέπει να εξασφαλιστεί η καλή ποιότητα εδάφους.



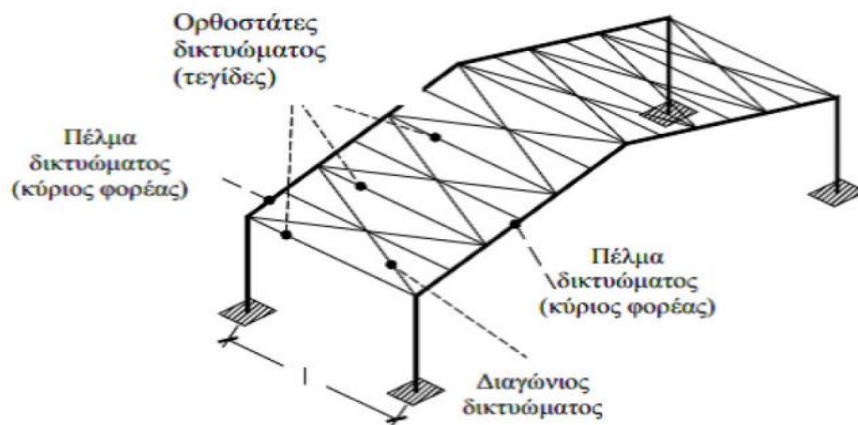
Σχήμα 2.2: Μόρφωση κύριων πλαισίων.

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 τη σειρά ΗΕΑ. Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμων συνδέσμων, μπορεί να χρησιμοποιηθούν διατομές από τη σειρά ΗΕΒ.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων, 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 ζυγμάτων 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 ακυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού)
- 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 κύριων 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 περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης 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 φαντώματα 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 ταυ. 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.

3. ΚΑΜΠΥΛΩΜΕΝΕΣ ΔΟΚΟΙ

3.1 Γενικά

Σήμερα δεν υπάρχουν αρκετές πληροφορίες για το σχεδιασμό καμπύλων σιδερένιων ή χαλύβδινων κατασκευών, παρόλο που υπάρχουν από τα μέσα του 19^{ου} αιώνα.

Οι οδηγίες που ακολουθούν προέρχονται από τη δημοσίευση του Charles King και David Brown «Design of Curved Beams», δημοσιευμένη από το Steel Construction Institute (SCI).

3.2 Ιστορία

Πριν ο χάλυβας έρθει σε ευρεία χρήση κατά τη διάρκεια του τελευταίου μέρους του 19ου αιώνα καμπύλες κατασκευές συχνά κατασκευάζονταν από σίδηρο, ο οποίος χυνόταν σε σφυρήλατο σίδηρο (Σχήμα 3.2), είτε με μορφωμένα ελάσματα, είτε με τη μορφή δικτύωματος. Επειδή, ο σφυρήλατος σίδηρος ήταν πολύ μαλακός, οι σιδηρουργοί μπορούσαν να καμπυλώσουν μικρά στοιχεία σφυρηλατώντας τα εν θερμώ.

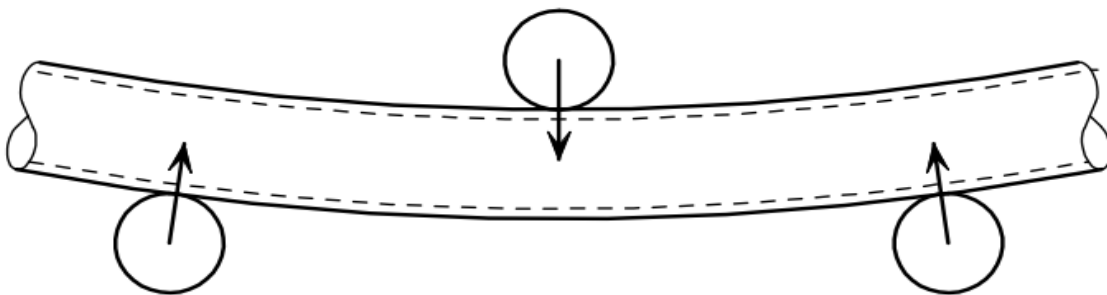


Σχήμα 3.1: Καμπύλο δίκτυωμα οροφής από χυτοσίδηρο.



Σχήμα 3.2: Καμπύλος σφυρήλατος σίδηρος με διακοσμητικές προσθήκες από χυτοσίδηρο.

Κατά τη διάρκεια του 20^{ου} αιώνα ελατά χαλύβδινα δοκάρια καμπυλώνονταν για τη χρήση τους ως αψίδες σε ορυχεία για να στηρίζουν υπόγειες εργασίες. Αρχικά, χρησιμοποιούνταν υδραυλικές πρέσες για να καμπυλώνουν τις δοκούς και στη συνέχεια παρουσιάστηκαν οι μηχανές κάμψης με τρία κύλιτρα (Σχέδιο 3.3).

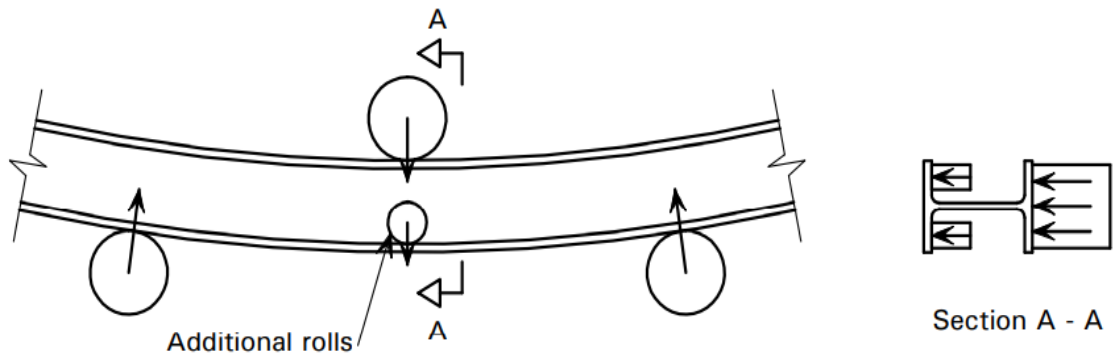


Σχήμα 3.3: Κάμψη σε τρία σημεία (Three point bending).

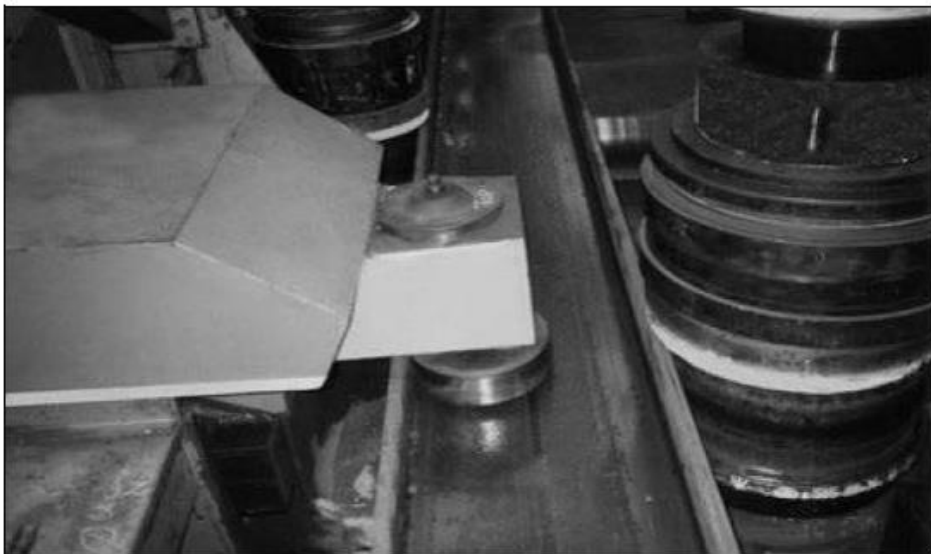
Κατά τη διάρκεια της περιόδου 1930-1950 μικρά καμπύλα μεταλλικά στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν σε απλές κτιριακές κατασκευές και στην κατασκευή πλοίων.

Από τα τέλη της δεκαετίας του 1940, οι Universal Beams (I διατομές με παράλληλα πέλματα) ήρθαν σε ευρεία χρήση. Αυτές οι διατομές που είχαν σχετικά λεπτούς κορμούς, ήταν ιδιαίτερα δύσκολο να καμπυλωθούν κατά τον κύριο άξονα τους, διότι η δύναμη που χρειαζόταν για να καμπυλώσει μια ολόκληρη δοκό ήταν μεγαλύτερη από αυτή που

προκαλούσε τοπικό λυγισμό στον κορμό. Στα μέσα του 1970, παρουσιάστηκαν οι μηχανές καμπύλωσης με πρόσθετα κύλινδρα έτσι ώστε να στηρίζουν τον κορμό (Σχήμα 3.4). Αυτή η εξέλιξη, η οποία επέτρεψε στις μεγάλες διατομές I να καμπυλωθούν κατά τον κύριο άξονα οικονομικά και με ακρίβεια, είχε μια σημαντική επιρροή στο σχεδιασμό καμπύλων μεταλλικών κατασκευών.



Σχήμα 3.4: Η διάταξη με τα επιπλέον κύλινδρα για την αποτροπή λυγισμού του κορμού.



Σχήμα 3.5: Καμπύλωση ανοιχτής διατομής στην οποία φαίνονται τα επιπλέον κύλινδρα για την αποτροπή λυγισμού του κορμού.

Πέρα από τη περιορισμένη χρήση που αναφέρθηκε παραπάνω, σε πολύ λίγες κτιριακές κατασκευές χρησιμοποιούσαν καμπυλωμένο χάλυβα μέχρι τη δεκαετία του 1970. Παρόλα αυτά, κατά τη διάρκεια των τελευταίων 2 δεκαετιών του 20^{ου} αιώνα, η ζήτηση για καμπύλα μεταλλικά μέλη σε κτιριακές κατασκευές αυξήθηκε ιδιαίτερα. Η συγκέντρωση των κεφαλαιακών επενδύσεων σε εμπορικά παρά βιομηχανικά κτίρια και η

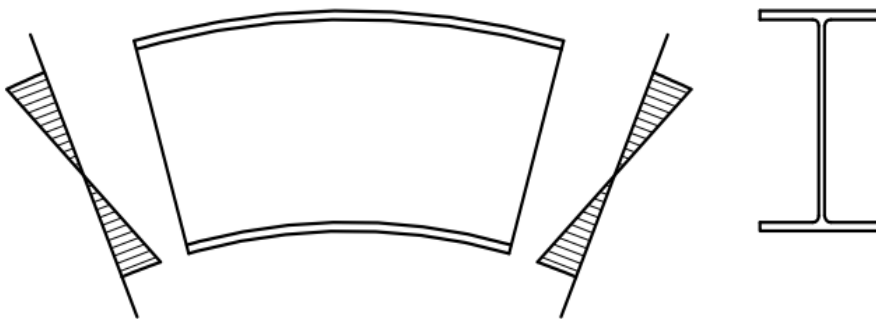
επακόλουθη κατασκευή γραφείων, αεροδρομίων, εμπορικών κέντρων και κέντρων αναψυχής, παρείχαν περιβάλλον στο οποίο ο δομικός χάλυβας, γενικά άνηθε.

3.3 Γενικά σχεδιαστικά θέματα

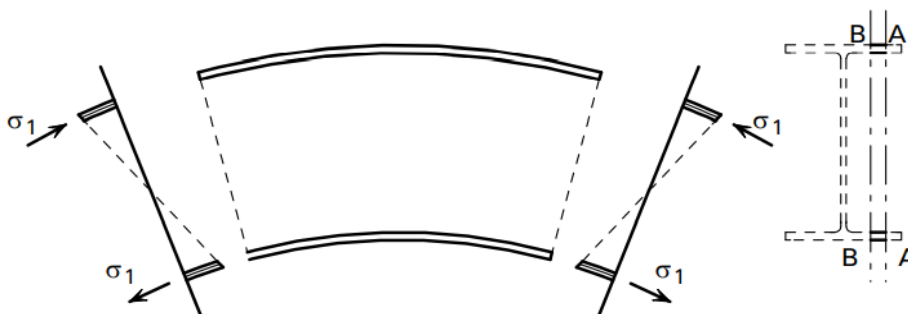
3.3.1 Εκτός επιπέδου κάμψη των πελμάτων λόγω της καμπύλωσης

Τα πέλματα ενός καμπυλωμένου μέλους υπόκεινται σε εντός επιπέδου κάμψη ή αξονικά φορτία που πρέπει επίσης να αντισταθούν στα εκτός επιπέδου φορτία που προέκυψαν λόγω της καμπύλωσης του μέλους. Αυτό ισχύει τόσο στις κλειστές όσο και στις ανοιχτές διατομές.

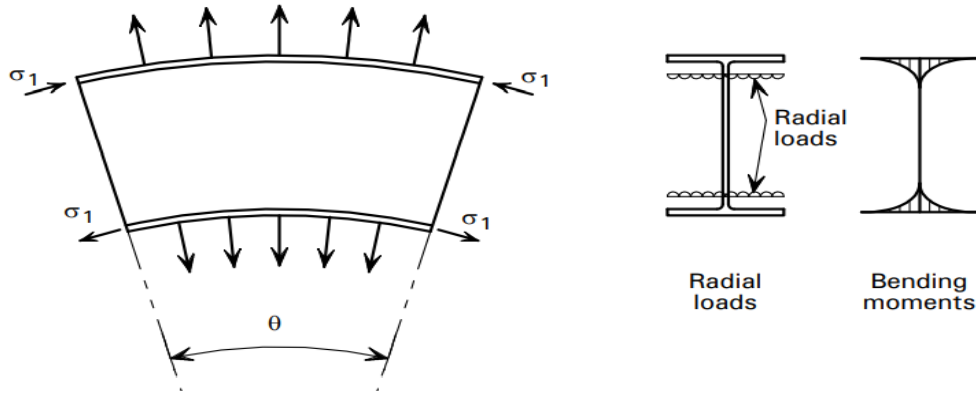
Το Σχήμα 3.6 δείχνει μια τυπική διατομή I να καμπυλώνεται. Το Σχήμα 3.7 δείχνει μια λωρίδα από αυτή τη διατομή I, η οποία είναι παράλληλη στο κορμό μεταξύ των επιπέδων AA και BB. Λόγω των ορθών τάσεων σ_1 , οι δυνάμεις στο τέλος των λωρίδων δεν είναι σε ισορροπία επειδή είναι κεκλιμένες. Αυτή η κλίση προκαλεί ένα ακτινικό φορτίο κατά μήκος της λωρίδας, το οποίο πρέπει να αντισταθεί από μια εκτός επιπέδου κάμψη στο πέλμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8.



Σχήμα 3.6: Καμπυλωμένη I διατομή αντιστέκεται καμπτική ροπή.

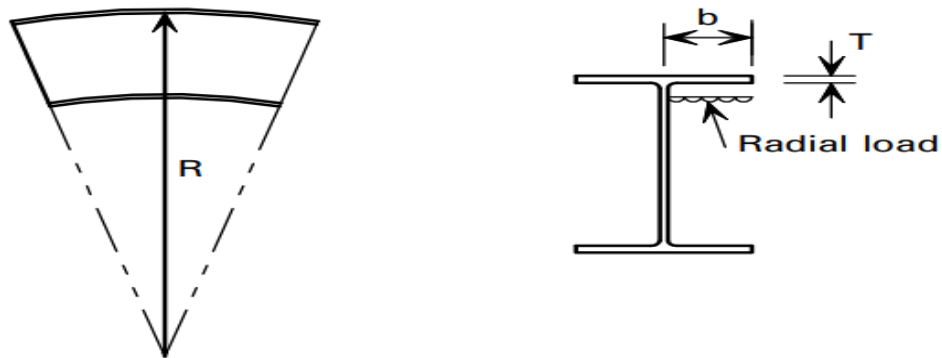


Σχήμα 3.7: Λωρίδα από καμπυλωμένη I διατομή.



Σχήμα 3.8: Εκτός επιπέδου κάμψη των πελμάτων.

Για τα πέλματα μία διατομής I στην οποία η συνολική τάση λόγω κάμψης είναι σ_1 , η τάση λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης προέρχεται από τη φόρτιση που φαίνεται στο Σχήμα 3.9.



Σχήμα 3.9: Παραγωγή τάσης λόγω εκτός επιπέδου κάμψης.

$$\text{Ακτινικό φορτίο στο πέλμα} = T \cdot (\sigma_1/R) \quad (3.1)$$

όπου :

- R είναι η ακτίνα της καμπυλότητας του πέλματος
- T είναι το πάχος του πέλματος.

Η καμπτική ροπή, M, ανά μονάδα μήκους του πέλματος από την απόσταση b από την άκρη του πέλματος επομένως δίνεται από :

$$M = [T \cdot (\sigma_1/R)] \cdot \left(\frac{b^2}{2} \right) \quad (3.2)$$

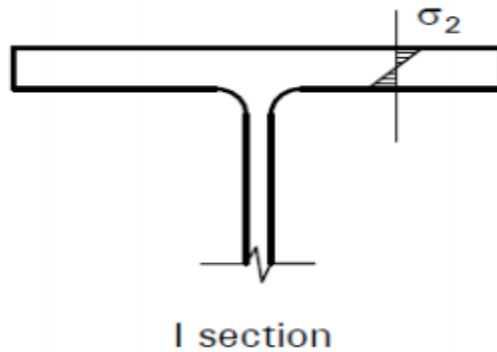
Η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής ανά μονάδα μήκους Z, δίνεται από τον τύπο :

$$Z = \frac{T^2}{6} \quad (3.3)$$

Επομένως οι τάσεις λόγω εκτός επιπέδου κάμψης είναι :

$$\sigma_2 = \frac{3 \cdot \sigma_1 \cdot B^2}{4 \cdot R \cdot T} \quad (3.4)$$

Οι εκτός επιπέδου τάσεις φαίνονται στο Σχέδιο 3.10 :



Σχέδιο 3.10 Εκτός επιπέδου τάσεις στα πέλματα.

3.3.2 Υπολογισμός μειωμένης αντοχής σχεδιασμού για καμπυλωμένες διατομές I

Όταν οι καμπυλωμένες διατομές I είναι φορτισμένες, δημιουργούνται τάσεις λόγω εκτός επιπέδου κάμψης στα πέλματα, όπως περιγράφεται στην παράγραφο 3.3.1. Όπου αυτές οι εκτός επιπέδου τάσεις είναι εφελκυστικές, θα συνδυαστούν με τις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις μειώνοντας την αντοχή της διατομής. Για να επιτραπεί αυτό, μια μειωμένη τιμή σχεδιασμού ρ_{yd} πρέπει να υπολογιστεί :

- Υπολογισμός της τάσης σ_2 λόγω εκτός επιπέδου κάμψης.
- Υπολογισμός της μειωμένης αντοχής σχεδιασμού ρ_{yd} .

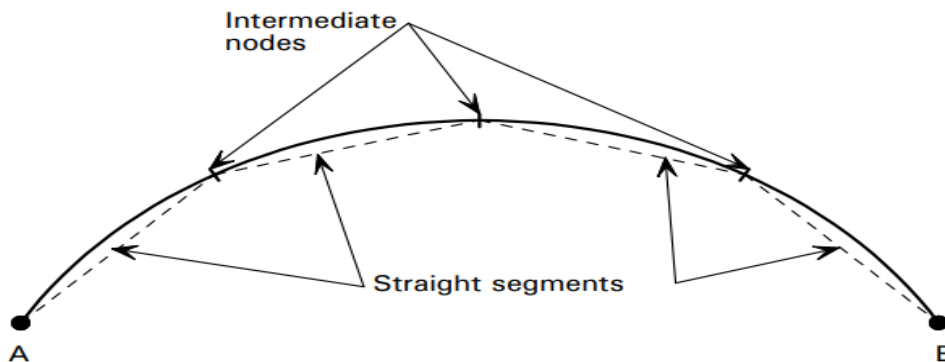
$$p_{yd} = \left[p_y^2 - 3\left(\frac{\sigma_2}{2}\right)^2 - 3\tau^2 \right]^{0.5} + \frac{\sigma_2}{2} \quad (3.5)$$

όπου :

- p_y αντοχή σχεδιασμού
- σ_2 είναι η τάση λόγω εκτός επιπέδου κάμψης που υπολογίστηκε παραπάνω. Για να υπολογιστεί η μέγιστη μείωση της αντοχής, η σ_2 θα πρέπει να ληφθεί ως αρνητική αν η p_{yd} είναι θετική.
- τ είναι συνυπάρχουσα τάση λόγω τέμνουσας. Στις περισσότερες περιπτώσεις μπορεί να αγνοηθεί επειδή η διατμητική τάση στα πέλματα είναι μικρή. Επίσης αυτή η μέθοδος λαμβάνει υπόψιν της μόνο το συνδυασμό των θλιπτικών διαμήκων τάσεων και των εκτός επιπέδου εφελκυστικών τάσεων λόγω κάμψης, οι οποίες υπάρχουν στην μία πλευρά του πέλματος, το οποίο είναι συντηρητικό. Από την άλλη πλευρά του πέλματος υπάρχει ένας μερικός αντισταθμιστικός συνδυασμός θλιπτικών διαμήκων τάσεων και των εκτός επιπέδου θλιπτικών τάσεων λόγω κάμψης ο οποίος αγνοείται σε αυτή τη προσέγγιση.

3.3.3 Μοντελοποίηση των καμπύλων μελών

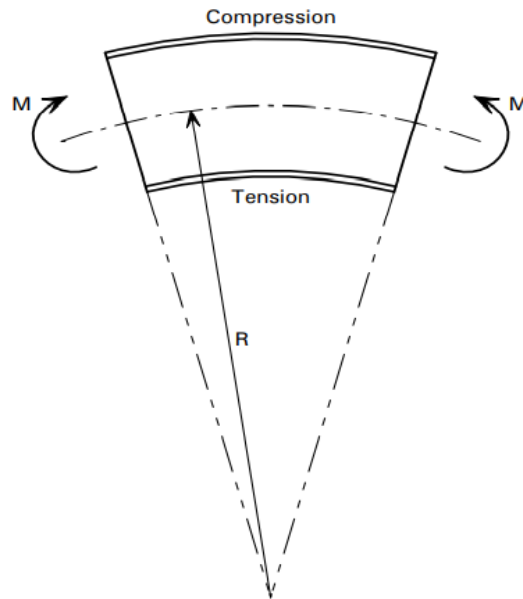
Τα προγράμματα υπολογιστών μπορούν συνήθως να μοντελοποιήσουν ευθύγραμμα στοιχεία. Είναι δυνατό όμως να χρησιμοποιηθούν στην σειρά κοντά ευθύγραμμα μέλη για να σχεδιαστεί το καμπυλωμένο μέλος. Σε όσο πιο πολλά ευθύγραμμα μέλη χωριστεί ένα καμπύλο τόσο μεγαλύτερη ακρίβεια θα έχω. Επίσης, ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στις συνθήκες στήριξης.



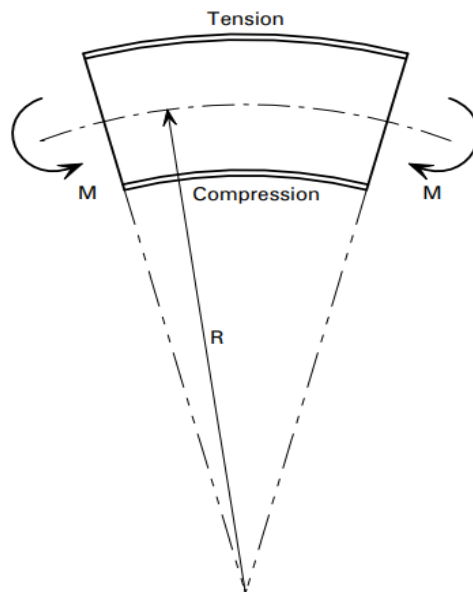
Σχήμα 3.11: Ευθύγραμμα τμήματα που σχηματίζουν το καμπύλο μέλος AB.

3.3.4 Τροποποιημένος έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά των Βρετανικών Κανονισμών

Ο BS 5950-1 υποθέτει ότι τα μέλη είναι ευθύγραμμα πριν την φόρτιση. Για να χρησιμοποιηθούν οι Βρετανικοί κανονισμοί για καμπύλα μέλη, η τιμή λ_{LT} πρέπει να τροποποιηθεί, έτσι ώστε να υπολογιστεί σωστά ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός. Η τροποποιημένη τιμή λ_{LT} χρησιμοποιείται στην παράγραφο 4.3.6.5 του BS 5950-1.



Σχήμα 3.12: Κυρτό πέλμα σε θλίψη-λιγότερο σταθερό από το ευθύγραμμο.



Σχήμα 3.13: Κοίλο πέλμα σε θλίψη-πιο σταθερό από το ευθύγραμμο.

Για τα τμήματα του μέλους στα οποία το θλιβόμενο πέλμα είναι το κυρτό πέλμα του καμπυλωμένου μέλους, είναι σημαντικό να χρησιμοποιείται το τροποποιημένο λ_{LT} , διότι η χρήση του λ_{LT} κατευθείαν από τον BS 5950-1 θα υπερεκτιμήσει την αντοχή του μέλους. Για καμπυλωμένα μέλη όπου το κυρτό πέλμα βρίσκεται σε θλίψη η τροποποιημένη τιμή λ_{LT} , για τη χρήση της παραγράφου 4.3.6.5 του BS 5950-1, μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\left(\frac{M_{cx} \pi^2 E}{M_E p_y}\right)} \quad (3.6)$$

όπου:

- M_{cx} είναι ροπή αντοχής της διατομής υποθέτοντας μικρή τέμνουσα όπως υπολογίζεται από την παράγραφο 4.2.5.2 του BS 5950-1
- p_y είναι η αντοχή σχεδιασμού
- M_E είναι η ελαστική ροπή λυγισμού ενός καμπύλου μέλους, και δίνεται από

$$M_E = \frac{\frac{-c}{R} + \sqrt{\left[\left(\frac{c}{R}\right)^2 + 4\left(\frac{\pi^2}{L^2} - \frac{1}{R^2}\right)ab\right]}}{2} \quad (3.7)$$

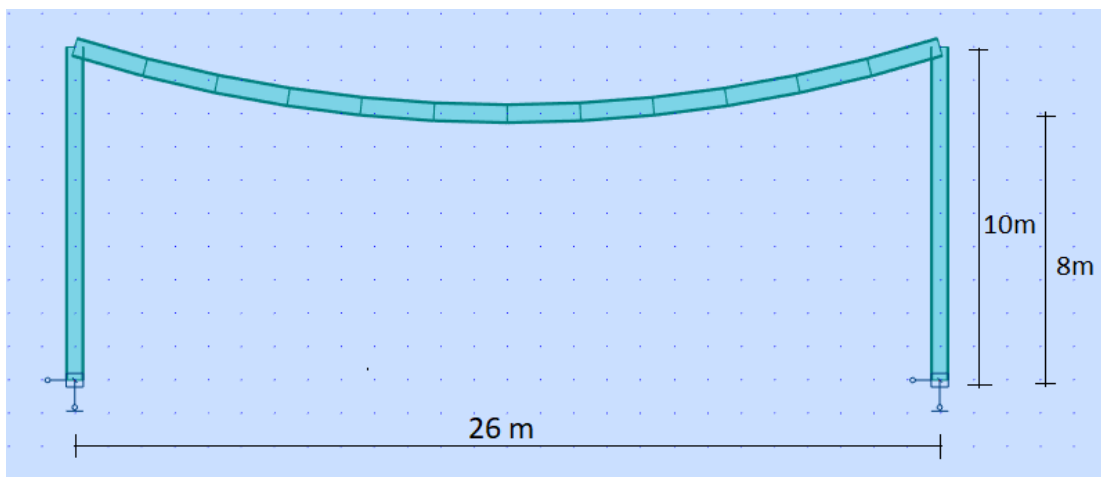
Όπου:

- $\alpha = E \cdot I_y$
- $b = G \cdot J + \pi^2 \cdot E \cdot H / L^2$
- $c = \alpha + b$
- R είναι η ακτίνα του ουδέτερου άξονα. Το R είναι θετικό όταν το κυρτό πέλμα είναι σε θλίψη.

4. ΠΕΡΙΦΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

4.1 Κύριοι φορείς- πλαίσια

Οι κύριοι φορείς του κτιρίου είναι δίστυλα πλαίσια διατεταγμένα ανά 6m μεταξύ τους. Επιλέχθηκαν διατομές ΗΕΑ, διότι προσφέρουν μια ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού χωρίς να αυξάνουν σημαντικά το βάρος.



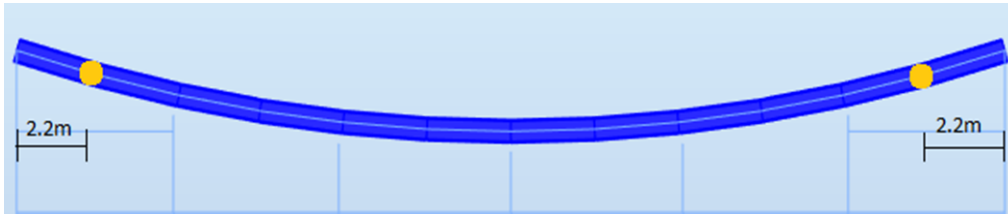
Σχήμα 4.1: Κύριος φορέας.

Καθώς στο φορέα μας προβλέπεται πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των κατακόρυφων και τον οριζόντιων φορτίων, ο προσανατολισμός των κύριων αξόνων των υποστυλωμάτων και του ζυγώματος έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας τους να λειτουργεί εντός του πλαισίου.

Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους εντός του επιπέδου του πλαισίου (διεύθυνση Y) και αρθρωτά εκτός του πλαισίου (διεύθυνση X). Η επιλογή του αμφίπακτου πλαισίου έγινε διότι σε σύγκριση με το αμφιαρθρωτό παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία όσο και υπό τα οριζόντια φορτία γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ειδικά για ένα τέτοιο κτίριο με τόσο μεγάλα ανοίγματα. Μοναδικό μειονέκτημα έναντι το αμφιαρθρωτού είναι ότι απαιτεί καλής ποιότητας έδαφος θεμελίωσης και συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου.

Οι συνδέσεις της κύριας δοκού με τα υποστυλώματα είναι συνδέσεις ροπής. Η δοκός του πλαισίου εξασφαλίζεται πλευρικά στο άνω πέλμα από τις τεγίδες και σε συγκεκριμένα σημεία, τα οποία θεωρήθηκαν κρίσιμα υπάρχουν αντηρίδες που συνδέουν το κάτω

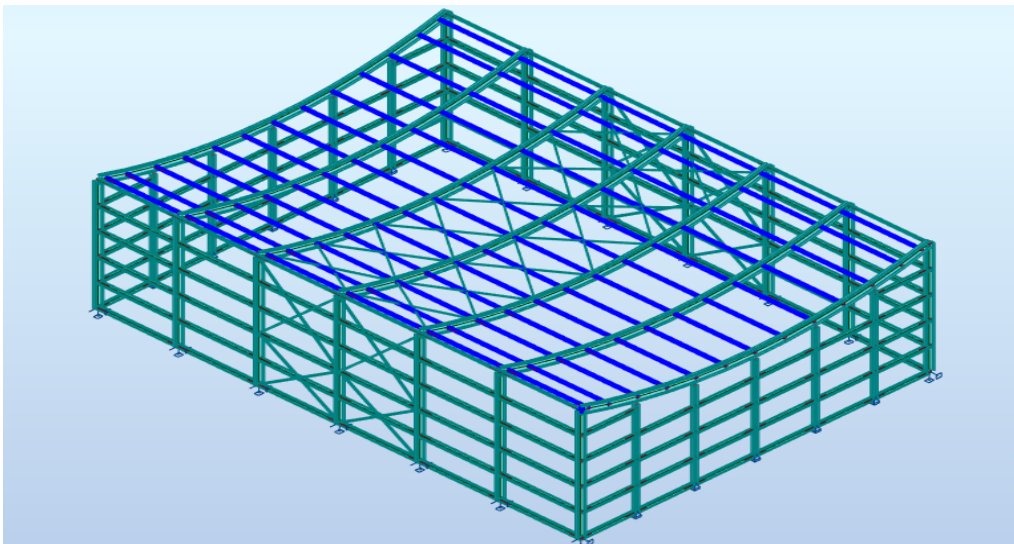
πέλμα της δοκού με τις τεγίδες, έτσι ώστε να εξασφαλίζουν πλευρικά σε αυτά τα σημεία το κάτω πέλμα όπου αναπτύσσονται αρνητικές ροπές.



Σχήμα 4.2: Σημεία τοποθέτησης αντηρίδων στο κάτω πέλμα της δοκού.

4.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων. Η στήριξη τους επιλέχτηκε να είναι αμφιαρθρωτή μεταξύ των κύριων πλαισίων. Επειδή τα ζυγώματα έχουν κλίση, οι τεγίδες εκτός από την καμπτική καταπόνηση του ισχυρού άξονα τους, καταπονούνται και στον ασθενή. Επίσης, μεταφέρουν αξονικά φορτία για αυτό το λόγο επιλέχθηκε διατομή ΗΕΑ. Στο Σχήμα 4.3 απεικονίζονται με σκούρο μπλε χρώμα.



Σχήμα 4.3: Τεγίδες.

Οι τεγίδες εδράζονται στο άνω πέλμα της δοκού και του προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση. Προκειμένου οι τεγίδες να είναι σε θέση να εξασφαλίσουν πλευρικά και το κάτω πέλμα του ζυγώματος όταν αυτό θλίβεται, χρησιμοποιούνται δύο αντηρίδες με

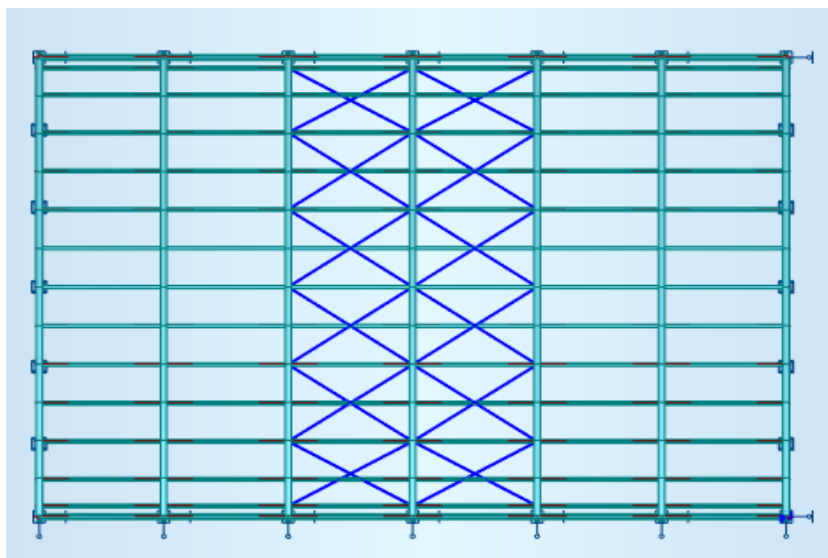
διατομή από γωνιακά που συνδέονται στο κάτω θλιβόμενο ελεύθερο πέλμα με την βοήθεια ενός ελάσματος και απολήγουν άνω στις εκατέρωθεν τεγίδες.

Οι αντηρίδες διαστασιολογούνται ώστε να μπορούν να παραλάβουν δύναμη εκτροπής ίση προς μικρό ποσοστό της μεταφερόμενης από το εξασφαλιζόμενο πέλμα θλιπτικής δύναμης (ικανής να εξασφαλίζει την ευστάθεια του πέλματος). Το ποσοστό αυτό λαμβάνεται κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς ίσο προς 2,5%.

Προκειμένου οι τεγίδες να είναι σε θέση να ανταποκριθούν στον πρόσθετο ρόλο τους ως στοιχεία πλευρικής εξασφάλισης θα πρέπει να διαθέτουν μια πλευρική στήριξη και μία ελάχιστη δυσκαμψία. Έτσι, μια σειρά τεγίδων θα πρέπει να καταλήγει σε κάποιο οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας και να συνδέεται με αυτό. Ως τέτοιο σύστημα χρησιμοποιείται ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας.

4.3 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Στη στέγη του κτιρίου έχουν διαμορφωθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετώντας διαγώνιες ράβδους ανά τεγίδα. Οι ράβδοι αυτοί έχουν διατομή κοίλη τετραγωνική. Στο Σχήμα 4.4 απεικονίζονται με σκούρο μπλε χρώμα.



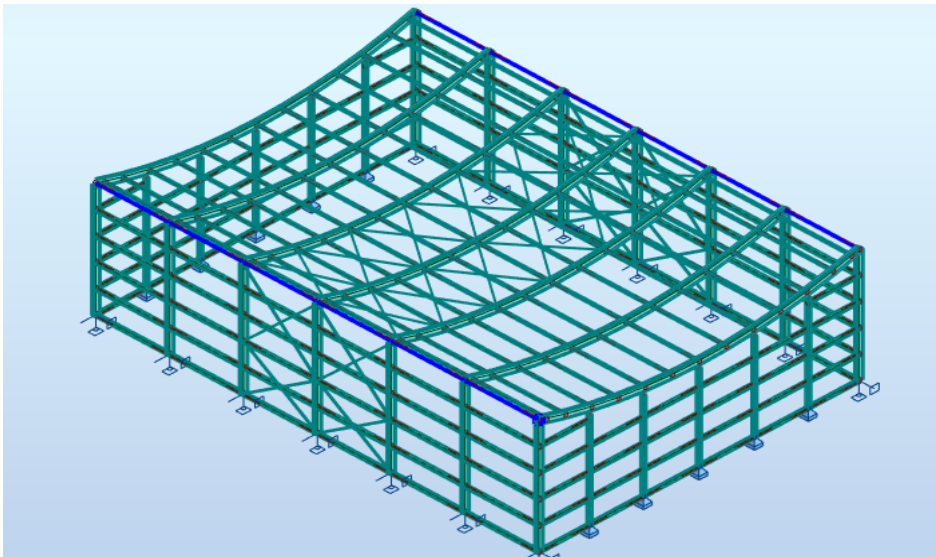
Σχήμα 4.4: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κοίλης τετραγωνικής διατομής.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν μεταξύ 3ου και 4ου πλαισίου και μεταξύ 4ου και 5ου πλαισίου. Επειδή επιλέχθηκε αυτή η θέση για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, η ανεμοπίεση που είναι κάθετη στο μέτωπο θα φτάσει στους συνδέσμους μέσω των τεγίδων οι οποίες θα επιβαρυνθούν με πρόσθετες αξονικές δυνάμεις.

Η διαστασιολόγηση των διαγώνιων ράβδων γίνεται σε θλίψη, συνδέονται αμφιαρθρωτά με το ζύγωμα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέρα του ίδιου βάρους τους.

4.4 Κεφαλοδοκοί

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κινοστοιχίας. Η σύνδεση με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Οι κεφαλοδοκοί συνδέονται αμφιαρθρωτά και επιλέχθηκε κοίλη τετραγωνική έτσι ώστε να προκύπτουν στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη. Στο Σχήμα 4.5 απεικονίζονται με σκούρο μπλε χρώμα.

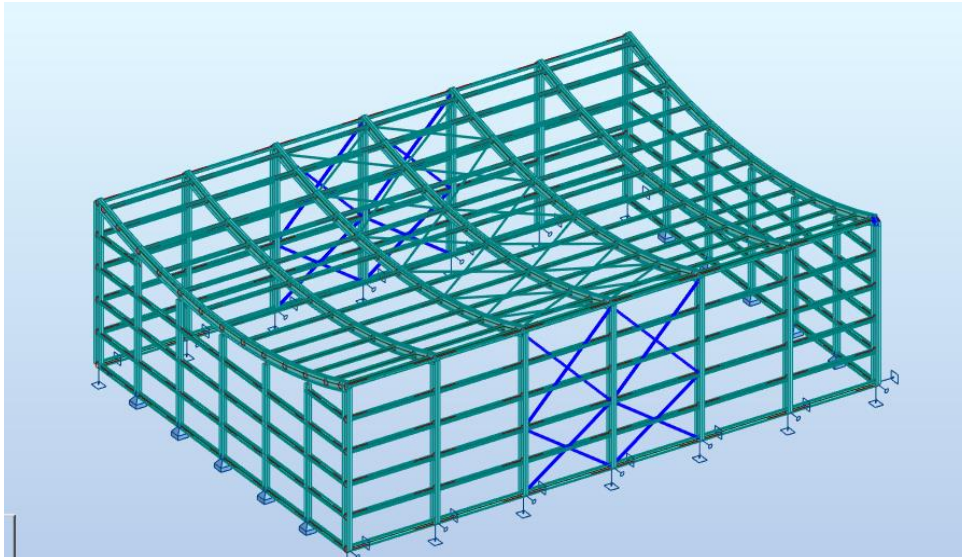


Σχήμα 4.5: Κεφαλοδοκοί κοίλης τετραγωνικής διατομής.

4.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Επιλέχθηκαν κατακόρυφα χιαστί καθ' ύψος του υποστυλώματος από κοίλη τετραγωνική διατομή. Τοποθετήθηκαν στα ίδια φανώματα στα οποία διατάχθηκαν και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, γεγονός που βοηθάει στην εκτόνωση των θερμικών διαστολών οι οποίες δεν παρεμποδίζονται. Στο Σχήμα 4.6 φαίνεται η διάταξη τους.

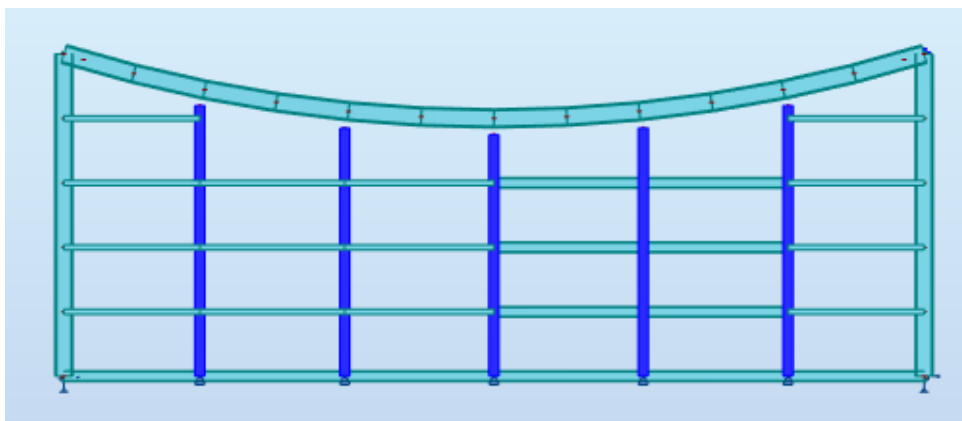
Οι διαγώνιοι ράβδοι συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέρα του ίδιου βάρους τους καθώς δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη.



Σχήμα 4.6: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας από κοίλη τετραγωνική διατομή.

4.6 Μετωπικά υποστυλώματα

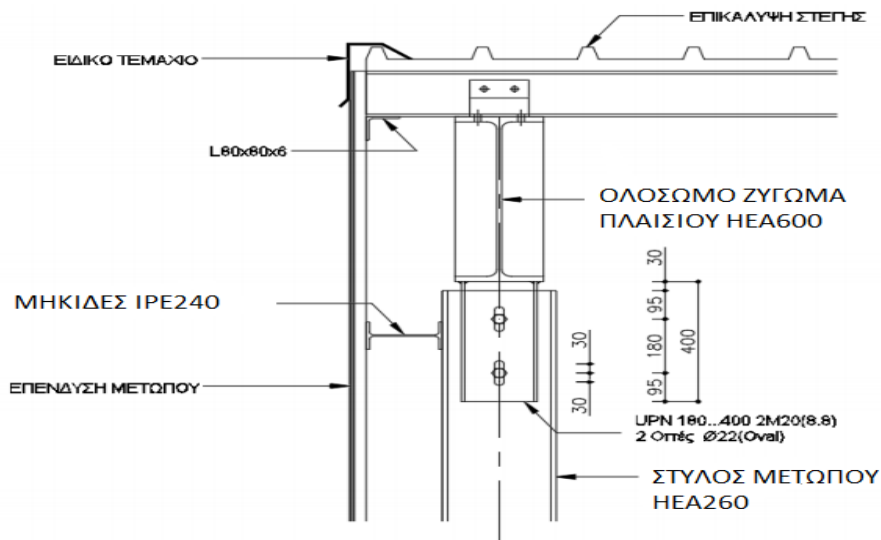
Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία πλαίσια, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια, ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση. Πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη γι' αυτό η διατομή που χρησιμοποιείται είναι από την σειρά HEA με πέλματα παράλληλα προς την όψη.



Σχήμα 4.7: Μετωπικά υποστυλώματα.

Τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετούνται στον άξονα των ακραίων πλαισίων και η σύνδεση τους με το ζύγωμα κατασκευάζεται σαν κύλιση. Αυτό γίνεται διότι για λόγους απλοποίησης της κατασκευής δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των ζυγμάτων από τους μετωπικούς στύλους. Η σύνδεση αυτή

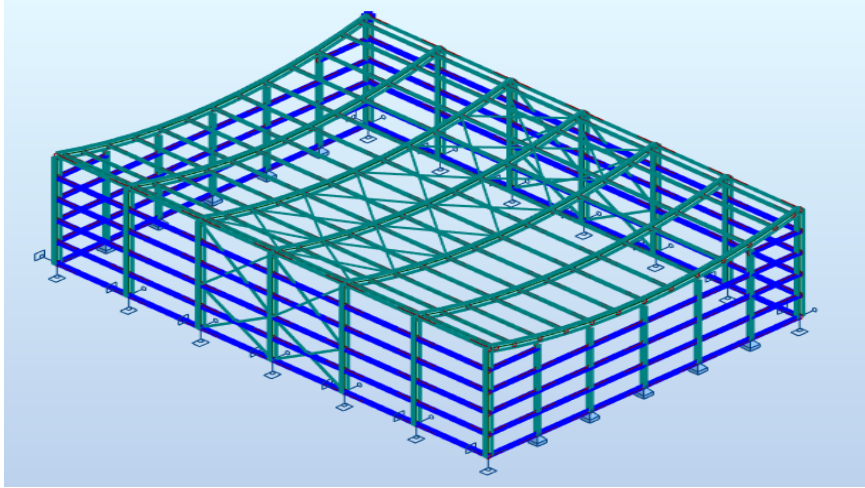
πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκεις οπές, η ακριβή διάσταση των οποίων καθορίζεται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου. Αποφεύγεται έτσι, η μεταφορά πρόσθετων αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστυλώματα. Στο Σχήμα 4.8 φαίνεται μία τέτοια λεπτομέρεια για απόληξη άνω στο ζύγωμα.



Σχήμα 4.8: Λεπτομέρεια σύνδεσης μετωπικού υποστυλώματος με ζύγωμα.

4.7 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις των πλαισιακών και μετωπικών υποστυλωμάτων. Κύρια φόρτιση και για αυτές είναι η ανεμοπίεση επομένως χρησιμοποιήθηκαν διατομές ΙΡΕ με τα πέλματα να είναι παράλληλα στις όψεις. Εκτός από τα φορτία ανέμου, οι μηκίδες δέχονται και κατακόρυφα φορτία λόγω ίδιου βάρους. Επειδή αυτά καταπονούν καμπτικά τον ασθενή άξονα σε κάθε μηκίδα τοποθετήθηκε ένας ελκυστήρας, ώστε να μειώσει το μήκος λυγισμού στο 1/2. Στο κτίριο οι μηκίδες διατάσσονται ανά 2,0m και στηρίζονται στα υποστυλώματα αμφιαρθρωτά. Στο Σχήμα 4.9 απεικονίζονται με σκούρο μπλε χρώμα.



Σχήμα 4.9 Μηκίδες.

4.8 Υλικά κατασκευής

4.8.1 Δομικός χάλυβας

Όλος ο φέρων οργανισμός του γηπέδου κατασκευάζεται από δομικό χάλυβα. Αποτελεί κράμα διαφόρων μεταλλικών και μη στοιχείων. Κύρια πλεονεκτήματα 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 4.1 Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες.

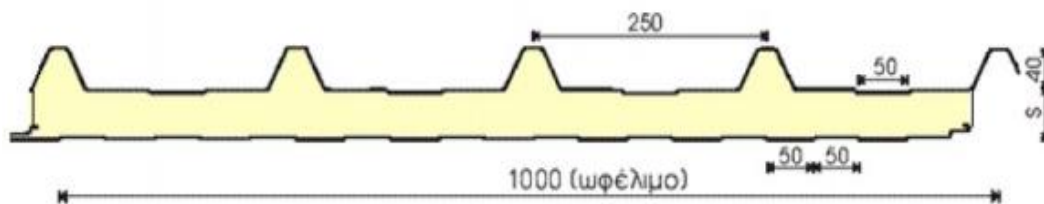
Ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι ποιότητας S275. Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού είναι οι εξής:

Αντοχή διαρροής	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
Οριακή εφελκυστική αντοχή	$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης	$G = 80777 \text{ N/mm}^2$
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	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = f_{yk}/1.0$

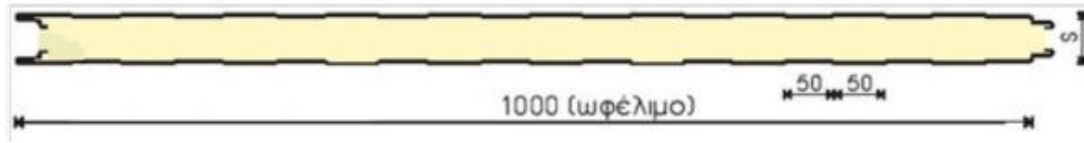
4.8.2 Φύλλα επικάλυψης

Για την επένδυση του φορέα και στην οροφή επιλέχτηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολουρεθάνης Insotherm RPU (σχήμα 4.10) της ΚΑΜΑΡΙΔΗΣ GLOBAL WIRE ΑΒΕΕ. Τα πάνελ αποτελούνται από δύο διαμορφωμένα ελάσματα πάχους 0.5mm ή 0.6mm και η 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 250mm. Το εσωτερικό ελασματόφυλλο είναι ελαφρά διαμορφωμένο με αυλακώσεις πλάτους 50mm σε αποστάσεις 50mm και βάθους 1,5mm.



Σχήμα 4.10: Πάνελ πολουρεθάνης Insotherm RPU.

Για την επένδυση του φορέα πλευρικά επιλέχτηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολουρεθάνης Insotherm WPU (σχήμα 4.11) της ΚΑΜΑΡΙΔΗΣ GLOBAL WIRE ΑΒΕΕ. Τα πάνελ πολουρεθάνης (PUR/PIR) Insotherm WPU, αποτελούνται από δύο διαμορφωμένα ελάσματα και ενδιάμεση μόνωση από σκληρή διογκωμένη πολουρεθάνη. Τα τυποποιημένα ελασματόφυλλα των Insotherm WPU είναι ελαφρά διαμορφωμένα με αυλακώσεις πλάτους 50 mm σε αποστάσεις 50 mm και βάθους 1,5 mm από προβαμμένο χάλυβα σε πάχη από 0,30mm έως 0,70mm ανάλογα με την εκάστοτε προδιαγραφή.



Σχήμα 4.11: Πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm WPU.

5. ΔΡΑΣΕΙΣ

5.1 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέρονται στοιχεία, επικαλύψεις, μηχανολογικός εξοπλισμός).

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στον φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος χάλυβα: $g = 78,5 \text{ kN/m}^3$
2. Πρόσθετο μόνιμο φορτίο λόγω επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού: $g' = 0,5 \text{ kN/m}^2$

5.2 Μεταβλητές δράσεις

5.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1, ως επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια χαρακτηρίζονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση των φορτιζόμενων επιφανειών.

Για το προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων ο χώρος της στέγης υποδιαιρείται σε κατηγορίες ανάλογα με τη χρήση του. Συγκεκριμένα οι στέγες κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με την προσβασιμότητα τους στις κατηγορίες που φαίνονται στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1: Κατηγοριοποίηση στεγών.

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

Για τις στέγες κατηγορίας H οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίνονται στον Πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2 Επιβαλλόμενα φορτία στεγών.

ΣΤΕΓΗ	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
Κατηγορία Η	0,00-1,00 (0,50)	0,90-1,50 (1,00)
Στις παρενθέσεις περιέχονται οι προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος		

Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα είτε σε όλη την στέγη είτε σε ένα τμήμα της, εμβαδού όχι μικρότερου των 10m²

Επιλέγεται ως επιβαλλόμενο φορτίο, η τιμή του φορτίου που προτείνεται από το Εθνικό προσάρτημα, δηλαδή $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$, το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης.

5.2.2 Φορτίο χιονιού

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού της κατασκευής εφαρμόζονται οι διατάξεις του EN-1991-1-3. Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό και κατατάσσεται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Ανάλογα με την μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση γειτονικών κτηρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διάφορους τρόπους.

5.2.2.1 Κανονισμός Υπολογισμού Φορτίου Χιονιού

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.2 του EN 1991-1-3 το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

1. Για καταστάσεις σχεδιασμού «με διάρκεια/παροδικές»

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (5.1)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{ad} \quad (5.2)$$

Όπου:

- μ_i είναι ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού
- s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης
- C_t είναι ο θερμικός συντελεστής
- S_{ad} είναι η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία

Συντελεστής φορτίου χιονιού μ_i : Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

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

Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψιν η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική απόδοση, 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 Πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.3: Συντελεστής έκθεσης για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ	C_e
Εκτεθειμένο	0,8
Κανονικό	1,0
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.

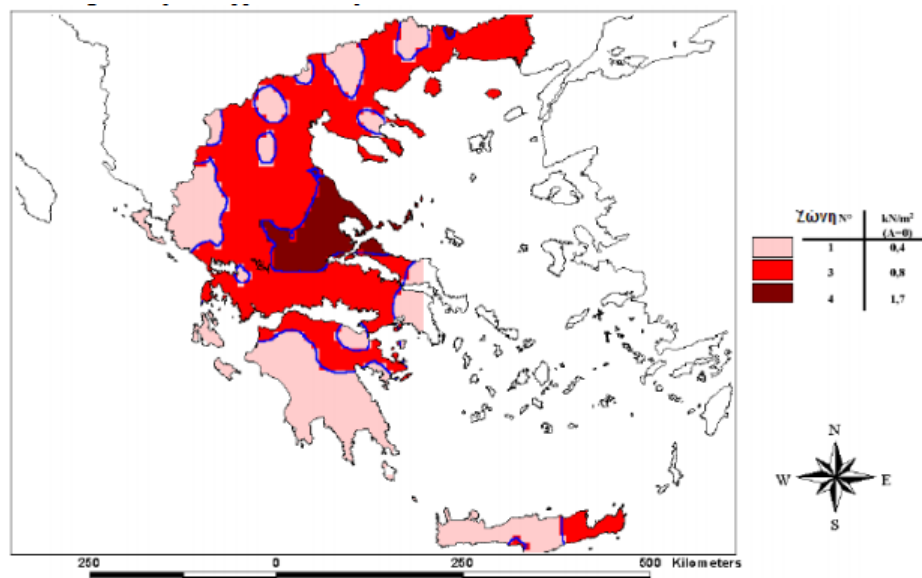
Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

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

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους εξαρτάται από την ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$, των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας.

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



Σχήμα 5.1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνει ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις 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 μία συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (5.3)$$

Όπου:

- $s_{k,0}$ Είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου στη στάθμη της θάλασσας σε kN/m^2
- A Είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m

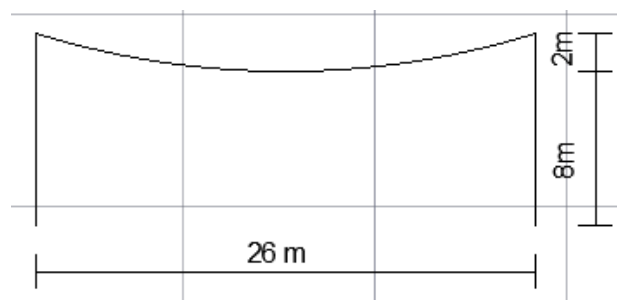
5.2.2.2 Υπολογισμός Φορτίου Χιονιού

Το κλειστό γήπεδο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Χώρα Καλύμνου, επομένως $s_{k,0}=0,4 \text{ kN/m}^2$. Το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας είναι ίσο με $A = 52 \text{ m}$. Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών είναι ίση με:

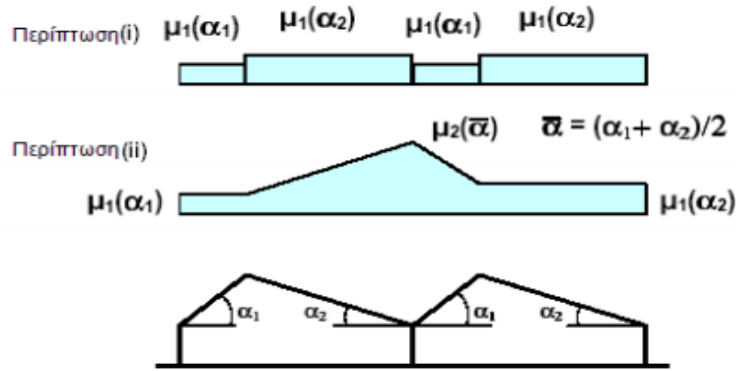
$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

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

Για τις καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές ο συντελεστής χιονιού μ προσδιορίζεται από τη παράγραφο 5.3 του EN1991-1-3 για παρασυρμένο και μη παρασυρμένο φορτίο σύμφωνα με τις περιπτώσεις των στεγών που έχει.



Σχήμα 5.2: Πρόσοψη κλειστού γηπέδου.



Σχήμα 5.3: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού- στέγη πολλών ανοιγμάτων

Πίνακας 5.3: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

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

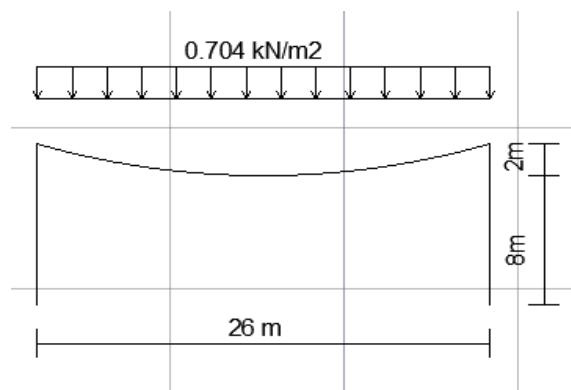
Για $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$:

- $\mu_1=0,8$
- $\mu_2=0,8+0,8 \cdot (\alpha_1/30) =0,86$

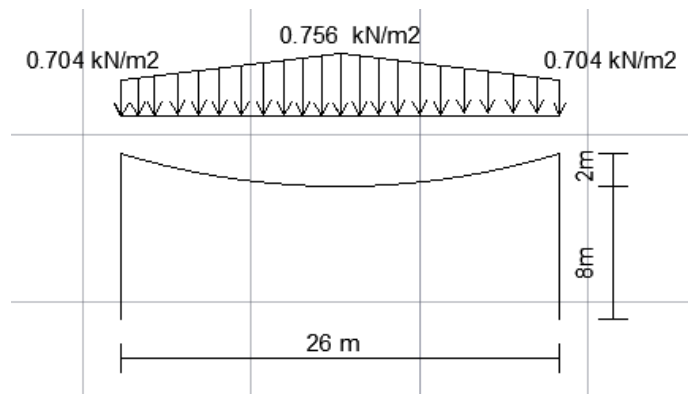
$(\alpha_1 = \alpha_2 = \tan^{-1}(0,5/13) = 2,2^\circ)$

Άρα,

- $s_1 = \mu_1 \cdot \alpha_1 \cdot s_k = 0,704 \text{ kN/m}^2$
- $s_2 = \mu_2 \cdot \alpha_2 \cdot s_k = 0,756 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 5.4: Φορτίο χιονιού (i) επί της κατασκευής.



Σχήμα 5.5: Φορτίο χιονιού (ii) επί της κατασκευής.

Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι τυχηματική δράση, δεν χρειάζεται να γίνει υπολογισμός του φορτίου. Όπως ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα, εξαιρετικά φορτία χιονιού, θεωρούμενα ως τυχηματική δράση λαμβάνονται υπόψη μόνο για περιοχές ΖΩΝΗΣ Γ που έχουν υψόμετρο μεγαλύτερο από 1000m.

5.2.3 Φορτία ανέμου

Για κατασκευές ύψους μέχρι 200m, ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-4.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα).

Στις κλειστές κατασκευές οι δράσεις αυτές παρουσιάζονται με την μορφή άμεσων πιέσεων στις εξωτερικές επιφάνειες και έμμεσων (υποπιέσεων) στις εσωτερικές. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία ανέμου μπορεί να θεωρηθούν ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική του συμπεριφορά, όπως επίσης να σχεδιάζονται και για φορτία κόπωσης.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για την διάρκεια ζωής της κατασκευής.

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

- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της κατασκευής
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτιρίων
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

5.2.3.1 Βασικοί Ορισμοί

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 μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.

Δίνεται από τη σχέση:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (5.4)$$

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 το έδαφος κατηγορίας II
- C_{dir} , είναι ο συντελεστής διεύθυνσης. Προτεινόμενη τιμή 1
- C_{season} , είναι ο εποχικός συντελεστής. Προτεινόμενη τιμή 1

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



Σχήμα 5.6: Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα.

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:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \quad (5.5)$$

Όπου:

- $C_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $C_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1,0 εκτός αν 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:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0), \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5.6)$$

$$C_r(z) = C_r \cdot z_{\min}, \quad \text{για } z < z_{\min}$$

Όπου:

- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας
- k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0.07}$$

- $z_{0,II} = 0,05\text{m}$ (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 5.4)
- k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας
- $z_{\max} = 200\text{m}$
- $z_{0,z_{\min}}$ εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους

Πίνακας 5.4: 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 5.7:

$$I_v(z) = \sigma_v / v_m(z) = k_1 / [c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5.7)$$

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

Όπου:

- k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Προτεινόμενη τιμή του $k_1 = 1,0$
- c_0 είναι ο συντελεστής ανάγλυφου εδάφους
- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας.

Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (5.8)$$

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 (5.9):

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b \quad (5.9)$$

- q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται στην εξίσωση (5.10):

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (5.10)$$

Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μια κατασκευής προκύπτει από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.11)$$

Όπου:

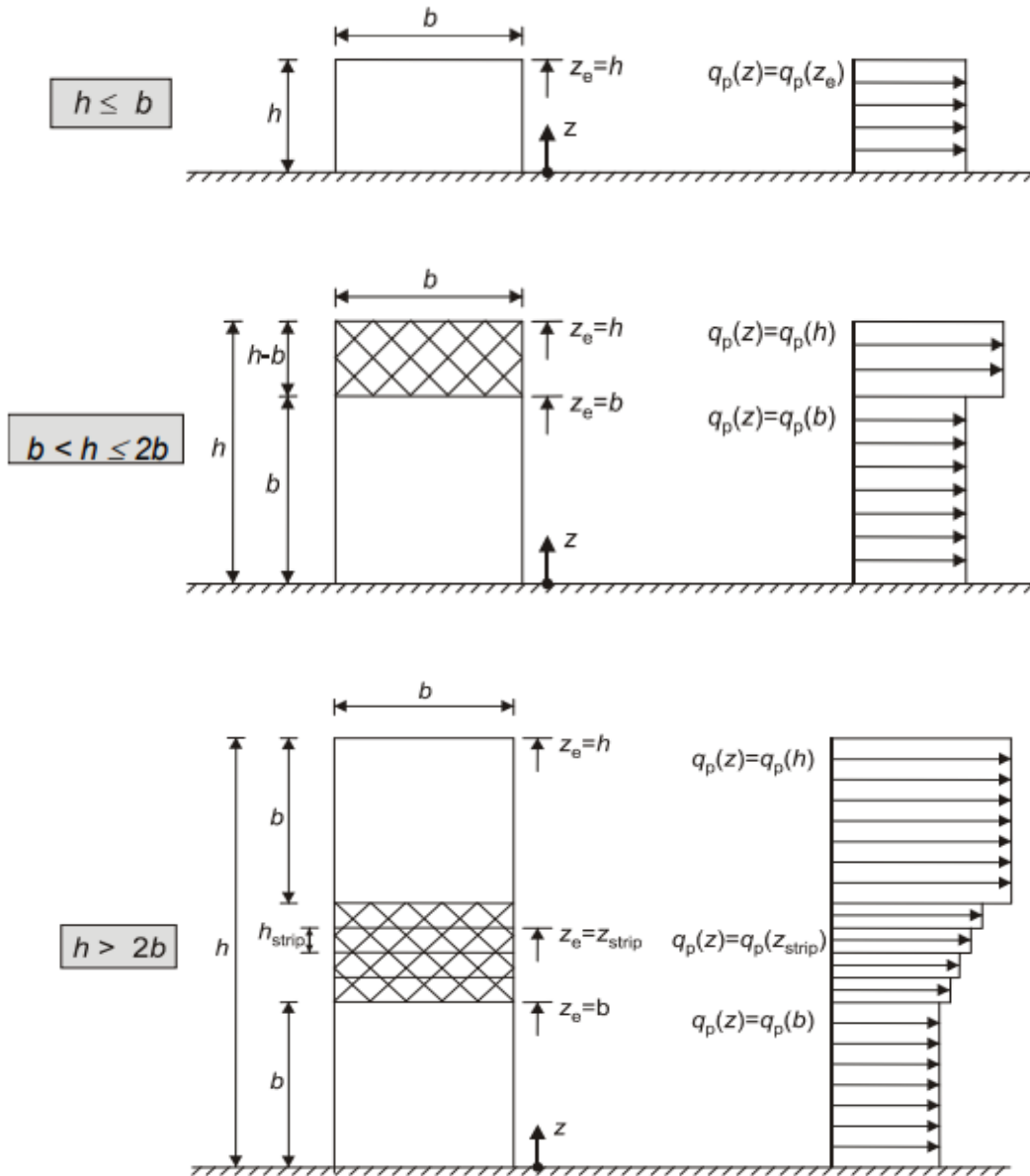
- q_p είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης
- z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

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

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (ζώνης D) εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων

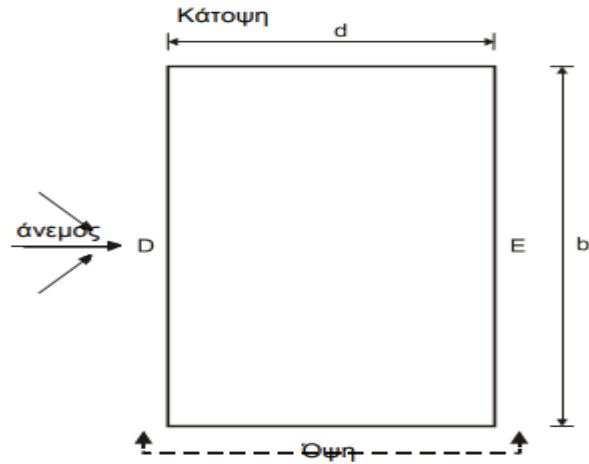
τμημάτων των τοίχων. Στο παρακάτω σχήμα δίνεται ο υπολογισμός του ύψους αναφοράς και η αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων σε κάθε μία από τις τρεις περιπτώσεις:



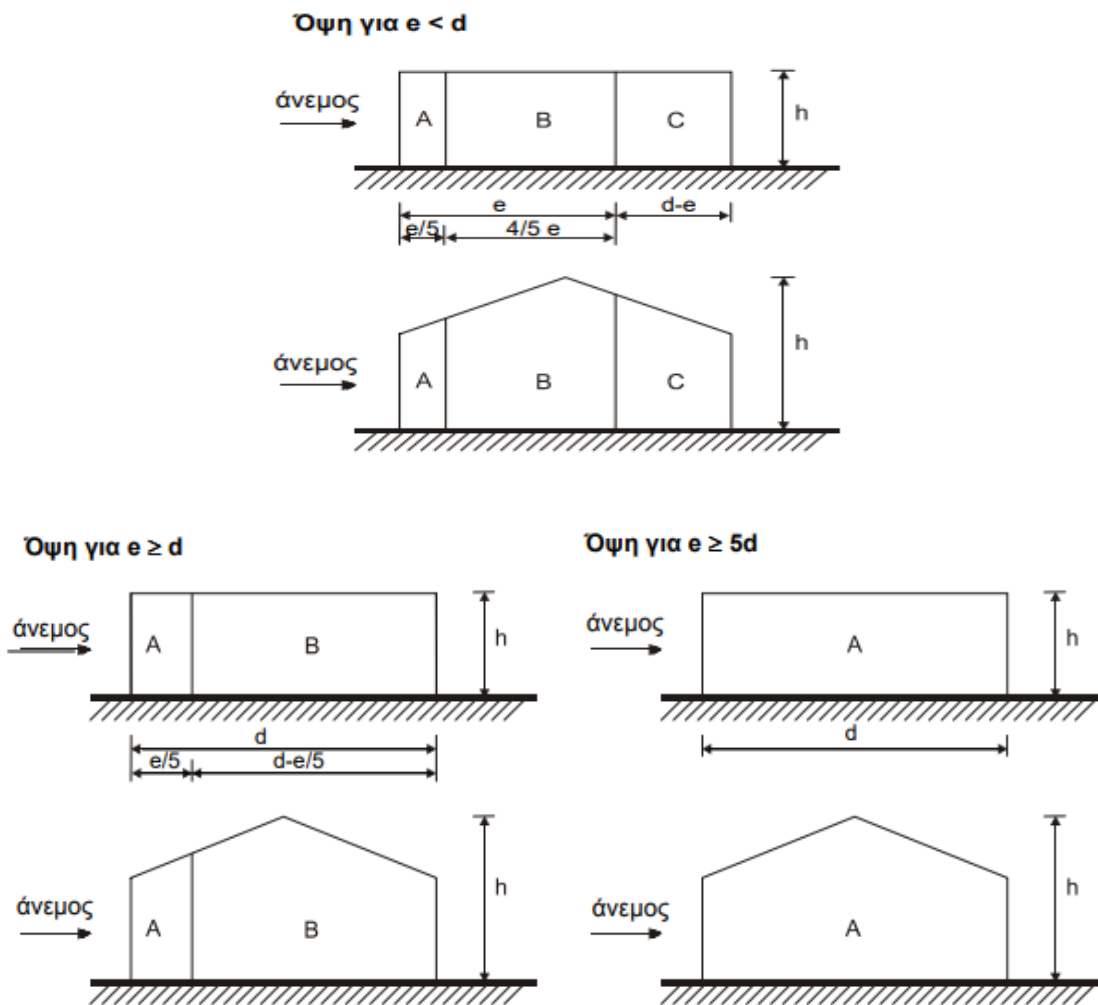
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 5.7: Ύψος αναφοράς z_e , συναρτήσει των h και b και αντιστοιχούσα 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 σχήματα 5.8 και 5.9:



Σχήμα 5.8: Ορισμός ζωνών D,E για τον υπολογισμό συντελεστών εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων ορθογωνικής κάτοψης



Σχήμα 5.9: Ορισμός ζωνών A,B,C για τον υπολογισμό συντελεστών πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης.

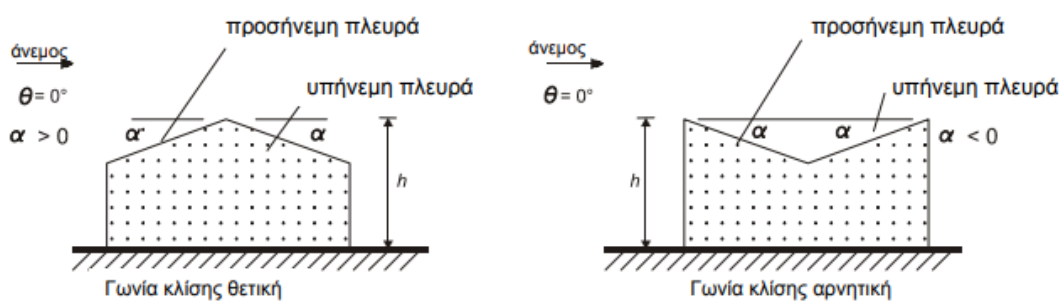
Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη παρουσιάζονται στον πίνακα 5.5:

Πίνακας 5.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

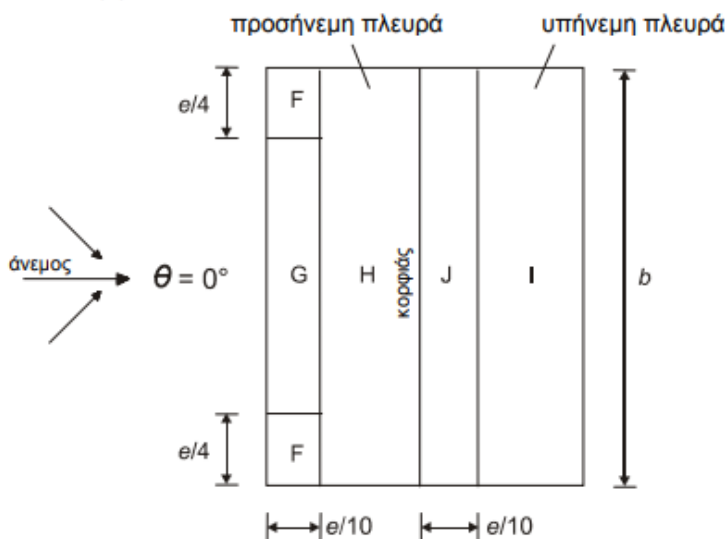
Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Δικλινείς στέγες

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα διαιρούνται σε ζώνες G,F,H,I όπως φαίνεται στο σχήμα 5.10 και οι συντελεστές πίεσης δίνονται στον Πίνακα 5.6.



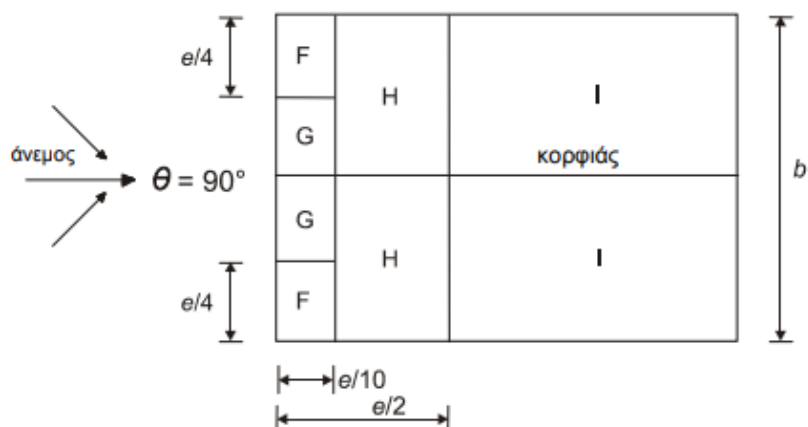
(α) γενικά



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

$e = b$ ή $2h$
όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
στον άνεμο



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

Σχήμα 5.10: Ορισμός ζωνών G,F,H,I για τον υπολογισμό συντελεστών εξωτερικής πίεσης δικλινών στεγών.

Πίνακας 5.6 :Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

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

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

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

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

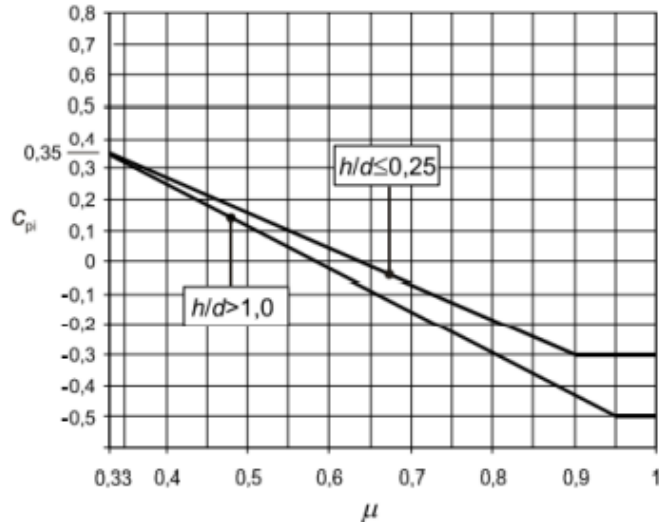
Εσωτερικές πιέσεις κατασκευών

Οι εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα σε μία κατασκευή, γεγονός που θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από την κατανομή και το μέγεθος των ανοιγμάτων στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων μιας πλευράς ενός κτιρίου είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής των υπολοίπων πλευρών του κτιρίου, η πλευρά αυτή θεωρείται δεσπόζουσα και καθορίζει την τιμή της εσωτερικής πίεσης c_{pi} . Η τιμή της εσωτερικής πίεσης c_{pi} σε αυτή την περίπτωση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών $0,75c_{pe}$ και $0,90 c_{pe}$. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε επιφάνεια ανοιγμάτων δεσπόζουσας πλευράς διπλάσιας και τριπλάσιας αντίστοιχα της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές του κτιρίου. Όπου c_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς.

Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} προσδιορίζεται από το Σχήμα 5.11 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , που προσδιορίζεται από την σχέση:

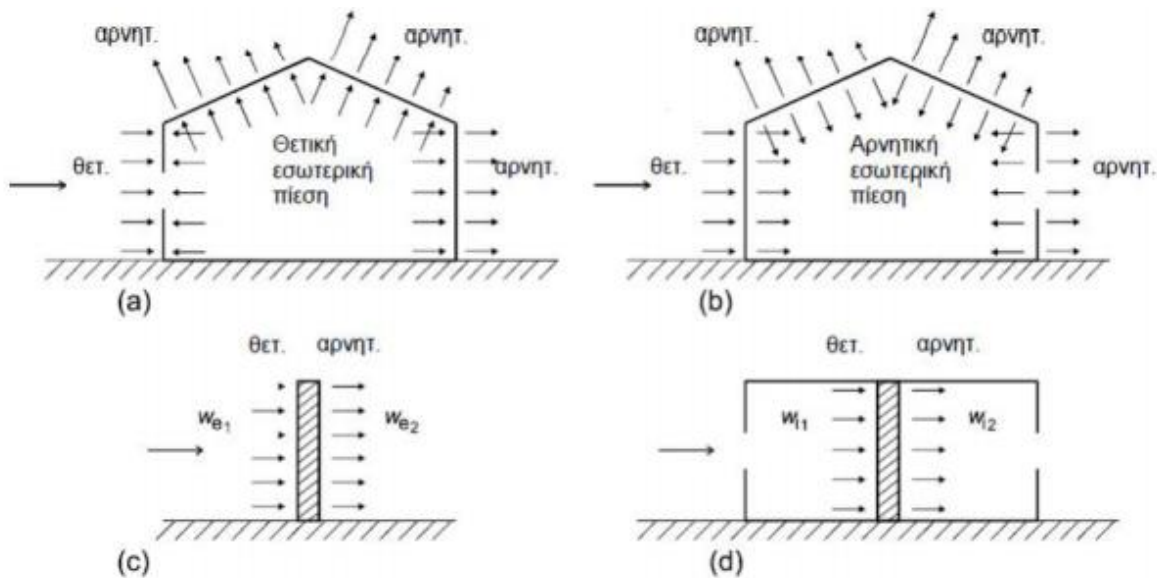
$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή } 0,0}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}}$$



Σχήμα 5.11: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα.

Τελική πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Στο Σχήμα 5.12 φαίνονται μερικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης στην κατασκευή.

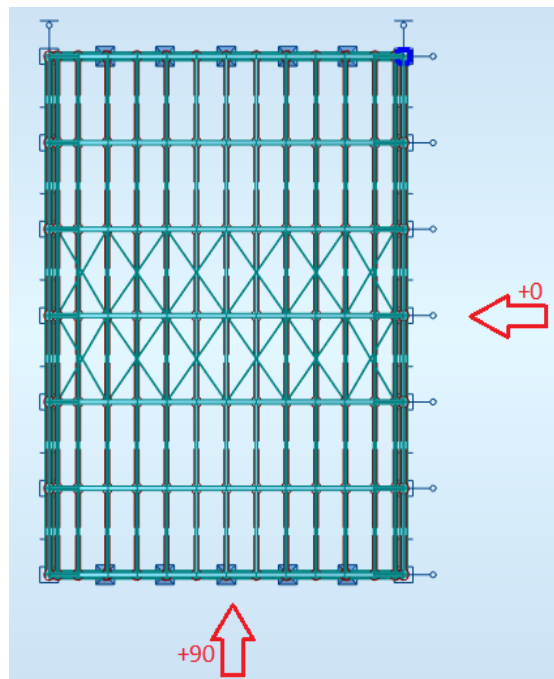


Σχήμα 5.12: Πίεση επί των επιφανειών.

5.2.3.2 Υπολογισμός φορτίου ανέμου

Το κτίριο θα κατασκευαστεί στην Κάλυμνο και η περιοχή κατασκευής του κτιρίου κατατάσσεται σύμφωνα με τον Πίνακα 5.4 στην κατηγορία εδάφους II (περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων).

Υπολογίζονται οι δράσεις για 2 από τις τέσσερις κύριες διευθύνσεις του ανέμου $+0^\circ$ και $+90^\circ$, διότι οι άλλες δυο θα είναι ίδιες. Στο σχήμα 5.13 δίνεται η κάτοψη και οι διευθύνσεις του ανέμου που θα εξεταστούν.



Σχήμα 5.13: Διευθύνσεις ανέμου.

Πίεση ταχύτητας αιχμής $\alpha_p(z)$

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής του ανέμου σύμφωνα με το Σχήμα 5.6 είναι $v_{b,0} = 33 \text{ m/sec}$.

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται από την σχέση (5.4):

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33 = 33 \text{ m/sec}$$

Το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους II, άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 4.4 $z_0=0,05$ και $z_{min}=2,00\text{m}$ και ο συντελεστής εδάφους είναι:

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

Ισχύει $z_{\min} = 2,00\text{m} \leq z_e = 10 \leq 200\text{m}$

Ο συντελεστής τραχύτητας σύμφωνα με την (5.6) είναι ίσος με :

$$c_{r(z)} = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0,19 \cdot \ln(10/0,05) = 1,01$$

Το έδαφος είναι οριζόντιο, άρα $c_{0,z_e} = 1,00$.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με την (5.4) ίση με:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33 = 33 \text{ m/sec}$$

Η ένταση του στροβιλισμού (5.7) είναι:

$$I_v(z) = \sigma_v / v_m(z) = k_1 / [c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)] = 1 / [1 \cdot \ln(10/0,05)] = 0,189$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής (5.8) ισούται με:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,189] \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 33^2 = 1,61 \text{ kN/m}^2$$

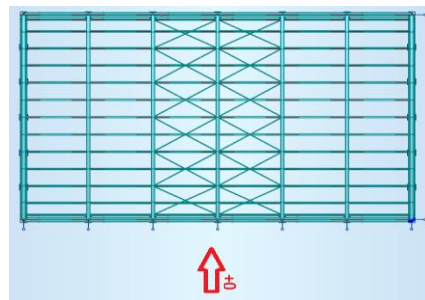
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +0°

Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 10\text{m}$

Το πλάτος του κτιρίου είναι $b = 36\text{m}$

Το μήκος του κτιρίου είναι: $d = 26\text{m}$

Ισχύει $h < b$ άρα $z_e = 10 \text{ m}$

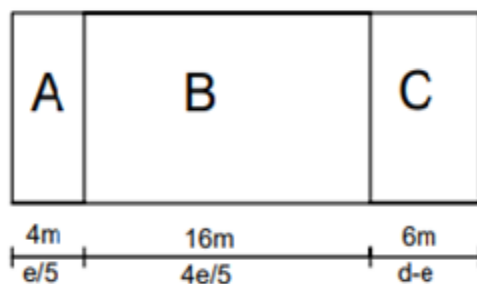


Εξωτερικές πιέσεις w_e :

- Για τους κατακόρυφους τοίχους

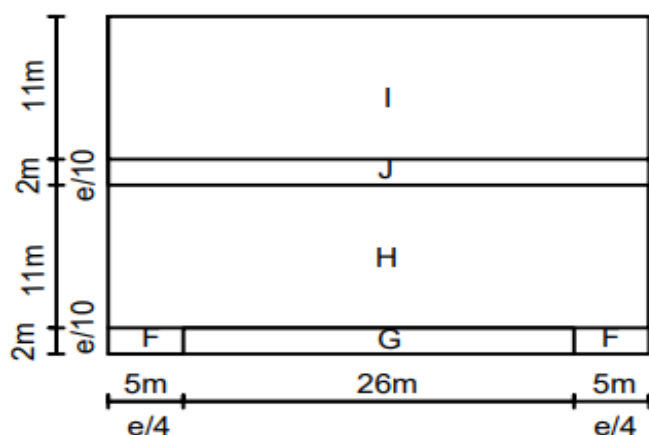
$$e = \min\{b; 2 \times h\} = \min\{36; 20\} = 20\text{m}$$

$$h/d = 10/26 = 0,38 \text{ και } e < d$$



Σχήμα 5.14: Σχηματική απεικόνιση ζωνών A,B,C κατακόρυφων τοίχων για άνεμο $+0^\circ$

- Κατά την διεύθυνση αυτή θεωρήθηκε ότι το στέγαστρο συμπεριφέρεται σαν δικλινή στέγη με γωνία κλίσης $\alpha = -20^\circ$.



Σχήμα 5.15: Σχηματική απεικόνιση ζωνών F,G,H και I στέγης για άνεμο $+0^\circ$.

Έτσι προκύπτουν οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων των κατακόρυφων τοίχων A,B,C,D και E οι αντίστοιχες τιμές του στέγαστρου στις ζώνες F,G,H,I και J για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των 10m^2 , οι οποίες δίνονται στον Πίνακα 5.7:

Πίνακας 5.7: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου λόγο ανέμου $+0^\circ$

	C_{pe}	w_e (kN/m ²)
A	-1,20	-1,93
B	-0,80	-1,29
C	-0,50	-0,81
D	+0,80	+1,29
E	-0,30	-0,48
F	-2,00	-3,22
G	-1,10	-1,77
H	-0,86	-1,38
I	-0,53	-0,85
J	-0,73	-1,18

Εσωτερικές πιέσεις w_i :

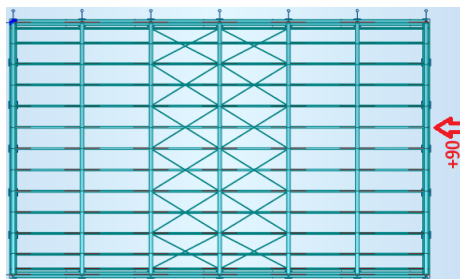
Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3. Για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης του γηπέδου εφαρμόστηκε ο παραπάνω κανόνας.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +90°

Το ύψος του κτιρίου είναι: $h = 10 \text{ m}$

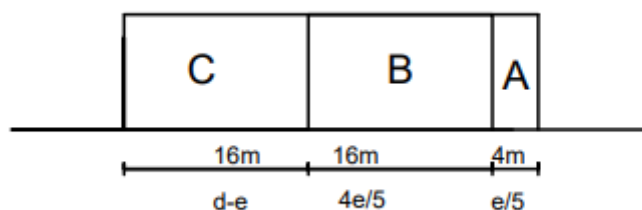
Το πλάτος του κτιρίου είναι $b = 26 \text{ m}$

Το μήκος του κτιρίου είναι: $d = 36 \text{ m}$



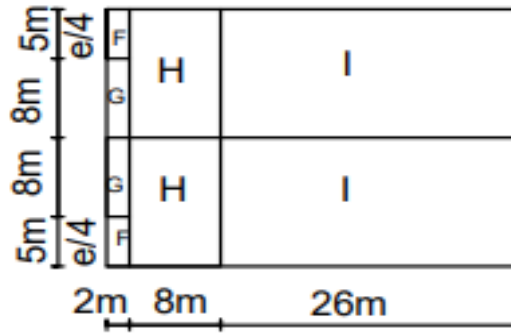
Εξωτερικές πιέσεις w_e :

- Για τους κατακόρυφους τοίχους
 $e = \min\{b; 2 \times h\} = \min\{26; 20\} = 20 \text{ m}$
 $h/d = 10/36 = 0.28$ και $e < d$



Σχήμα 5.16: Σχηματική απεικόνιση ζωνών A,B,C κατακόρυφων τοίχων για άνεμο +90°

- Κατά την διεύθυνση αυτή θεωρήθηκε ότι το στέγαστρο συμπεριφέρεται σαν δικλινής στέγη με γωνία κλίσης $\alpha = -20^\circ$.



Σχήμα 5.15: Σχηματική απεικόνιση ζωνών F,G,H και I στέγης για άνεμο +90°.

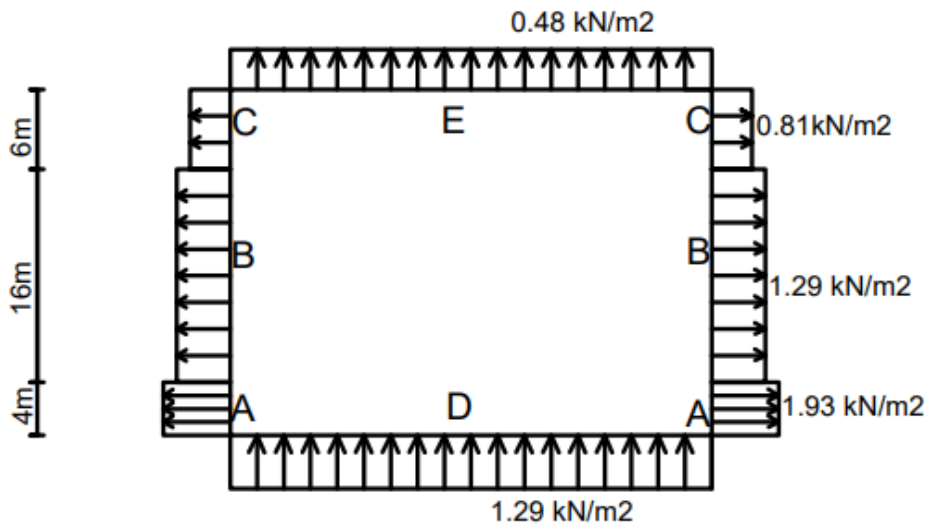
Έτσι προκύπτουν οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων των κατακόρυφων τοίχων A,B,C,D και E οι αντίστοιχες τιμές του στεγάστρου στις ζώνες F,G,H και I για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των 10m², οι οποίες δίνονται στον Πίνακα 5.8:

Πίνακας 5.7: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου λόγο ανέμου +90°

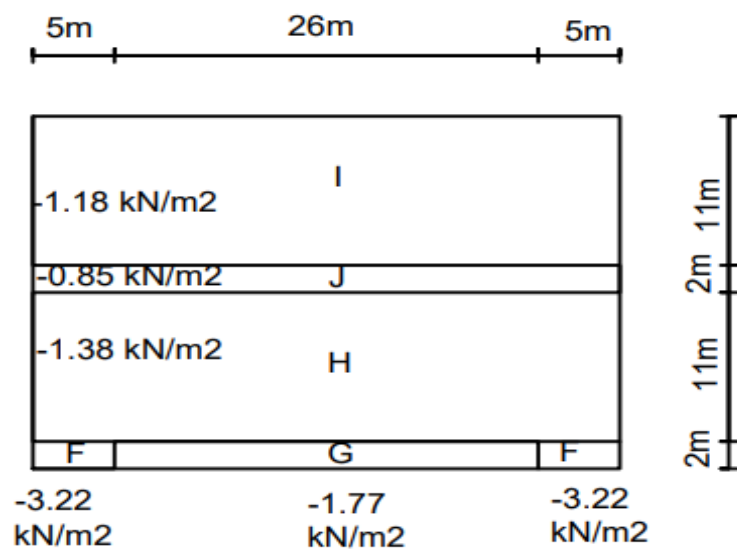
	C_{pe}	w_e (kN/m ²)
A	-1,20	-1,93
B	-0,80	-1,29
C	-0,50	-0,81
D	+0,80	+1,29
E	-0,30	-0,48
F	-1,80	-2,9
G	-1,20	-1,93
H	-0,87	-1,4
I	-0,83	-1,33

Εσωτερικές πιέσεις w_i :

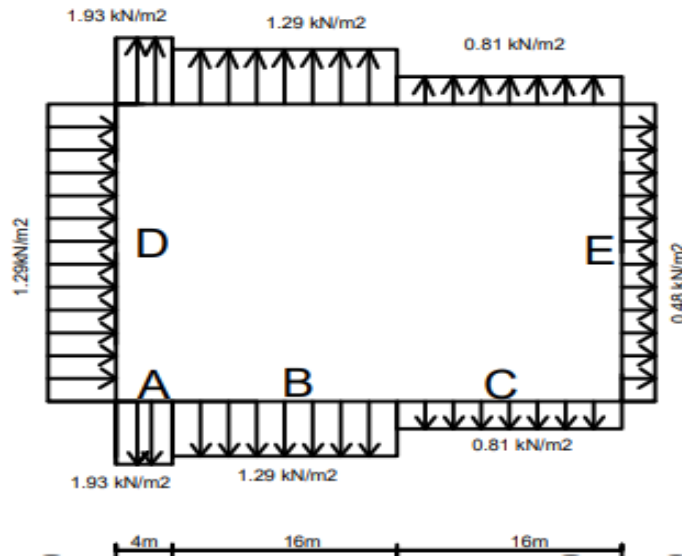
Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3. Για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης του γηπέδου εφαρμόστηκε ο παραπάνω κανόνας.



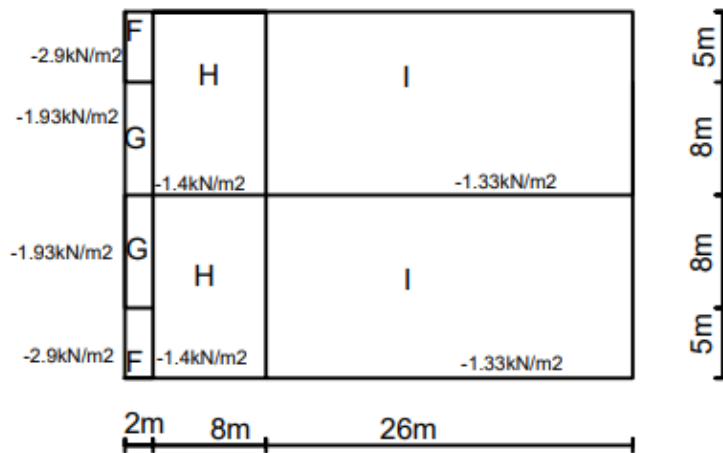
Σχήμα 5.16: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο +0°.



Σχήμα 5.17: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για άνεμο +0°.

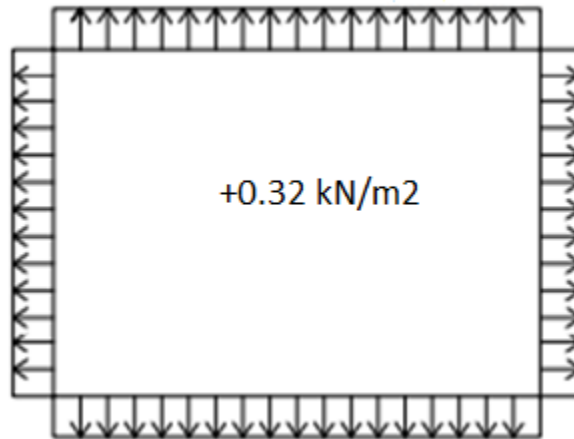


Σχήμα 5.18: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο $+90^\circ$.

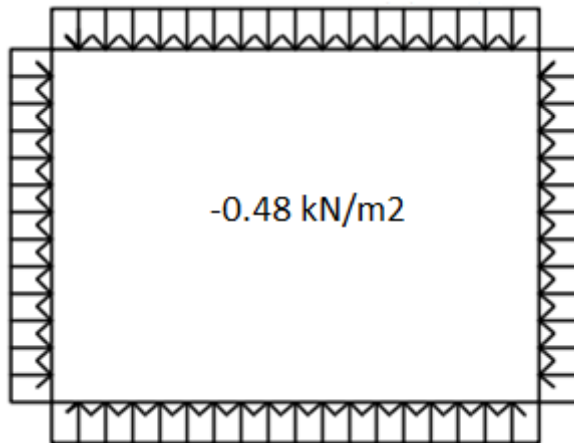


Σχήμα 5.19: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για άνεμο $+90^\circ$.

Οι τελικές πιέσεις προκύπτουν ως άθροισμα εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων.



Σχήμα 5.20: Εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi}=+0.2$.



Σχήμα 5.21: Εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi}=-0.3$.

5.2.4 Θερμοκρασιακά φορτία

Ως θερμικές ορίζονται οι δράσεις που προκαλούνται λόγω της 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.

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

α) 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 θερμοκρασιών εξωτερικής και εσωτερικής επιφάνειας μίας 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 επιφάνειας τους. Έτσι, θεωρήθηκε μόνο η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_u η οποία εκτιμήθηκε $\pm 25^\circ\text{C}$.

5.2.5 Σεισμικές δράσεις

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται 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 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 απόκρισης 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 τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας του συστήματος.
- Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης κάθε ιδιομορφής μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού.

– Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων των ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο για την εκτίμηση της μέγιστης απόκρισης του συστήματος για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης.

– Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού, με την χρήση στατιστικής μεθόδου.

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

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

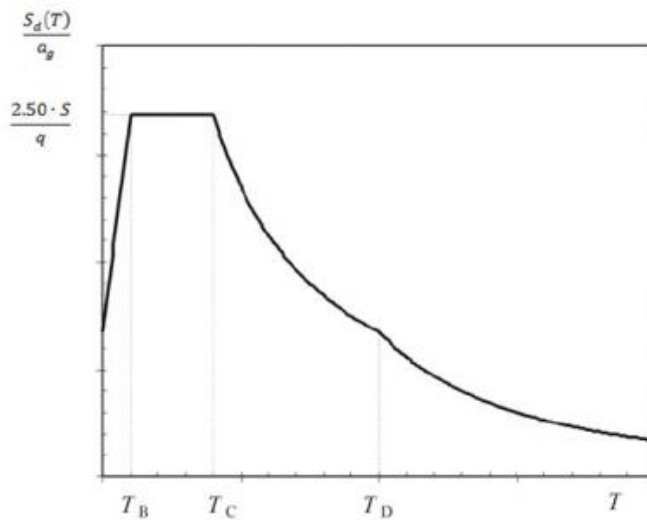
$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

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

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

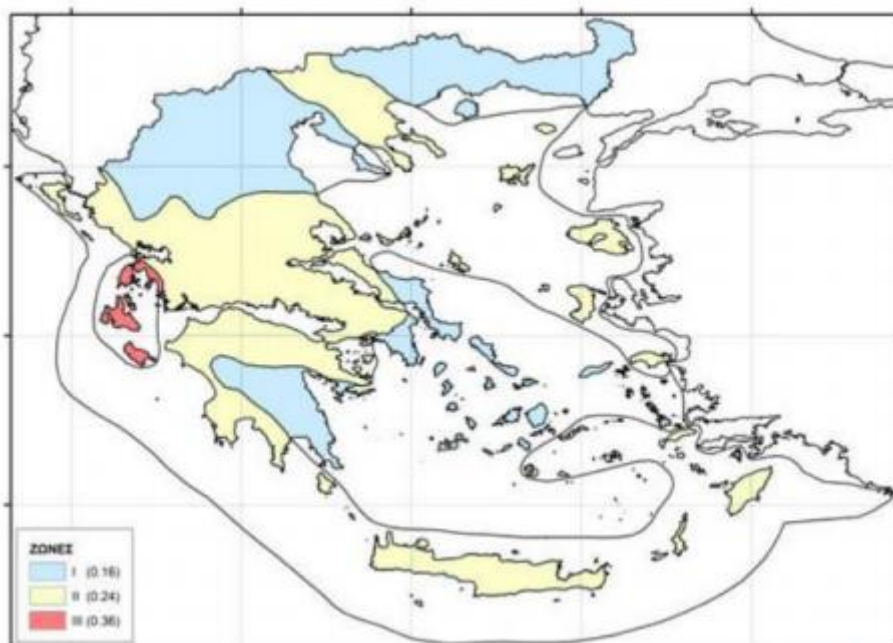
Όπου:

- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κατηγορίας A ($a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$).
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος.
- S είναι ο συντελεστής εδάφους q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς, ο οποίος περιλαμβάνει και την επίδραση του βαθμού απόσβεσης των υλικών.
- β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή του ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα και είναι ίση με 0.20.
- γ_i είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας.



Σχήμα 5.22: Φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$.

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 5.23:



Σχήμα 5.23: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος.

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

Πίνακας 5.8: Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	ΖΩΝΗ I	ΖΩΝΗ II	ΖΩΝΗ III
a_{gr}	0,16	0,24	0,36

Ο συντελεστής σπουδαιότητας υπολογίζεται από τον πίνακα 5.9 ανάλογα με την σπουδαιότητα της κατασκευής.

Πίνακας 5.9: 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 Πίνακα 5.10:

Πίνακας 5.10: 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 ύψους 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.
S1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S1

Πίνακας 5.11: Τιμές εδαφικών παραμέτρων οριζόντιου φάσματος

Κατηγορία εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.0	0.15	0.4	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

Για τις κατακόρυφες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού S_d(T) ορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = \alpha_{vg} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_C} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = \alpha_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = \alpha_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot \alpha_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = \alpha_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot \alpha_{vg} \end{cases}$$

- α_{vg} είναι η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, η οποία σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με το 90% της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης α_g .
- S είναι ο συντελεστής εδάφους. Λαμβάνεται ίσος με 1.00.
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς, με μέγιστη τιμή 1.50 για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα.

Στον Πίνακα 5.12 δίνονται οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων του κατακόρυφου φάσματος της σεισμικής δράσης, οι οποίες είναι ανεξάρτητες της κατηγορίας εδάφους.

Πίνακας 5.12: Χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι για κατακόρυφο φάσμα.

T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
0.05	0.15	1.00

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων σχεδιασμού:

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η περιοχή της Χώρας όπως και ευρύτερα η περιοχή της Καλύμνου ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, για την οποία η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι $\alpha_{gR}=0,16g$.

Οι κατασκευές των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, όπως ένα κλειστό γήπεδο που μπορεί να φιλοξενήσει πολύ κόσμο, ανήκουν στην κατηγορία III με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma = 1,2$. Επομένως:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,2 \cdot 0,16g = 1,92 \text{ m/s}^2$$

Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B και επομένως θα ισχύει:

- $S = 1,20$
- $T_B=0,15s$, $T_C=0,50s$ και $T_D=2,50s$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται ίσος με $q=1,5$. Σύμφωνα με την §2.2.2(2) του EN 1998-1:2004, λαμβάνεται $q=1,5$ για φορείς που κατατάσσονται στην κατηγορία χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας. Στην περίπτωση αυτή δε λαμβάνεται υπόψη οποιαδήποτε υστερητική απόδοση ενέργειας και δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός.

Για τον υπολογισμό της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης έχουμε τα αντίστοιχα μεγέθη ως εξής:

- $\alpha_{vg} = 0,90 \cdot a_g = 0,90 \cdot 0,16g = 0,144g$
- $S = 1,00$
- $q_{max} = 1,50$
- $T_B=0,05s$, $T_C=0,15s$ και $T_D=1,00s$

5.3 Συνδυασμοί δράσεων

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

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

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται στον Πίνακα 5.13 που ακολουθεί.

Πίνακας 5.13: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων.

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων 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 άλλες δράσεις.

Πίνακας 5.14: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων: βάρος οχημάτων < 30tn	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30tn < βάρος οχημάτων < 160tn	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H > 1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H < 1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμων σε κτίρια			
	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια			
	0,6	0,5	0

5.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρους του σε μηχανισμό θραύσης, απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Ο συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

3. Για καταστάσεις σεισμού:

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

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

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων. Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον Πίνακα 5.14.

Ο ορισμός των συνδυασμών έγινε στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020, όπου παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.

5.3.2 Οριακή Κατάσταση λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.).

Οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός
$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,j} Q_{k,j}$$
2. Συχνός συνδυασμός
$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,j} Q_{k,j}$$
3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός
$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον Πίνακα 5.14.

Ο ορισμός των συνδυασμών έγινε στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 όπου παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.

6. ΑΝΑΛΥΣΗ

6.1 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 ελέγχους 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 η ανάλυσή του.

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

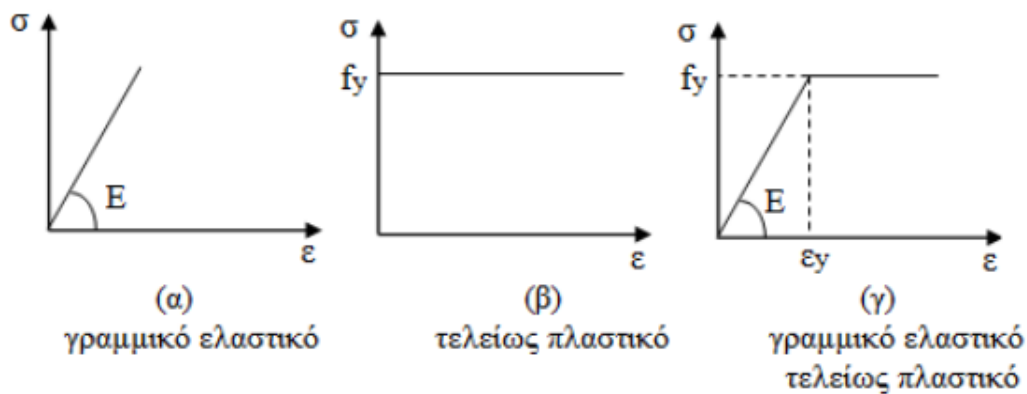
– Ελαστική ανάλυση

– 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 6.1α). Τα εντατικά μεγέθη στατικώς ορισμένων φορέων προκύπτουν από τις εξισώσεις ισορροπίας, ενώ στους υπερστατικούς φορείς εφαρμόζονται επιπλέον γεωμετρικές σχέσεις γνωστές ως συνθήκες συμβιβαστού, για να εξασφαλιστεί 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, στη 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 6.1β). Η ιδεατή αυτή σχέση τάσεων παραμορφώσεων αν και είναι απλά ένα μαθηματικό μοντέλο, αποτελεί μια καλή προσέγγιση της συμπεριφοράς του μαλακού χάλυβα.



Σχήμα 6.1: 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 στη διατομή, αλλά επίσης ανακατανομή της έντασης και στον φορέα και 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 ευστάθειας τους. Επομένως, υπάρχουν και εκεί αυστηροί περιορισμοί σχετικά με τη λυγνότητα 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}) 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:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{για ελαστική ανάλυση}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$

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

Η κατασκευή αναλύθηκε ελαστικά και εξετάστηκε αν ο συντελεστής α_{cr} είναι μεγαλύτερος από 10, ώστε να διαπιστωθεί αν μπορούν να αμεληθούν τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

6.2 Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού

Για να βρεθεί ο συντελεστής καθολικής ελαστικής αστάθειας α_{cr} , έγινε ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 για τις παρακάτω φορτίσεις σχεδιασμού, οι οποίες θεωρήθηκαν κρίσιμες:

- $1,35G + 1,50Q + 0,75S$
- $1,35G + 1,50S + 0,9W$
- $1,35G + 0,75S + 1,50W$

Όπου S και W οι διάφορες περιπτώσεις χιονιού και ανέμου.

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 πιο κρίσιμη τιμή.

Ο έλεγχος αυτός δεν ήταν κρίσιμος καθώς για όλες τις φορτίσεις που εξετάστηκαν ο συντελεστής α_{cr} ήταν αρκετά μεγαλύτερος του 10.

6.3 Ελαστική ανάλυση

Εφόσον ο συντελεστής καθολικής ελαστικής αστάθειας α_{cr} ήταν πάνω από 10, είναι επιτρεπτό να αμεληθούν φαινόμενα 2ης 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 ταυτοχρόνων 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 Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 διαφορετικές Loadcases, μία για κάθε στατική φόρτιση που ασκείται επί της κατασκευής (μόνιμα φορτία, κινητά φορτία, φορτία ανέμου, χιονιού και θερμοκρασιακά). Το Autodesk Robot

Structural Analysis Professional 2020 επιλύει και βρίσκει εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη για κάθε φόρτιση ξεχωριστά. Στην συνέχεια, ανάλογα με τους συνδυασμούς φορτίσεων, εφαρμόζει την αρχή της επαλληλίας και υπολογίζει το αντίστοιχο αποτέλεσμα.

6.4 Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και των αντίστοιχών ιδιοπεριόδων του συστήματος. Είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου σύμφωνα με την οποία προσδιορίζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής. Συνήθως, λαμβάνονται υπόψη τόσες ιδιομορφές, ώστε να ενεργοποιείται το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας και στις δύο διευθύνσεις. Η μάζα της κατασκευής υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC8 από τον συνδυασμό G+0.3S.

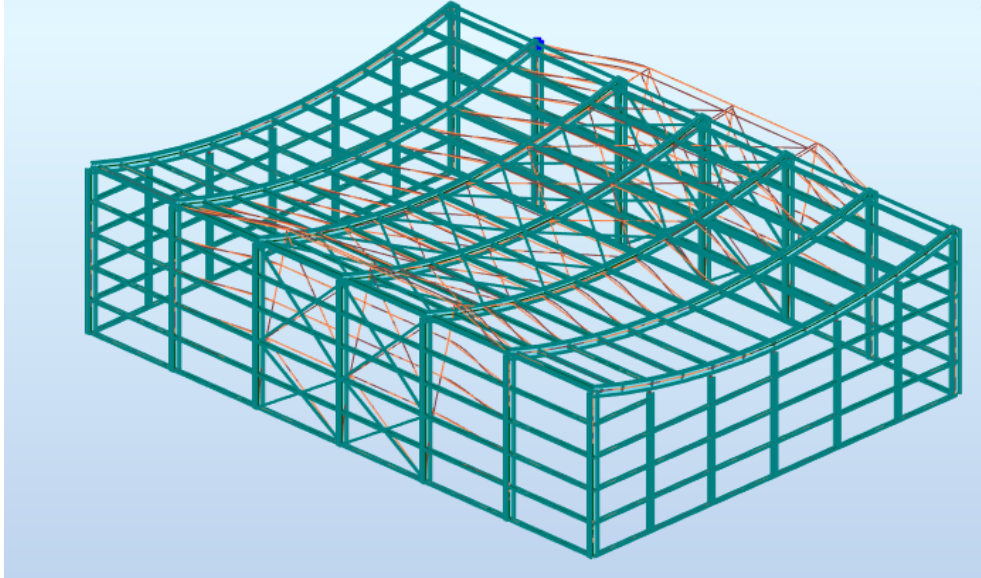
Εκτός όμως από την δυναμική φασματική μέθοδο, η ιδιομορφική ανάλυση είναι χρήσιμη και για εποπτικούς λόγους. Εντοπίζονται τυχόν προβλήματα προσομοίωσης στο μοντέλο και κατανοείται καλύτερα η απόκριση της κατασκευής.

Κατά τον διαμήκη άξονα y , η συμμετοχή της μάζας ενώ ενεργοποιεί γρήγορα σχεδόν το 80% της μάζας, η συμμετοχή ξεπερνά το 90% στην 41η ιδιομορφή. Στον εγκάρσιο άξονα x , ενεργοποιείται γρήγορα πάλι σχεδόν το 80% της μάζας και η συμμετοχή ξεπερνά το 90% στην 17^η ιδιομορφή. Παρακάτω, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του μοντέλου.

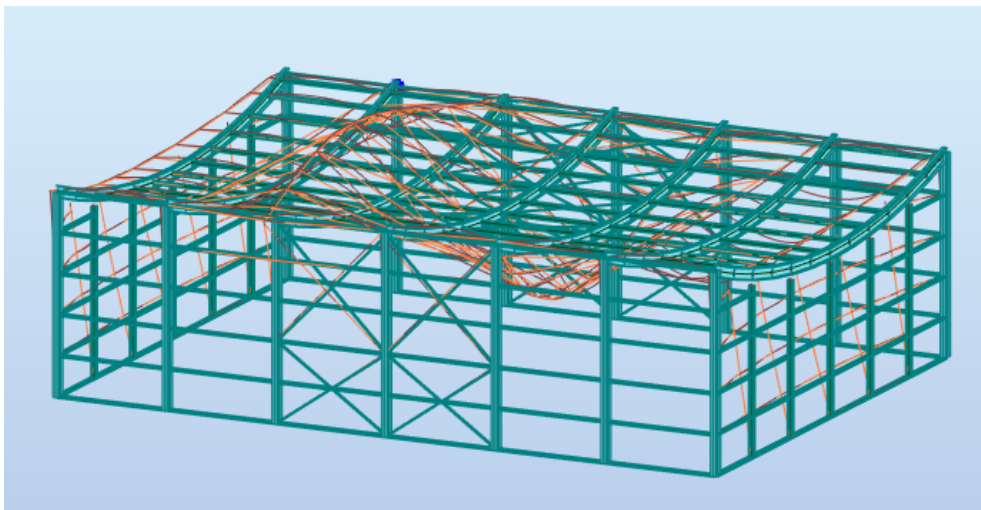
Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Χ (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Υ (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Ζ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΧ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΥ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΖ (%)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΧ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΥ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΖ (kg)
331/ 1	1,49	0,67	0,00	49,09	0,00	0,00	49,09	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 2	1,93	0,52	0,00	49,09	29,13	0,00	0,00	29,13	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 3	1,94	0,51	41,83	49,09	29,13	41,83	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 4	1,95	0,51	41,83	49,09	38,70	0,00	0,00	9,57	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 5	1,95	0,51	41,83	49,09	48,27	0,00	0,00	9,57	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 6	1,96	0,51	55,49	49,09	48,27	13,66	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 7	1,96	0,51	69,15	49,09	48,27	13,66	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 8	2,45	0,41	79,48	49,09	48,27	10,32	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 9	2,45	0,41	89,79	49,09	48,27	10,31	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 10	2,48	0,40	89,79	85,22	48,27	0,00	36,13	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 11	2,54	0,39	89,79	85,22	54,05	0,00	0,00	5,79	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 12	2,54	0,39	89,79	85,22	59,84	0,00	0,00	5,79	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 13	3,28	0,31	89,79	85,22	59,84	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 14	3,88	0,26	89,79	85,22	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 15	5,81	0,17	89,79	87,83	59,85	0,00	2,61	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 16	6,10	0,16	89,79	87,83	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 17	6,34	0,16	90,72	87,83	59,85	0,93	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 18	6,38	0,16	91,06	87,83	59,85	0,34	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 19	6,38	0,16	91,34	87,83	59,85	0,28	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 20	6,64	0,15	91,34	87,83	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 21	6,73	0,15	91,35	87,83	59,85	0,02	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 22	7,00	0,14	91,35	87,83	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 23	7,36	0,14	91,35	88,21	59,85	0,00	0,39	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 24	7,69	0,13	91,35	88,21	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 25	7,93	0,13	91,35	88,50	59,85	0,00	0,29	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 26	7,98	0,13	91,35	88,50	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 27	8,00	0,12	91,35	88,50	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 28	8,01	0,12	91,35	88,50	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 29	8,03	0,12	91,35	88,78	59,85	0,00	0,28	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 30	8,18	0,12	91,60	88,78	59,85	0,24	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 31	8,18	0,12	91,89	88,78	59,85	0,30	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 32	8,62	0,12	91,89	88,78	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 33	8,71	0,11	91,89	88,78	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 34	9,05	0,11	91,89	89,35	59,85	0,00	0,57	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 35	9,15	0,11	91,89	89,35	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 36	9,26	0,11	91,89	89,35	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 37	9,29	0,11	91,89	89,35	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 38	9,79	0,10	91,89	89,44	59,85	0,00	0,08	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 39	9,86	0,10	91,89	89,44	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 40	9,94	0,10	91,89	89,44	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 41	10,44	0,10	91,89	95,87	59,85	0,00	6,44	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 42	10,64	0,09	91,89	95,87	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 43	11,95	0,08	91,89	96,54	59,85	0,00	0,67	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 44	12,73	0,08	91,89	96,55	59,85	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 45	12,88	0,08	91,89	96,55	63,12	0,00	0,00	3,27	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 46	12,99	0,08	91,89	96,55	64,61	0,00	0,00	1,49	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 47	12,99	0,08	91,89	96,55	66,21	0,00	0,00	1,61	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 48	13,02	0,08	91,89	96,55	67,64	0,00	0,00	1,42	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 49	13,04	0,08	91,89	96,57	67,64	0,00	0,02	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 50	13,79	0,07	91,89	96,57	67,64	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 51	14,01	0,07	91,89	96,57	67,64	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 52	14,73	0,07	91,89	96,57	67,64	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 53	15,68	0,06	91,89	96,57	67,64	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 54	15,94	0,06	91,89	96,57	67,64	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94
331/ 55	16,17	0,06	91,89	96,57	67,64	0,00	0,00	0,00	177734,94	177734,94	177734,94

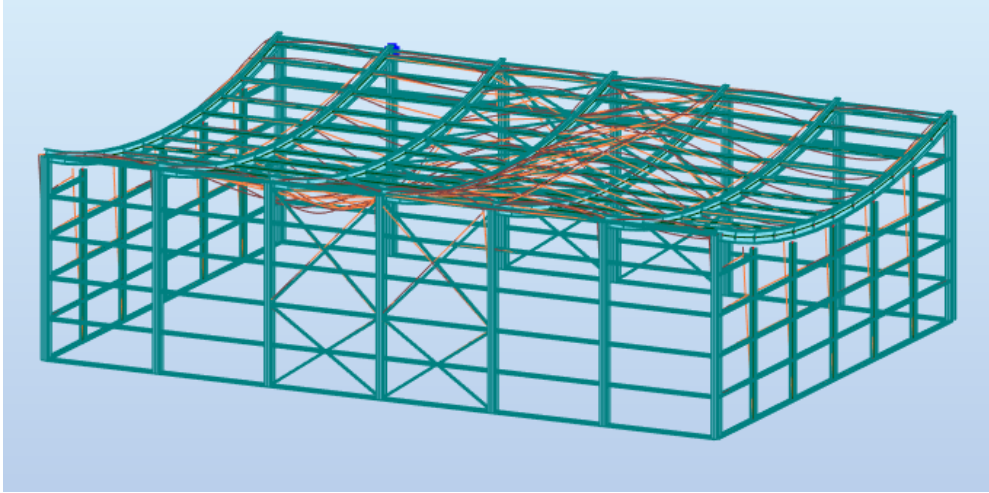
Παρατίθενται ενδεικτικά διάφορες ιδιομορφές της κατασκευής:



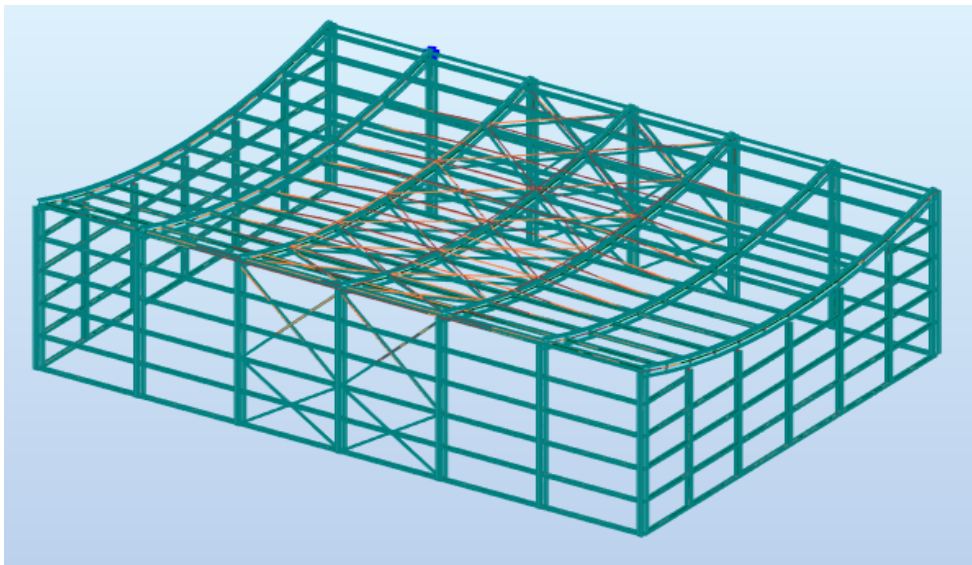
Σχήμα 6.2: 3^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά χ ($T=0.51\text{sec}$).



Σχήμα 6.3: 1^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά γ ($T=0.67\text{sec}$).



Σχήμα 6.4: 10^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά y ($T=0.40\text{sec}$).



Σχήμα 6.5: 2^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά z ($T=0.52\text{sec}$).

7. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

7.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και για να γίνεται η μέγιστη δυνατή εκμετάλλευσή τους με σκοπό την οικονομία υλικού. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας ελέγχεται η επάρκεια αντοχής των διατομών και η ευστάθεια των μελών του φορέα. 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 :

$$\frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (7.1)$$

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 1ης τάξης, η ευστάθεια μπορεί να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις αλληλεπίδρασης. Οι σχέσεις αυτές είναι προγραμματισμένες στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 μαζί με όλες τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και έτσι ελέγχονται αυτόματα.

$$\frac{\frac{N_{ed}}{x_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,ed} + \Delta M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,ed} + \Delta M_{z,ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$
$$\frac{\frac{N_{ed}}{x_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,ed} + \Delta M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,ed} + \Delta M_{z,ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (7.2)$$

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 σύγκριση 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:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (7.3)$$

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 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:

Πίνακας 7.1: Όρια κατακόρυφων βελών

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

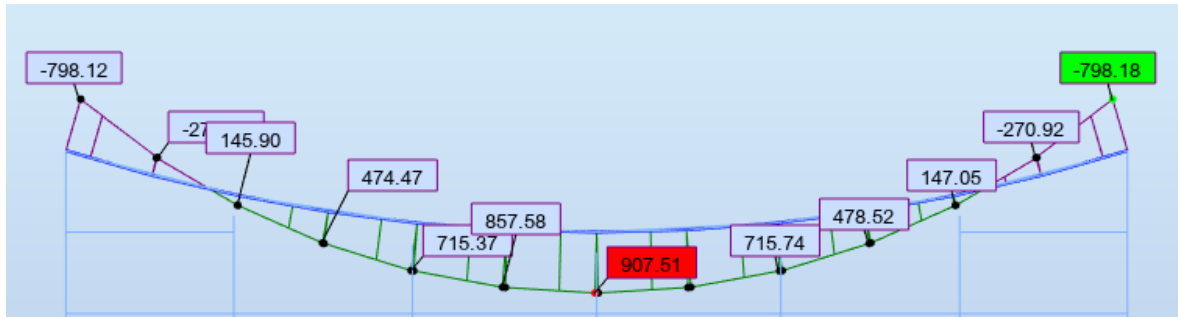
Ο έλεγχος των κατακόρυφων βελών πραγματοποιήθηκε από το πρόγραμμα εισάγοντας τιμές L/200 και L/250 στις αντίστοιχες ρυθμίσεις του σχεδιασμού. Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων για μονώροφο κτίριο χωρίς γερανογέφυρα πρέπει να ισχύει:

$$u \leq H/150 \quad (7.4)$$

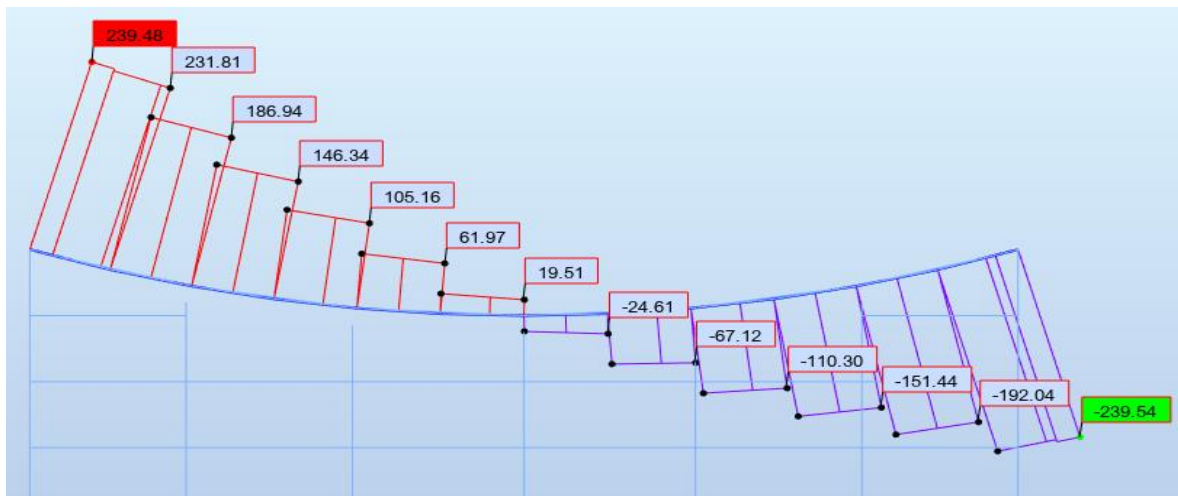
όπου u η οριζόντια μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου.

7.2 Κύριες δοκοί

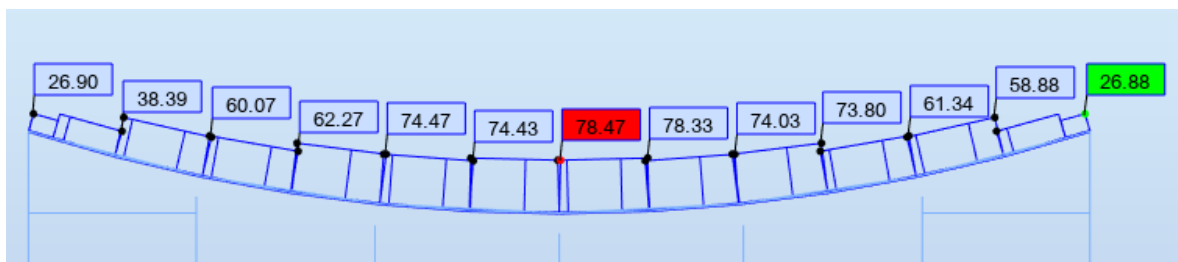
Η κύρια δοκός συνδέεται αμφίπακτα με τα υποστυλώματα, έχει συνολικό μήκος $L=26.40\text{m}$ και διατομή HEA600. Στο σχήμα 7.1 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τη δοκό "81" για το δυσμενέστερο συνδυασμό $ULS:COMB29=1,35(G+G')+1,05Q+1,5S2+0,9\Delta T2$. Καθώς τα φορτία αυτά προέρχονται κυρίως από τις τεγίδες έχουμε θεωρήσει ότι τα φορτία ασκούνται στο άνω πέλμα της διατομής.



Σχήμα 7.1: Διάγραμμα καμπτικών ροπών [My] για το ζύγωμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Σχήμα 7.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [Q] για το ζύγωμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Σχήμα 7.3: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [N] για το ζύγωμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

Η καμπλωμένη δοκός για να μοντελοποιηθεί στο πρόγραμμα αποτελείται από 12 ίσα ευθύγραμμα τμήματα τα οποία για τη διαστασιολόγηση τα ορίσαμε ως ένα στοιχείο. Ως μήκη λυγισμού έχουμε θεωρήσει $L_y=26.40\text{m}$ που είναι το μήκος της δοκού και $L_z=4.40\text{m}$, καθώς έχουμε θεωρήσει ότι εξασφαλίζεται πλευρικά τόσο από τα οριζόντια σύστημα δυσκαμψίας όσο και από τις τεγίδες. Η δοκός εξασφαλίζεται πλευρικά στο άνω πέλμα από τις τεγίδες και σε συγκεκριμένα σημεία τα οποία θεωρήθηκαν κρίσιμα υπάρχουν

αντηρίδες που συνδέουν το κάτω πέλμα της δοκού με τις τεγίδες έτσι ώστε να εξασφαλίζουν πλευρικά σε αυτά τα σημεία το κάτω πέλμα όταν έχω αρνητικές ροπές.

Code: 2 kuria dokos
 Bar: 81 ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 45 COMB29 (1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+11*0.90

HE600A

DIATOMH OK

Simplified results | Detailed results

FORCES

$N_{y,Ed} = 78.46 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 907.51 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = -6.90 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = 1.21 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 6227.60 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 907.51 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -9.55 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 2583.01 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3231.31 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1471.43 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 317.81 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = -19.43 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 1471.43 \text{ kN}^*\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 317.81 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1477.09 \text{ kN}$
	$Mb_{Rd} = 1308.90 \text{ kN}^*\text{m}$		$Tt_{Ed} = 0.25 \text{ kN}^*\text{m}$
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 1.00$ $M_{cr} = 4071.13 \text{ kN}^*\text{m}$ **ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - a** $XLT = 0.89$
 $L_{cr,upp} = 4.40 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.60$ $f_{i,LT} = 0.72$

BUCKLING y

$L_y = 26.40 \text{ m}$ $Lam_y = 1.22$
 $L_{cr,y} = 26.40 \text{ m}$ $X_y = 0.52$
 $Lam_y = 105.72$ $k_{yy} = 1.01$

BUCKLING z

$L_z = 4.40 \text{ m}$ $Lam_z = 0.72$
 $L_{cr,z} = 4.40 \text{ m}$ $X_z = 0.77$
 $Lam_z = 62.37$ $k_{yz} = 0.92$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.62 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 105.72 < Lam_{max} = 210.00$ $Lam_z = 62.37 < Lam_{max} = 210.00$ **ΣΤΑΘΕΡΟ**
 $N_{y,Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.75 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρουσιάζεται στη δοκό "68", για τον συνδυασμό SLS:COMB166 = G+G'+S2+0,70Q+0,60ΔT2 και είναι:

$$\delta = 10,2 \text{ cm} < \delta_{max} = L/200 = 13,2 \text{ cm}$$

$$(\delta_{κινητών} = 3 \text{ cm} < L/250 = 10,56 \text{ cm})$$

Άρα, η διατομή HEA600 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

Θέλοντας να ελέγξουμε και την επιρροή που έχει η καμπύλωση της δοκού στην αντοχή της θα εφαρμόσουμε τους τύπους που αναφέρθηκαν στο υποκεφάλαιο 3.3 .

Πρώτα θα υπολογίσουμε την τάση λόγω εκτός επιπέδου κάμψης από τη σχέση (3.4). Αφού πρώτα έχουμε βρει με τη βοήθεια του προγράμματος ότι η μέγιστη $\sigma_1 = 202,2 \text{ MPa}$

$$\sigma_2 = \frac{3 \cdot \sigma_1 \cdot B^2}{4 \cdot R \cdot T}$$

$$B = 0,5 (b - t_w - 2r) = 0,5 (300 - 13 - 2 \cdot 27) = 116,5 \text{ mm}$$

$$T = 25 \text{ mm}$$

$$R = 43,25 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{3 \cdot 202,2 \cdot 116,5^2}{4 \cdot 43,25 \cdot 10^3 \cdot 25} = 2 \text{ MPa}$$

Στην συνέχεια θα υπολογίσουμε την μειωμένη αντοχή σχεδιασμού για καμπυλωμένες διατομές I από τη σχέση (3.5)

$$p_{yd} = \left[p_y^2 - 3 \left(\frac{\sigma_2}{2} \right)^2 - 3\tau^2 \right]^{0.5} + \frac{\sigma_2}{2} = 274 \text{ MPa}$$

Βλέπουμε ότι η μείωση της αντοχής είναι πολύ μικρή της τάξης του 1%. Αυτό οφείλεται τόσο στο γεγονός ότι δεν αναπτύσσονται μεγάλες τάσεις όσο και στο γεγονός ότι η ακτίνα καμπύλωσης είναι σχετικά μεγάλη.

Επίσης πραγματοποιήθηκε το τροποποιημένος έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά τον Βρετανικό κανονισμό. Ο έλεγχος γίνεται στη μέση της δοκού μεταξύ των τεγίδων καθώς η θετική ροπή προκαλεί θλίψη στο κυρτό πέλμα της, που προκαλεί μείωση της αντοχής της δοκού.

$$a = E \cdot I_y = 2,97 \cdot 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$b = G \cdot I_T + \pi^2 \cdot E \cdot I_w / L^2 = 4,17 \cdot 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$c = a + b = 7,14 \cdot 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_E = \frac{\frac{-c}{R} + \sqrt{\left[\left(\frac{c}{R} \right)^2 + 4 \left(\frac{\pi^2}{L^2} - \frac{1}{R^2} \right) ab \right]}}{2} \rightarrow M_E = 4943 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\left(\frac{M_{cx} \pi^2 E}{M_E P_y} \right)} \rightarrow \lambda_{LT} = 47,4$$

Εκτός επιπέδου λυγισμός από τη παράγραφο 4.8.3.3.2(α) του BS5950-1

$$\frac{F_c}{P_{cy}} + \frac{m_{LT} M_{LT}}{M_b} \leq 1$$

Για το P_{cy} , L_e (άκρη μέχρι μέση) = 13,2 m περίπου

$$\lambda_y = \frac{2200}{27} = 81,5 \rightarrow \rho_{cy} = 158 \text{ MPa}$$

$$P_{cy} = A_g \cdot \rho_{cy} = 22600 \cdot 158 = 3571 \text{ kN}$$

Μεταξύ δύο τεγίδων η ροπή λαμβάνεται ως σταθερή, οπότε $m_{LT} = 1,0$

$$\text{Με } \lambda_{LT} = 47,4 \text{ και } \rho_y = 275 \text{ N/mm}^2, \rho_b = 244 \text{ N/mm}^2$$

$$M_b = \rho_b \cdot S_x = 244 \cdot 5350 \cdot 10^{-3} = 1305,4 \text{ kNm}$$

$$F_c = 78,47 \text{ KN}$$

$$\frac{78,47}{3571} + \frac{1 \cdot 907,51}{1305,4} = 0,72 < 1, \text{ OK}$$

7.3 Κύρια υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα των πλαισίων έχουν συνολικό μήκος 10m και διατομή HEA550 και υπόκεινται σε κάμψη με αξονική δύναμη. Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού προκύπτει από το διάγραμμα για μεταθετά πλαίσια θεωρώντας ζύγωμα διατομής HEA600 σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$K_C = I_C / L_C = 111900 / 1000 = 111,9 \text{ cm}^3$$

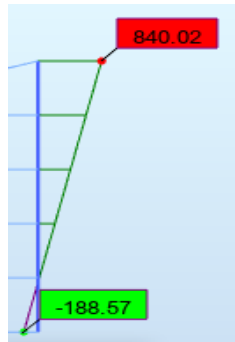
$$K_{12} = 1 \times I_y / L = 141200 / 2640 = 53,49 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = K_C / (K_C + K_{12}) = 0,70$$

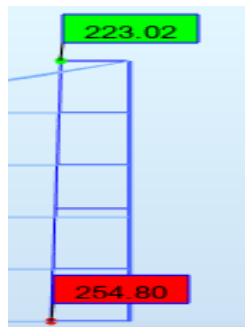
$$\eta_2 = 0 \text{ (πάκτωση)}$$

Με βάση το διάγραμμα για μεταθετά άκρα με $\eta_1 = 0,70$, $\eta_2 = 0$ προκύπτει $\beta = 1,45$ άρα το μήκος λυγισμού για τον ισχυρό άξονα $L_y = 14,5 \text{ m}$. Στον ασθενή άξονα που δεν υπάρχει λειτουργία πλαισίου το υποστυλωμα εξασφαλίζεται στον ασθενή άξονα από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις κεφαλοδοκούς. Άρα $L_z = 4 \text{ m}$.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για το υποστυλωμα "60" προκύπτουν από τον συνδυασμό $ULS = COMB28 = 1,35(G+G') + 1,05Q + 1,5S2 + 0,9\Delta T1$. Τα διαγράμματα αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής για τον συνδυασμό αυτό παρουσιάζονται στα σχήματα 7.4 και 7.5.




Σχήμα 7.4: Διάγραμμα καμπτικών ροπών [Mγ] για το υποστύλωμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Σχήμα 7.5: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [N] για το υποστύλωμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος φαίνονται παρακάτω:



HE550A

Code 1 kurio upostulwma
 Bar: 60 ΚΥΡΙΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ_60
 Point / Coordinate: 3 / x = 0.20 L = 2.00 m
 Load case: 44 COMB28 (1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+10*0.90



ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results
Detailed results




FORCES

N,Ed = 250.39 kN	My,Ed = 17.15 kN*m	Mz,Ed = 15.10 kN*m	Vy,Ed = -7.55 kN
Nc,Rd = 5823.35 kN	My,Ed,max = 840.02 kN*m	Mz,Ed,max = 15.10 kN*m	Vy,T,Rd = 2492.83 kN
Nb,Rd = 4740.48 kN	My,c,Rd = 1271.07 kN*m	Mz,c,Rd = 304.40 kN*m	Vz,Ed = 102.86 kN
	MN,y,Rd = 1271.07 kN*m	MN,z,Rd = 304.40 kN*m	Vz,T,Rd = 1329.20 kN
	Mb,Rd = 1220.81 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1




LATERAL BUCKLING

	z = 0.00	Mcr = 9274.03 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.96
	Lcr,upp=4.00 m	Lam_LT = 0.37	f _{i,LT} = 0.59	

BUCKLING y

	Ly = 14.50 m	Lam_y = 0.73
	Lcr,y = 14.50 m	Xy = 0.83
	Lamy = 63.07	kyy = 0.97

BUCKLING z

	Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.64
	Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.81
	Lamz = 55.96	kyz = 0.68

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 63.07 < Lam,max = 210.00 Lamz = 55.96 < Lam,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

$N,Ed / (χy * N,Rk / gM1) + kyy * My,Ed,max / (XLT * My,Rk / gM1) + kyz * Mz,Ed,max / (Mz,Rk / gM1) = 0.75 < 1.00$ (6.3.3.(4))

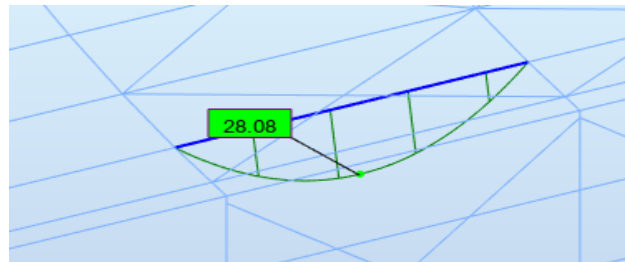
89

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση παρατηρείται στο υποστύλωμα "55" κατά την διεύθυνση X για τον συνδυασμό $SLS=COMB247 = (G+G') + 0,7Q + S2 + 0,6\Delta T2 + 0,6WIND(1+3)$ και είναι:

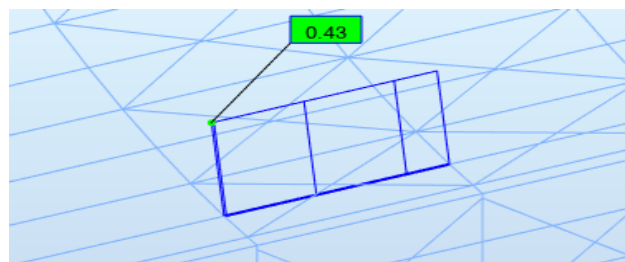
$$u = 3,1\text{cm} < u_{\max} = H/150 = 6,7\text{cm}$$

7.4 Τεγίδες


Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 6,00m και διατομή HEA180, τοποθετούνται ανά 2,20m και λειτουργούν ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δυο διαδοχικών πλαισίων. Θεωρούμε ότι συμμετέχουν στην λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας οπότε παραλαμβάνουν και αξονικά φορτία. Ακόμα λόγω της κλίσης της στέγης υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με μικρή τιμή της ροπής κάμψης περί τον ασθενή άξονα. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην τεγίδα "143", για το συνδυασμό $ULS=COMB28=1,35(G+G') + 1,5S2 + 1,05Q + 0,9\Delta T1$.



Σχήμα 7.6: Διάγραμμα καμπτικών ροπών [My] για την τεγίδα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Σχήμα 7.7: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [N] για την τεγίδα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



HE180A

Code 3 tegida
Bar: 143 ΤΕΓΙΔΑ_143
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
Load case: 44 COMB28 (1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+10*0.90

ΔΙΑΤΟΜΗ OK


Simplified results
Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 0.43 kN	M _{y,Ed} = 28.08 kN*m	M _{z,Ed} = 7.00 kN*m
N _{c,Rd} = 1244.41 kN	M _{y,Ed,max} = 28.08 kN*m	M _{z,Ed,max} = 7.00 kN*m
N _{b,Rd} = 379.96 kN	M _{y,c,Rd} = 89.34 kN*m	M _{z,c,Rd} = 43.04 kN*m
	MN _{y,Rd} = 89.34 kN*m	MN _{z,Rd} = 43.04 kN*m
	M _{b,Rd} = 55.93 kN*m	

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING




z = 1.00
L_{cr,upp} = 6.00 m

M_{cr} = 80.04 kN*m
Lam_{LT} = 1.06

ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a
f_{i,LT} = 1.15

XLT = 0.63


BUCKLING y



L_y = 6.00 m
L_{cr,y} = 6.00 m
Lam_y = 80.56

Lam_y = 0.93
X_y = 0.64
k_{yy} = 1.00

BUCKLING z



L_z = 6.00 m
L_{cr,z} = 6.00 m
Lam_z = 132.74

Lam_z = 1.53
X_z = 0.31
k_{yz} = 0.92

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 80.56 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 132.74 < Lam_{max} = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

N_{Ed}/(χ_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(χ_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.65 < 1.00 (6.3.3.(4))

Στην διαστασιολόγηση της κύριας δοκού έχουμε θεωρήσει ότι οι τεγίδες εξασφαλίζουν πλευρικά τη δοκό. Προκειμένου οι τεγίδες να είναι σε θέση να ανταποκριθούν στον πρόσθετο ρόλο τους ως στοιχεία πλευρικής εξασφάλισης πρέπει να διαθέτουν μια πλευρική στήριξη και μια ελάχιστη δυσκαμψία. Έτσι, μια σειρά τεγίδων θα πρέπει να καταλήγει σε κάποιο οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας και να συνδέεται με αυτό. Ως τέτοιο σύστημα χρησιμοποιείται ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας. Ως προς την απαιτούμενη δυσκαμψία της τεγίδας, μπορεί να τίθεται ένα κάτω όριο για τη δυσκαμψία της τεγίδας προσδιορισμένο από τη σχέση που προτείνεται από τους Horne και Ajmani [5]:

$$\frac{I_p}{I_r} \geq \frac{f_y}{190 \times 10^3} \cdot \frac{B(L_1 + L_2)}{L_1 L_2} \quad (7.5)$$

Όπου:

- I_p και I_r είναι οι ροπές αδράνειας τεγίδας και ζυγώματος αντιστοίχως ως προς τους κύριους άξονες
- B το άνοιγμα της τεγίδας
- L_1 και L_2 οι εκατέρωθεν αποστάσεις μίας θέσης πλαστικής άρθρωσης από τους κόμβους ζυγώματος-υποστυλώματος ή από σημείο καμψής του διαγράμματος ροπών

Εφαρμόζοντας αυτή τη σχέση για τη περίπτωση μας έχουμε:

- $I_r = 141200 \text{ cm}^4$
- $B = 6 \text{ m}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $L_1 = 2,20 \text{ m}$
- $L_2 = 11 \text{ m}$

Άρα, $I_p \geq 706 \text{ cm}^4$, που ισχύει ($I_p=2510 \text{ cm}^4$ της HEA180).

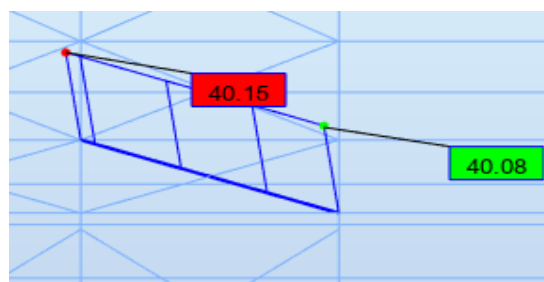
Το μέγιστο βέλος για τις τεγίδες στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προκύπτει από το συνδυασμό $SLS=COMB244=G+G+S2+0,7Q+0,6WIND(1+4)+0,6\Delta T1$, στην τεγίδα "255" και είναι:

$$\delta=1 \text{ cm} < \delta_{\max} = L/200 = 3 \text{ cm}$$

7.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στη στέγη του κτιρίου έχουν διαμορφωθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τοποθετώντας διαγώνιες ράβδους μήκους $L=7.09 \text{ m}$, διατομής SHS60x60x3.2 ανά τεγίδα.

Η διαστασιολόγηση των διαγώνιων ράβδων γίνεται σε θλίψη, συνδέονται αμφιαρθρωτά με το ζύγωμα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέρα του ίδιου βάρους τους. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην διαγώνιο "413", για το συνδυασμό $ULS=COMB77=1,35(G+G')+1,5WIND(2+4)+1,05Q+0,9\Delta T2$.



Σχήμα 7.8: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [Nκ] για τον οριζόντιο σύνδεσμο για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

TCAR60x3.2


Code 8 orizontios sundesmos
 Bar: 413 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ_413
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 98 COMB77 (1+2)*1.35+3*1.05+11*0.90+(7+9)*1.50




ΔΙΑΤΟΜΗ OK




Simplified results Detailed results

FORCES
 N,Ed = 40.15 kN
 Nc,Rd = 198.58 kN
 Nb,Rd = 55.61 kN

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING
 XLT = 1.00

BUCKLING y
 Ly = 7.09 m Lam_y = 1.76
 Lcr,y = 3.54 m Xy = 0.28
 Lam_y = 153.21

BUCKLING z
 Lz = 7.09 m Lam_z = 1.76
 Lcr,z = 3.54 m Xz = 0.28
 Lam_z = 153.21

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
 N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))

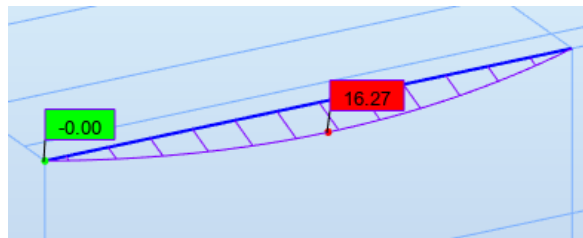
MEMBER STABILITY CHECK
 Lam_y = 153.21 < Lam,max = 210.00 Lam_z = 153.21 < Lam,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ
 N,Ed/Nb,Rd = 0.72 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

7.6 Κεφαλοδοκοί

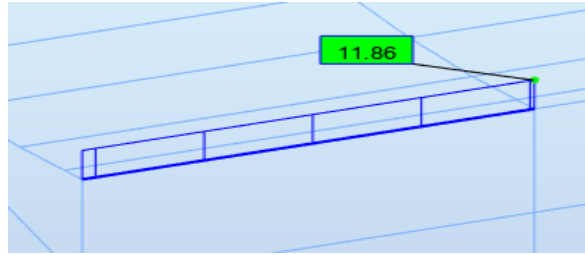
Οι κεφαλοδοκοί συνδέουν εγκάρσια τους κύριους φορείς και καταπονούνται κυρίως αξονικά σε θλίψη. Συνδέονται αμφιαρθρωτά και επιλέχθηκε κοίλη τετραγωνική διατομή, έτσι ώστε να οδηγούμαστε σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη.

Τελικά, επιλέχθηκε διατομή SHS100x100x6.3.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για το συνδυασμό $ULS=COMB137=1,35(G+G')+0,9\Delta T1+1,05Q+1,5WIND(2+4)+0,75S2$, στην κεφαλοδοκό "182".



Σχήμα 7.9: Διάγραμμα καμπτικών ροπών [Mz] για την κεφαλοδοκό για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Σχήμα 7.10: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [N] για την κεφαλοδοκό για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

Code 5 kefalodokos
 Bar: 182 ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ_182
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
 Load case: 162 COMB137 (1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*0.90+(7+9)*1.50

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

TCAR100x6.3

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 11.86 kN	My,Ed = 1.09 kN*m	Mz,Ed = 16.27 kN*m
Nc,Rd = 643.50 kN	My,Ed,max = 1.09 kN*m	Mz,Ed,max = 16.27 kN*m
Nb,Rd = 171.99 kN	My,c,Rd = 22.85 kN*m	Mz,c,Rd = 22.85 kN*m
	MN,y,Rd = 22.85 kN*m	MN,z,Rd = 22.85 kN*m

TΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

L _y = 6.00 m	Lam _y = 1.81
L _{cr,y} = 6.00 m	X _y = 0.27
Lam _y = 157.22	k _{zy} = 0.65

BUCKLING z

L _z = 6.00 m	Lam _z = 1.81
L _{cr,z} = 6.00 m	X _z = 0.27
Lam _z = 157.22	k _{zz} = 1.04

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.71 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 157.22 < Lam,max = 210.00 Lam_z = 157.22 < Lam,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

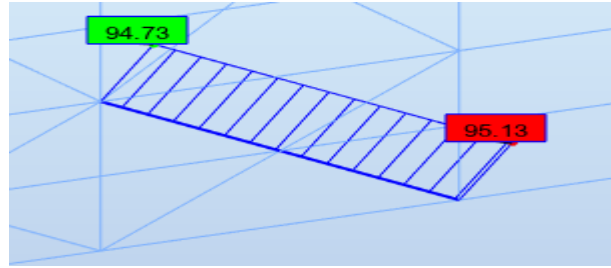
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))

7.7 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία, οπότε η διαστασιολόγηση έγινε σε θλίψη. Οι διαγώνιοι ράβδοι συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέρα του ίδιου βάρους τους καθώς δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη.

Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κοίλη τετραγωνική SHS 80x80x3.2.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για το συνδυασμό ULS= COMB120=1,35(G+G')+1,05Q+1,5ΔT1+0,9WIND(2+3)+0,75S2, στον κατακόρυφο σύνδεσμο "20".



Σχήμα 7.11: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [Nk] για τον κατακόρυφο σύνδεσμο για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

Auto

Code 7 κατακορυφος sundesmos
 Bar: 20 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ_20
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 143 COMB120 (1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*1.50+(7+8)*0.90

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

TCAR80x3.2

Simplified results
Detailed results

FORCES

N,Ed = 95.13 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 122.55 kN

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

Ly = 7.21 m
Lcr,y = 3.61 m
Lamy = 115.18

Lam_y = 1.33
Xy = 0.46

BUCKLING z

Lz = 7.21 m
Lcr,z = 3.61 m
Lamz = 115.18

Lam_z = 1.33
Xz = 0.46

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N,Ed/Nc,Rd = 0.35 < 1.00 (6.2.4.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

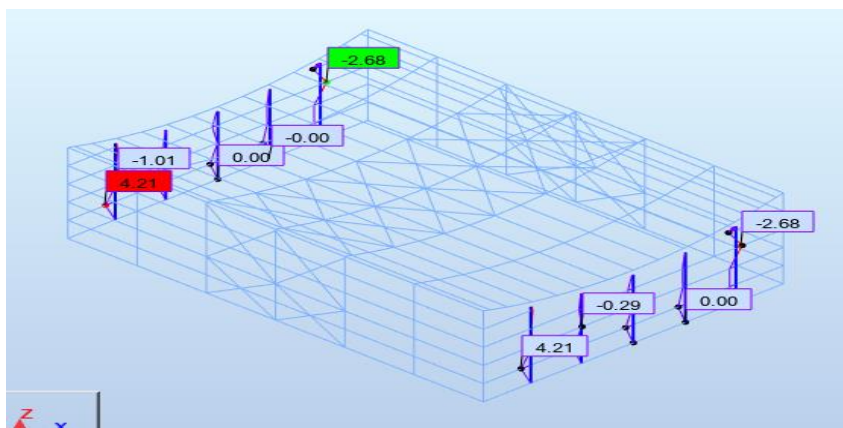
Lamy = 115.18 < Lam,max = 210.00 Lamz = 115.18 < Lam,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

N,Ed/Nb,Rd = 0.78 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

95

7.8 Μετωπικά υποστυλώματα


Τα μετωπικά υποστυλώματα κατασκευάζονται πακτωμένα στη βάση τους και με κύλιση στην κορυφή προκειμένου να μην παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις από το βάρος του ζυγώματος. Κύρια καταπόνηση τους αποτελεί η κάμψη λόγω της ανεμοπίεσης.



Σχήμα 7.12: Διάγραμμα ροπών M_z μετωπικών υποστυλωμάτων για τον συνδυασμό 139.

Τα υποστυλώματα κατασκευάζονται από διατομή HEA260 και έχουμε θεωρήσει ότι οι μηκίδες δεν προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για το συνδυασμό $ULS=COMB139=1,35(G+G')+1,05Q+0,75S2+0,9\Delta T2+1,50(WIND1+4)$.



HE260A



Code 6 metwpiko upostulwma
Bar: 194 ΜΕΤΩΠΙΚΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ_194
Point / Coordinate: 3 / x = 0.24 L = 2.00 m
Load case: 164 COMB139 (1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*0.90+(6+9)*1.50

FORCES




$N_{,Ed} = 11.79 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -95.22 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 4.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -2.11 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2387.53 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -136.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 4.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 1167.67 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 759.78 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 252.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 118.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -47.61 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 252.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 118.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 456.58 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 173.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1




LATERAL BUCKLING

	$z = 0.00$	$M_{cr} = 269.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$X_{LT} = 0.69$
	$L_{cr,low} = 8.40 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.97$	$f_{i,LT} = 1.05$	

BUCKLING y

	$L_y = 8.40 \text{ m}$	$Lam_y = 0.88$
	$L_{cr,y} = 8.40 \text{ m}$	$X_y = 0.67$
	$Lam_y = 76.55$	$k_{yy} = 1.01$

BUCKLING z

	$L_z = 8.40 \text{ m}$	$Lam_z = 1.49$
	$L_{cr,z} = 8.40 \text{ m}$	$X_z = 0.32$
	$Lam_z = 129.24$	$k_{yz} = 0.96$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.38 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 76.55 < Lam_{,max} = 210.00$ $Lam_z = 129.24 < Lam_{,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ

$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.83 < 1.00$ (6.3.3.(4))

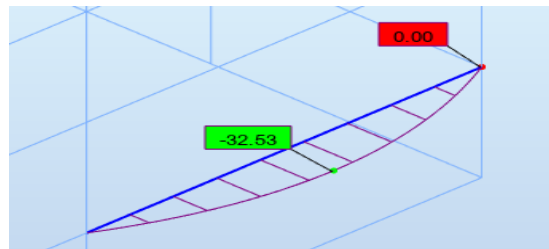
Όπως αναφέραμε και στο κεφάλαιο 4.6 η σύνδεση των υποστυλωμάτων με το ζύγωμα πραγματοποιείται με κοχλίες σε επιμήκεις οπές. Το μέγεθος των υπερμεγέθη οπών λαμβάνεται από το βέλος του ζυγώματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας (συνδυασμός 29). Το μέγιστο βέλος των κύριων δοκών που βρίσκονται όπου υπάρχουν τα μετωπικά υποστυλώματα είναι $\delta=10\text{cm}$. Άρα οι οπές κατασκευάζονται με συνολική ανοχή 12cm.

7.9 Μηκίδες

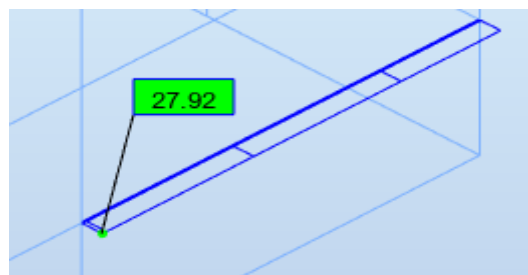
Οι μηκίδες δέχονται οριζόντια φορτία από τον άνεμο και κατακόρυφα φορτία από το ίδιο βάρος. Είναι τοποθετημένες με τα πέλματα παράλληλα στις όψεις, ώστε τα φορτία ανέμου να ενεργοποιούν τον ισχυρό τους άξονα. Έτσι, τα κατακόρυφα φορτία καταπονούν τον ασθενή άξονα και για αυτό έγινε πρόβλεψη ενός ελκυστήρα όπου με την τοποθέτηση του υποτετραπλασιάζεται η καμπτική ροπή περί τον ασθενή άξονα. Στο μοντέλο που δημιουργήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος η ροπή δεν υποτετραπλασιάζεται, απλά μειώνεται στο μισό το μήκος λυγισμού, με αυτή τη παραδοχή και πάλι διαστασιολογήθηκαν υπέρ της ασφαλείας οι μηκίδες.

Οι μηκίδες κατασκευάζονται από διατομή IPE240 και λειτουργούν ως αμφιέριστα στοιχεία.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για το συνδυασμό $ULS=COMB73=1,35(G+G')+1,05Q+1,50WIND(2+4)+0,90\Delta T1$, στην μηκίδα "252".



Σχήμα 7.13: Διάγραμμα ροπών M_y για την μηκίδα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Σχήμα 7.15: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [Nx] για την μηκίδα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

Code 4 mhkida
Bar: 252
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
Load case: 94 COMB73 (1+2)*1.35+3*1.05+10*0.90+(7+9)*1.50

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

IPE240

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 27.92 kN	My,Ed = -32.53 kN*m	Mz,Ed = -1.83 kN*m
Nc,Rd = 1075.70 kN	My,Ed,max = -32.53 kN*m	Mz,Ed,max = -1.83 kN*m
Nb,Rd = 1075.70 kN	My,c,Rd = 100.84 kN*m	Mz,c,Rd = 20.33 kN*m
	MN,y,Rd = 100.84 kN*m	MN,z,Rd = 20.33 kN*m
	Mb,Rd = 50.22 kN*m	

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

z = 1.00	Mcr = 64.32 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.50
Lcr,low=3.00 m	Lam_LT = 1.25	fi,LT = 1.39	

BUCKLING y

kyy = 1.00

BUCKLING z

kzz = 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

My,Ed/MN,y,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

MEMBER STABILITY CHECK

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * My_{Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.76 < 1.00$ (6.3.3.(4))

7.10 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

Στον πίνακα 7.2 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μέλος και αντίστοιχα τα ποσοστά εκμετάλλευσης τους.

Πίνακας 7.2: Πίνακας τελικών διατομών και μεγίστων ποσοστών εκμετάλλευσης

ΜΕΛΗ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΕΓΙΣΤΟ ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ
Υποστυλώματα	HEA550	75%
Κύριες δοκοί	HEA600	75%
Τεγίδες	HEA180	65%
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS60x60x3.2	72%
Κεφαλοδοκοί	SHS100x100x6.3	84%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS80x80x3.2	78%
Μετωπικά υποστυλώματα	HEA260	83%
Μηκίδες	IPE240	76%

7.11 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

Για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία (περιμετρικές επικαλύψεις)

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (7.5)$$

όπου v , μειωτικός συντελεστής για την θεώρηση της μικρότερης περιόδου επανάληψης της σεισμικής δράσης για την οποία ελέγχεται η απαίτηση περιορισμού των βλαβών (50% έναντι 10%/50χρ.)

Για το κτίριο μας το οποίο είναι κατηγορίας σπουδαιότητας III συνίσταται $v=0.4$.

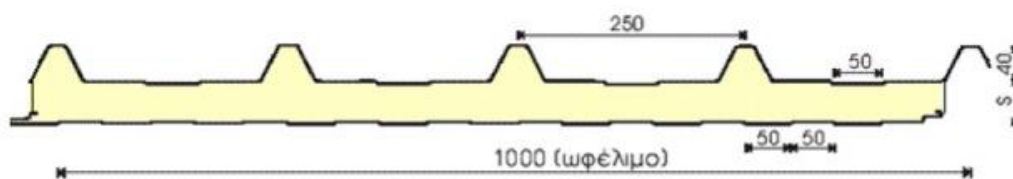
Η μέγιστη μετακίνηση για σεισμό είναι 7,7cm και το ύψος του ορόφου είναι 10m.

$$7,7 \cdot 0,4 \leq 0,0075 \cdot 1000 \rightarrow 3,08 \text{cm} < 7,5 \text{cm}$$

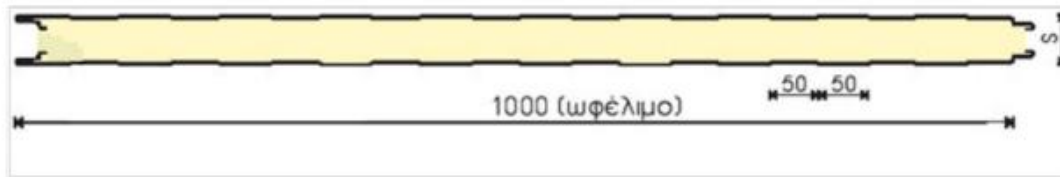
Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών.

7.12 Φύλλα επικάλυψης

Για την επένδυση του φορέα και στην οροφή επιλέχτηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm RPU και για την επένδυση του φορέα πλευρικά επιλέχτηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm WPU. Η τελική επιλογή του πάχους των ελασμάτων και της πολυουρεθάνης των θερμομονωτικών πάνελ που επιλέχτηκαν, γίνεται με βάση τους παρακάτω πίνακες. Στον πίνακα 7.3 και 7.4 δίνονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες φορτίσεις ανάλογα το πάχος του πετάσματος και το πάχος των ελασμάτων.



Σχήμα 7.7: Πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm RPU.



Σχήμα 7.8: Πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm WPU.

Πίνακας 7.3: 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	

Πίνακας 7.4: Μέγιστες επιτρεπόμενες φορτίσεις Insotherm WPU.

ΠΑΧΟΣ ΠΕΤΑΣ-ΜΑΤΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΕΛΑΣ-ΜΑΤΩΝ	ΑΜΦΙΕΡΙΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ					ΣΤΗΡΙΞΗ ΠΟΛΛΑΠΛΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ						
		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	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	147	78				194	122	73				
	0,60 / 0,60	158	84	53			211	131	78				
40	0,50 / 0,50	196	140	93	57		294	186	127	90	64		
	0,60 / 0,60	211	150	100	61		306	201	136	96	69		
50	0,50 / 0,50	221	172	127	86	64	377	250	175	131	93	64	
	0,60 / 0,60	235	183	136	92	69	392	274	188	141	100	69	53
60	0,50 / 0,50	265	216	167	118	88	451	314	225	176	127	78	59
	0,60 / 0,60	284	235	178	125	94	470	331	243	189	136	84	63
80	0,50 / 0,50	343	245	186	147	118	554	426	319	237	181	137	113
	0,60 / 0,60	363	265	206	158	125	569	443	336	260	194	147	121

Σύμφωνα με τα φορτία ανέμου που υπολογίσαμε στο κεφάλαιο 5.2.3 η μέγιστη πίεση που ασκείται στην οροφή είναι 3,27 kN/m² και η μέγιστη πίεση που ασκείται πλευρικά

είναι $2,41\text{kN/m}^2$. Για επιλογή πάχους ελασμάτων $0,6\text{mm}$, πάχος πάνελ 80mm και με δεδομένο ότι η απόσταση των τεγίδων να είναι περίπου $2,5\text{m}$ η μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση των πάνελ οροφής είναι $3,84\text{kN/m}^2$. Για επιλογή πάχους ελασμάτων $0,6\text{mm}$, πάχος πάνελ 60mm και με δεδομένο ότι η απόσταση των μηκίδων να είναι περίπου 2m η μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση των πάνελ οροφής είναι $2,84\text{kN/m}^2$. Επομένως, επιλέχθηκε το Insotherm RPU 80 με πάχος ελασμάτων $0,6\text{mm}$ για την οροφή και το Insotherm WPU 60 με πάχος ελάσματος $0,6\text{mm}$ για την κάλυψη των πλευρικών όψεων.

8. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ

8.1 Συνδέσεις

8.1.1 Εισαγωγή

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής και της πλαστιμότητας των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη και δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου.

Στην παρούσα διπλωματική κάποιες από τις συνδέσεις μελετήθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020, άλλες διαστασιολογήθηκαν στο χέρι, και άλλες παρουσιάζονται εμπειρικά χωρίς να έχει γίνει διαστασιολόγηση με σκοπό να γίνει αντιληπτή η γεωμετρία τους και ο τρόπος σύνδεσης κάποιων στοιχείων του φορέα.

8.1.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Η σύνδεση της διαγωνίου με το υποσύλωμα σχεδιάζεται ως κοχλιωτή με την βοήθεια ελάσματος πάχους 13mm και κοχλίες M20 ποιότητας 8.8 . Υπενθυμίζεται ότι η διατομή της διαγωνίου είναι μια κοίλη τετραγωνική διατομή με εμβαδό $A=9,78\text{cm}^2$ Ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος από το οποίο προσδοκείται η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας γι' αυτό το λόγο επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στην βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$R_d \geq R_y \cdot R_{fy} \quad (8.1)$$

Όπου:

- R_d είναι η οριακή αντοχή της σύνδεσης
- R_{fy} είναι η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

Επιλογή ελάσματος

- $t \cdot b \geq 1,2 \cdot A$
 $b \geq 1,2 \cdot A / t$
 $b \geq 1,2 \cdot 9,78 / 1,3 \Rightarrow b \geq 9 \text{ cm}$
- $N_{u,Rd} (\text{ελάσματος}) \geq 1,2 N_{pl,Rd}$
 $[0,9 \cdot (b - 2 \cdot 2,2) \cdot 1,3 \cdot 43] / 1,25 \geq 1,2 \cdot 9,78 \cdot 27,5$
 $b \geq 12,4 \text{ cm}$

Άρα, επιλέγεται έλασμα με $b=140\text{mm}$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγουμε κοχλίες M20 8.8 και τοποθετούνται έτσι ώστε το σπείρωμα να είναι εκτός της επιφάνειας διάτμησης. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως μονότμητοι.

$$A_{\text{κοχλ}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub} \cdot m / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 80 \cdot m / 1,25 = 120,76 \cdot m$$

$$F_{v,Rd} = 1,2 N_{pl,Rd} \Rightarrow 1,2 \cdot 9,78 \cdot 27,5 \leq 120,76 \cdot m \Rightarrow m \geq 2,67$$

Άρα, $m=4$ κοχλίες.

Με $m=4$, η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι=

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 80 \cdot 4 / 1,25 = 482,3 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$k_1 = \min [2,8 (e_2/d_o) - 1,7 ; 1,4 (p_2/d_o) - 1,7 ; 2,5] = 2,50$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min} / 1,25 = 4 \cdot 2,5 \cdot \alpha_b \cdot 43 \cdot 2 \cdot 1,3 / 1,25 = 894,4 \alpha_b$$

Πρέπει όμως να ισχύει το 2^ο κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική σε αστοχία πρέπει να είναι η σύνθλιψη άντυγας των οπών, που είναι πλαστική μορφή αστοχίας και όχι η αστοχία σε διάτμηση του κοχλίου που είναι ψαθυρή. Άρα πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$1,2 N_{b,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow 1,2 \cdot 9,78 \cdot 27,5 \leq 894,4 \cdot \alpha_b \leq 482,3 \Rightarrow$$

$$0,36 \leq \alpha_b \leq 0,54$$

$$\alpha_b = \min [e_1/3d_o ; (p_1/3d_o)-(1/4) ; f_{ub}/f_u ; 1] \Rightarrow$$

- $40,3 \leq p_1 \leq 50,1$
- $23,8 \leq e_1 \leq 35,6$

Ελάχιστες αποστάσεις=

$$\min e_1 = 1,2 \cdot d_o = 26,4 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2 \cdot d_o = 48,4 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις=

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 90 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = (14t ; 200) = 175 \text{ mm}$$

Επιλέγονται, $e_1=35 \text{ mm}$, $e_2=40 \text{ mm}$, $p_1=50 \text{ mm}$, $p_2=60 \text{ mm}$.

$$\text{Επομένως, } \alpha_b = \min [e_1/3d_o ; (p_1/3d_o)-(1/4) ; f_{ub}/f_u ; 1] = 0,51$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min} / 1,25 = 894,4 \cdot 0,51 = 456,14 \text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει, } 1,2 N_{b,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow 322,74 \leq 456,14 \leq 482,3.$$

Έλεγχος συγκόλλησης

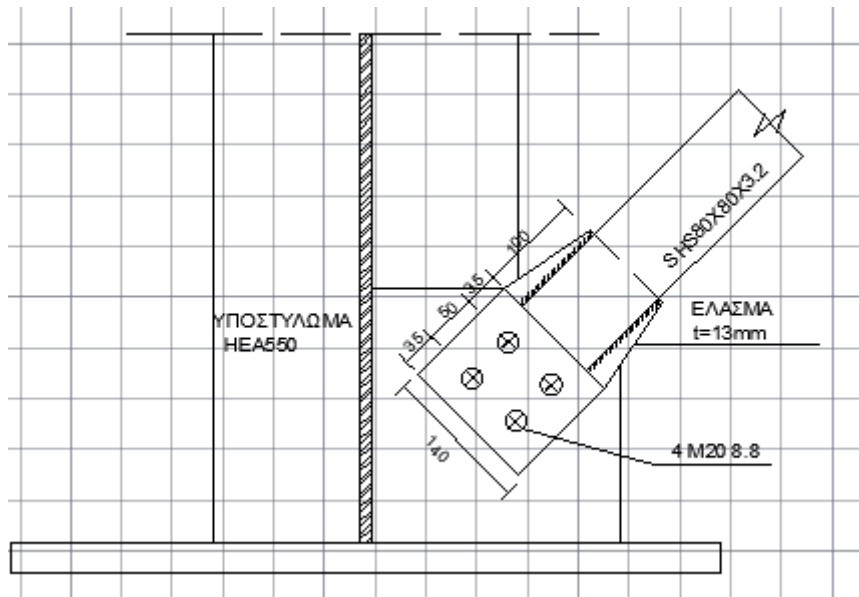
Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται ως εξής:

$$f_{v,wd} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{Mw}) = 43 / (\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25) = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

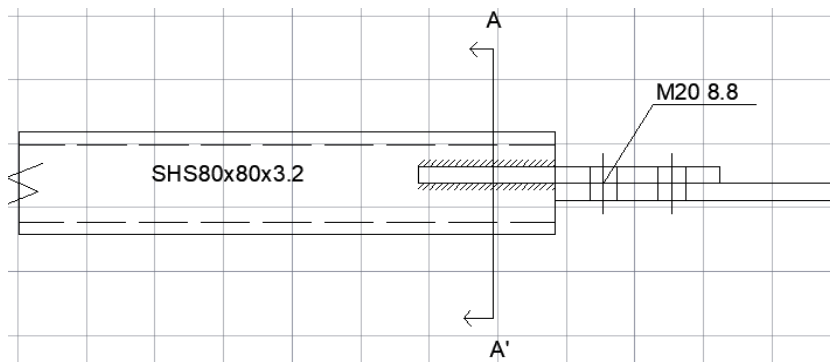
Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης $a_w=4 \text{ mm}$

$$4 \cdot l \cdot \alpha \cdot f_{v,wd} \geq 1,2 N_{pl,Rd} \Rightarrow l \geq (1,2 \cdot 9,78 \cdot 27,5) / (4 \cdot 0,4 \cdot 23,37) = 8,63 \text{ cm}$$

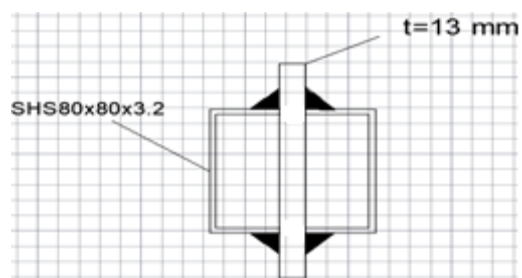
Άρα, $l=10 \text{ cm}$.



Σχήμα 8.1: Λεπτομέρεια σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με το υποστύλωμα.



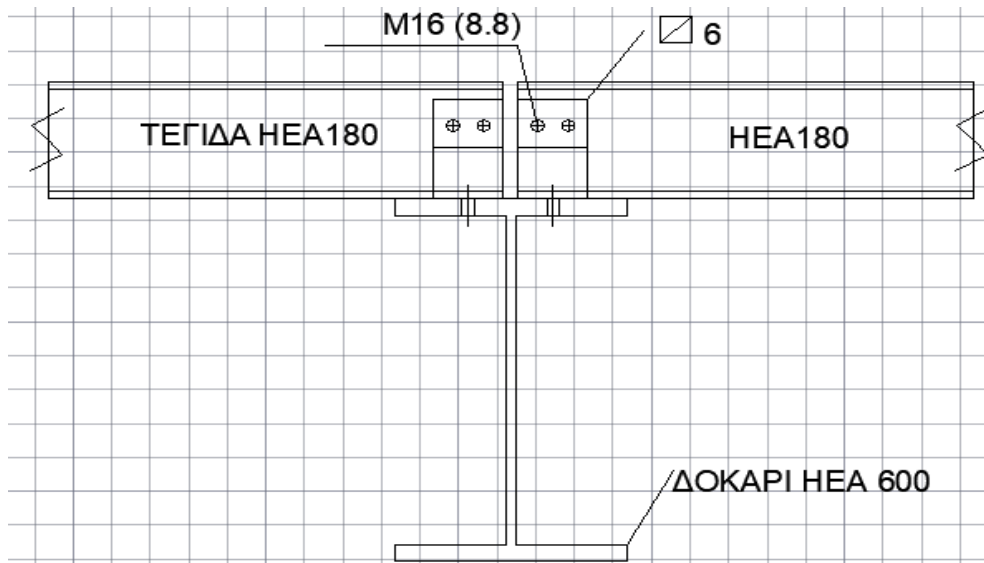
Σχήμα 8.2: Λεπτομέρεια σύνδεσης κοίλης τετραγωνικής διατομής στο κομβόελασμα.



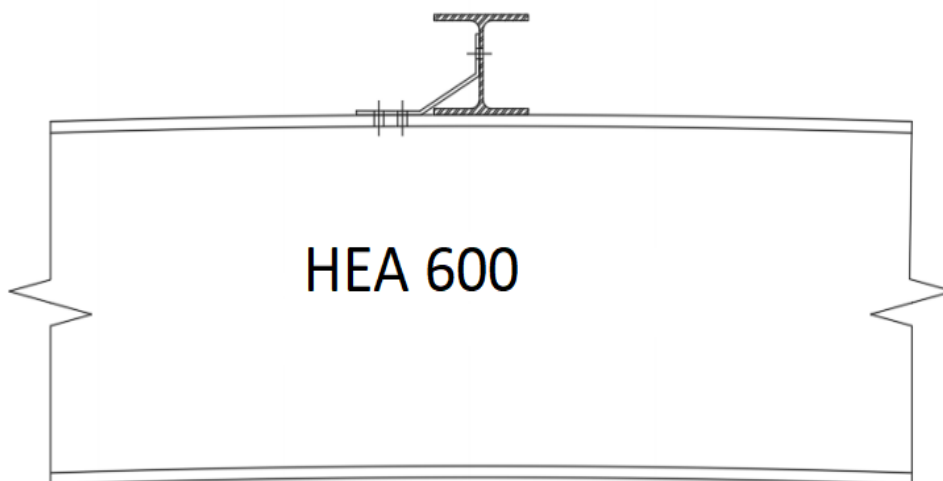
Σχήμα 8.3: Τομή ΑΑ'

8.1.3 Σύνδεση τεγίδας

Οι τεγίδες συνδέονται αρθρωτά μεταξύ των κύριων φορέων. Η σύνδεση τους γίνεται στο άνω πέλμα της κύριας δοκού όπως φαίνεται στο σχήμα 8.4 και 8.5. Από τη στιγμή που η τεγίδα συνδέεται αμφιαρθρωτά πάνω στο ζύγωμα η σύνδεση της δεν καταπονείται από ροπή παρά μόνο από τέμνουσα και αξονική. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για την σύνδεση της τεγίδας προέρχονται αξονικά φορτία τα οποία είναι $V_{Ed} = 18,72 \text{ kN}$ (F_z) και $N_{Ed} = 0,43 \text{ kN}$ (F_x).



Σχήμα 8.4: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα.



Σχήμα 8.5: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα.

$$F_{V,Ed} = \sqrt{18,72^2 + 0,43^2} = 18,72 \text{ kN}$$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση (M16 8.8)

$$F_{v,Rd} = n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A \cdot m / \gamma_{M2} = 1 \cdot 0,6 \cdot 1,6^2 \cdot 80 \cdot 2 / (1,25 \cdot 4) = 154 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

- κατά x-x:

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e1}{3do}; \frac{p1}{3do} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\} = \min\left\{\frac{25}{3 \times 18}; \frac{40}{3 \times 18} - 0,25; \frac{80}{43}; 1\right\} = 0,46$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{e2}{do} - 1,7; 2,5\right\} = \min\left\{2,8 \frac{35}{18} - 1,7; 2,5\right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,46 \cdot 43 \cdot 1,6 \cdot 0,6}{1,25} = 37,9 \text{ kN} > F_x = 0,22 \text{ kN}$$

- κατά y-y:

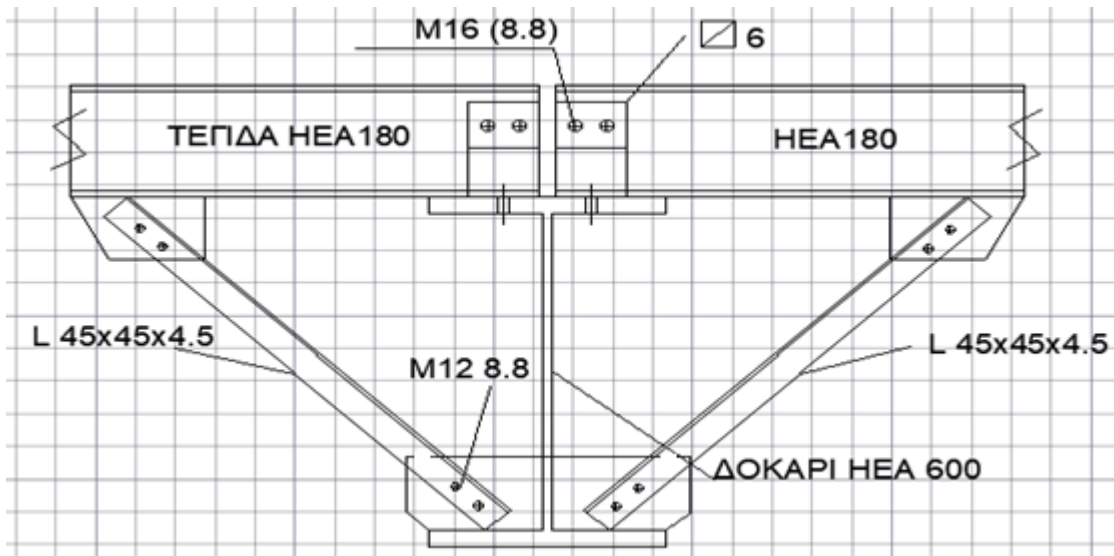
$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e2}{3do}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\} = 0,65$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{e2}{do} - 1,7; 2,5\right\} = 2,50$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,65 \cdot 43 \cdot 1,6 \cdot 0,6}{1,25} = 53,7 \text{ kN} > F_y = 9,4 \text{ kN}$$

Οι τεγίδες με το να εδράζονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος το εξασφαλίζουν πλευρικά για θετικές ροπές κατά τις οποίες αυτό θλίβεται.

Προκειμένου οι τεγίδες να είναι σε θέση να εξασφαλίσουν πλευρικά και το κάτω πέλμα όταν αυτό θλίβεται χρησιμοποιούνται δύο αντηρίδες με διατομή από γωνιακά που συνδέονται στο κάτω πέλμα με την βοήθεια ενός ελάσματος και απολήγουν άνω στις εκατέρωθεν τεγίδες (Σχήμα 8.6).



Σχέδιο 8.6: Λεπτομέρεια τεγίδας με αντηρίδες.

Από τα Σχήματα 7.1 και 7.3 με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη ζυγώματος για τον συνδυασμό ULS/COMB29 θα πάρουμε $M_{Ed} = 907,51 \text{ kNm}$ και $N_{Ed} = 78,47 \text{ kN}$.

Οι αντηρίδες διαστασιολογούνται έτσι ώστε να μπορούν να παραλάβουν δύναμη εκτροπής ίση προς ένα μικρό ποσοστό της μεταφερόμενης από το εξασφαλιζόμενο πέλμα θλιπτικής δύναμης. Το ποσοστό αυτό λαμβάνεται κατά τους βρετανικούς κανονισμούς ίσο προς 2,5% και διαστασιολογείται η εφελκυσμένη μόνο δοκός.

$$N_1 = M_{Ed} / (h - t_f) = 90752 / (59 - 2,5) = 1606,2 \text{ kN}$$

$$N_2 = (b \cdot t_f) \cdot N_{Ed} / A = (300 \cdot 2,5) \cdot 78,47 / 226 = 260,4 \text{ kN}$$

$$N_{01} = N_1 + N_2 = 1866,6 \text{ kN} \rightarrow N = 2,5\% N_{01} = 46,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N / \cos 45^\circ = 66 \text{ kN}$$

Επιλέγεται διατομή L45x45x4.5 και κοχλίες M12 ποιότητας 8.8 με $e_1 = 40 \text{ mm}$ και $r_1 = 40 \text{ mm}$ άρα $\beta_2 = 0,5$, όπου ο συντελεστής β_2 έχει υπολογιστεί με γραμμική παρεμβολή.

$$A_{net} = 4,53 - 1,3 \cdot 0,45 = 3,945 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,5 \cdot 3,945 \cdot 43 / 1,25 = 68 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_u \cdot m / \gamma_{M2} = (1 \cdot 0,6 \cdot \pi \cdot 1,2^2 \cdot 80 \cdot 2) / (1,25 \cdot 4) = 86,9 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min} / \gamma_{M2} = 2 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 43 \cdot 1,2 \cdot 0,45 / 1,25 = 93 \text{ kN}$$

8.1.4 Σύνδεση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

Η σύνδεση του οριζόντιου συνδέσμου με το ζύγωμα σχεδιάζεται ως κοχλιωτή με την βοήθεια ελάσματος πάχους 13 mm και κοχλίες M20 ποιότητας 8.8 . Υπενθυμίζεται ότι η διατομή της διαγωνίου είναι μια κοίλη τετραγωνική διατομή με εμβαδό $A=7,221 \text{ cm}^2$.

Ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος από το οποίο προσδοκείται η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας γι' αυτό το λόγο επιθυμείτε η διαρροή να γίνεται στην βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$R_d \geq R_y \cdot R_{fy}$$

Όπου:

- R_d είναι η οριακή αντοχή της σύνδεσης
- R_{fy} είναι η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

Επιλογή ελάσματος

- $t \cdot b \geq 1,2 \cdot A$
 $b \geq 1,2 \cdot A / t$
 $b \geq 1,2 \cdot 7,221 / 1,3 \Rightarrow b \geq 6,67 \text{ cm}$
- $N_{u,Rd} (\text{ελάσματος}) \geq 1,2 N_{pl,Rd}$
 $[0,9 \cdot (b - 2 \cdot 2,2) \cdot 1,3 \cdot 43] / 1,25 \geq 1,2 \cdot 9,78 \cdot 27,5$
 $b \geq 12,4 \text{ cm}$

Άρα, επιλέγεται έλασμα με $b=140\text{mm}$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγουμε κοχλίες M20 8.8 και τοποθετούνται έτσι ώστε το σπείρωμα να είναι εκτός της επιφάνειας διάτμησης. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως μονότμητοι.

$$A_{\text{κοχλ}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub} \cdot m / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 80 \cdot m / 1,25 = 120,76 \cdot m$$

$$F_{v,Rd} = 1,2 N_{pl,Rd} \Rightarrow 1,2 \cdot 7,221 \cdot 27,5 \leq 120,76 \cdot m \Rightarrow m \geq 1,97$$

Άρα, $m=4$ κοχλίες.

Με $m=4$, η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι=

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 80 \cdot 4/1,25 = 482,3 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$k_1 = \min [2,8 (e_2/d_o) - 1,7 ; 1,4 (p_2/d_o) - 1,7 ; 2,5] = 2,50$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min} / 1,25 = 4 \cdot 2,5 \cdot \alpha_b \cdot 43 \cdot 2 \cdot 1,3/1,25 = 894,4 \cdot \alpha_b$$

Πρέπει όμως να ισχύει το 2^ο κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική σε αστοχία πρέπει να είναι η σύνθλιψη άντυγας των οπών, που είναι πλαστική μορφή αστοχίας και όχι η αστοχία σε διάτμηση του κοχλίου που είναι ψαθυρή. Άρα πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$1,2 N_{b,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow 1,2 \cdot 7,221 \cdot 27,5 \leq 894,4 \cdot \alpha_b \leq 482,3 \Rightarrow$$

$$0,27 \leq \alpha_b \leq 0,54$$

$$\alpha_b = \min [e_1/3d_o ; (p_1/3d_o) - (1/4) ; f_{ub}/f_u ; 1] \Rightarrow$$

- $34,3 \leq p_1 \leq 52,1$
- $17,8 \leq e_1 \leq 35,6$

Ελάχιστες αποστάσεις=

$$\min e_1 = 1,2 \cdot d_o = 26,4 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2 \cdot d_o = 48,4 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις=

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 92 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = (14t ; 200) = 182 \text{ mm}$$

Επιλέγονται, $e_1=35 \text{ mm}$, $e_2=40 \text{ mm}$, $p_1=50 \text{ mm}$, $p_2=60 \text{ mm}$.

$$\text{Επομένως, } \alpha_b = \min [e_1/3d_o ; (p_1/3d_o) - (1/4) ; f_{ub}/f_u ; 1] = 0,51$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min} / 1,25 = 894,4 \cdot 0,51 = 456,14 \text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει, } 1,2 N_{b,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow 238,3 \leq 456,14 \leq 482,3.$$

Έλεγχος συγκόλλησης

Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται ως εξής:

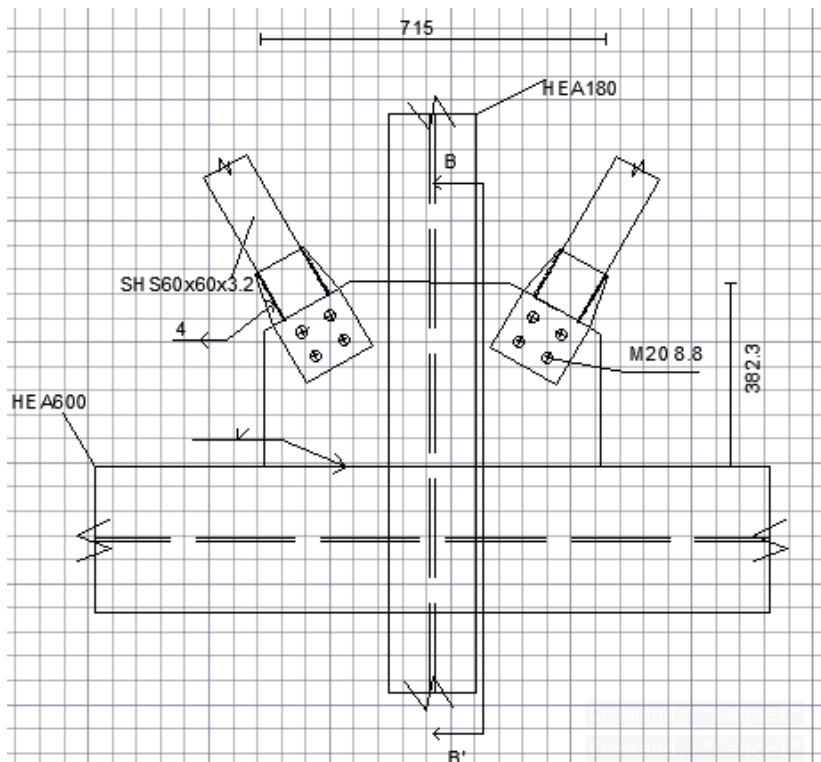
$$f_{v,wd} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{Mw}) = 43 / (\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25) = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης $a_w = 4 \text{ mm}$

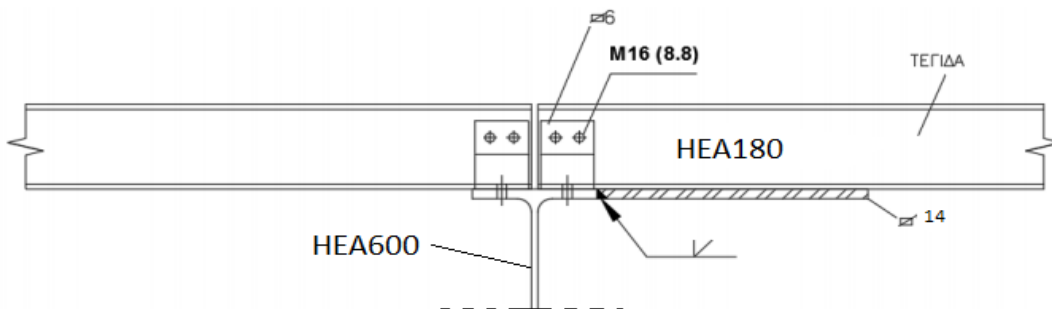
$$4 \cdot l \cdot \alpha \cdot f_{v,wd} \geq 1,2 N_{pl,Rd} \Rightarrow l \geq (1,2 \cdot 7,221 \cdot 27,5) / (4 \cdot 0,4 \cdot 23,37) = 6,4 \text{ cm}$$

Άρα, $l = 100 \text{ mm}$.

Διαστασιολογώντας την κοχλιωτή σύνδεση ικανοτικά έχω την ίδια σύνδεση με αυτή του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.



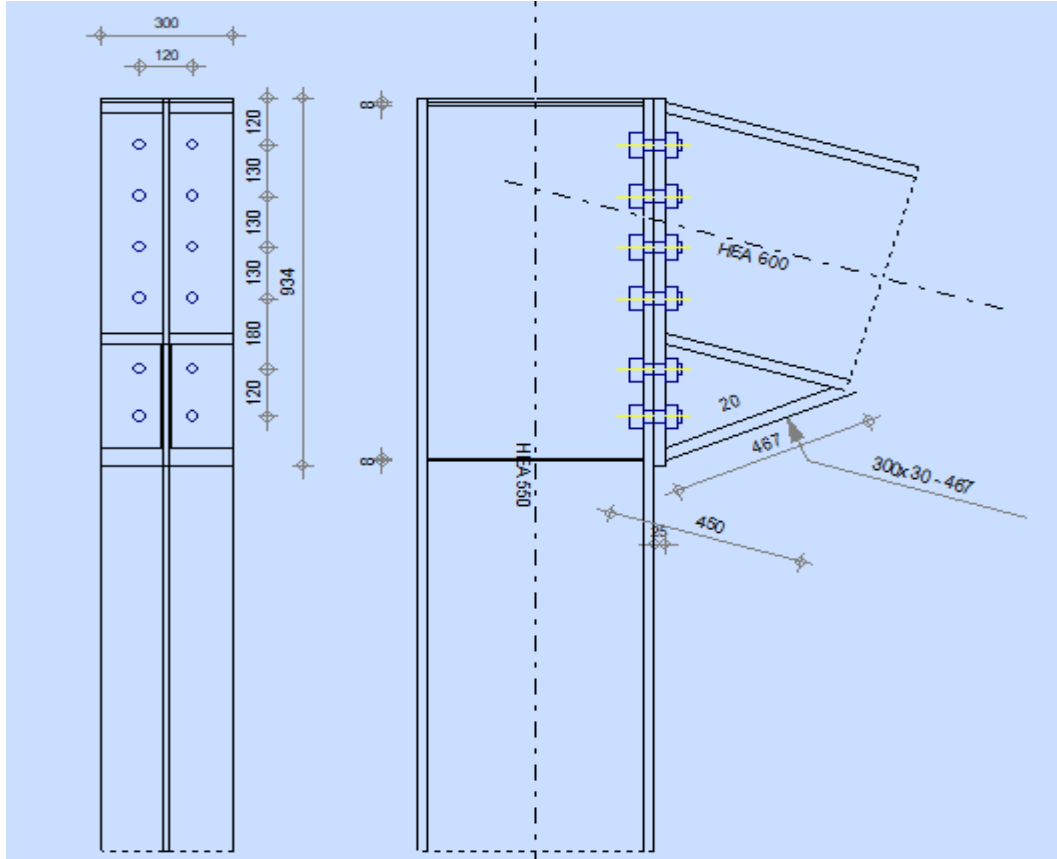
Σχήμα 8.7: Λεπτομέρεια σύνδεσης τεγίδας-δοκαριού-οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.



Σχήμα 8.8: Τομή Β-Β'

8.1.5 Σύνδεση δοκού υποστυλώματος

Η συγκεκριμένη σύνδεση υπολογίστηκε με την βοήθεια του προγράμματος Robot σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991-1-8:2005/AC:2009.



Σχήμα 8.9: Σύνδεση δοκού υποστυλώματος.

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 12 κοχλίες M30 ποιότητας 10.9 και μετωπική πλάκα διαστάσεων (h_p , b_p , t_p) = (934 mm , 300 mm , 25 mm) και ποιότητας S275. Η σύνδεση έχει μορφωθεί ως δύσκαμπτη και έχει ενισχυθεί μέσω στοιχείου (bracket).

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 44: COMB28 (1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+10*0.90

$M_{b1,Ed} =$	828,91	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} =$	221,56	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} =$	-102,86	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} =$	-840,02	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} =$	102,86	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} =$	-223,02	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΘΛΙΨΗ

$A_b =$	22645,80	[mm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ	EN1993-1-1:6.2.4
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	6227,60	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕ ΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	EN1993-1-1:6.2.4

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{vb} =$	15320,80	[mm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	2432,50	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕ ΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	EN1993-1-1:6.2.6.(2)
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,09 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ (0,09)

ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

$W_{plb} =$	5350660,00	[mm ³]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus	EN1993-1-1:6.2.5.(2)
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	1471,43	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)	EN1993-1-1:6.2.5.(2)

ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

$W_{pl} =$	9133844,31	[mm ³]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus	EN1993-1-1:6.2.5
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	2511,81	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕ ΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:6.2.5

ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΨΗ

$M_{cb,Rd}$	=	2511,81	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕ ΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:6.2.5)
h_f	=	885	[mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd}$	=	$M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd}$	=	2839,20	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΨΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]

ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

β	=	16,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	
γ	=	22,1	[Deg]	ΕΠΙΚΛΨΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	
$b_{eff,cwb}$	=	359	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb}	=	9320,80	[mm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
ω	=	0,87		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$	=	147186198,44	[Pa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΨΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc}	=	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΨΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1}$	=	$[\omega k_{wc} b_{eff,cwb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1}$	=	1673,57	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

d_{wb}	=	486	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
λ_p	=	1,08		ΛΥΓΗ ΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
ρ	=	0,75		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2}$	=	$[\omega k_{wc} \rho b_{eff,cwb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2}$	=	1258,68	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$F_{c,wb,Rd3}$	=	$b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$			
$F_{c,wb,Rd3}$	=	3093,75	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	[6.2.6.7.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wb,Rd,low}$	=	$\text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$			
$F_{c,wb,Rd,low}$	=	1258,68	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$M_{b1,Ed}$	828,91	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$	0,00	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$	102,86	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$	0,00	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ)	[5.3.(3)]
z	723	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed}$	1095,54	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ	[5.3.(3)]
A_{vs}	8371,80	[mm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	EN1993-1-1[6.2.6.(3)]
A_{vc}	8371,80	[mm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1[6.2.6.(3)]
d_s	766	[mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΩΝ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$	11,88	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$	1,13	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd}$	1,13	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd}$	1230,25	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,89 < 1,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,89)

ΚΟΡΜΟΣ-ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ -ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:				
t_{wc}	13	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$	388	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc}	8371,80	[mm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1[6.2.6.(3)]
ω	0,83		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$	174885249,02	[Pa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc}	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
A_s	2007,20	[mm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1}$	1585,16	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]
ΛΥΓΙΣΜΟΣ:				
d_{wc}	438	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
λ_p	1,11		ΛΥΓΗ ΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
ρ	0,74		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
λ_s	4,95		ΛΥΓΗ ΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2}$	1292,52	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$$F_{c,wqRd,low} = \text{Min} (F_{c,wqRd1}, F_{c,wqRd2})$$

$$F_{c,wqRd} = 1292,52 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$$t_{wc} = 13 \quad [\text{m m}] \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,cwc} = 382 \quad [\text{m m}] \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 8371,80 \quad [\text{m m}^2] \quad \text{ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1}[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,84 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 174885243,02 \quad [\text{Pa}] \quad \text{ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 2007,20 \quad [\text{m m}^2] \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ} \quad \text{EN1993-1-1}[6.2.4]$$

$$F_{c,wqRd1} = \omega k_{wc} b_{eff,cwc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wqRd1} = 1572,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$$d_{wc} = 438 \quad [\text{m m}] \quad \text{ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,10 \quad \text{ΛΥΓΗ ΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,74 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 4,95 \quad \text{ΛΥΓΗ ΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1}[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1}[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wqRd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,cwc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wqRd2} = 1288,33 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$$F_{c,wqRd,upp} = \text{Min} (F_{c,wqRd1}, F_{c,wqRd2})$$

$$F_{c,wqRd,upp} = 1288,33 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd}, 2 F_{cwb,Rd,low}, 2 F_{c,wqRd,low}, 2 F_{c,wqRd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2517,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ} \quad (0,04)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd}$	403,92	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$B_{p,Rd}$	700,30	[kN]	Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,wc,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,ep,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

$F_{t,wb,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h_j	$F_{ij,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	788	656,65	713,15	656,65	712,91	947,60	807,84	1400,60
2	658	299,71	712,77	656,65	703,43	947,60	807,84	1400,60
3	528	264,50	712,77	656,65	703,43	947,60	807,84	1400,60
4	398	9,39	712,77	656,65	703,43	947,60	807,84	1400,60
5	218	-	712,77	656,65	703,43	947,60	807,84	1400,60
6	98	-	713,65	656,65	703,43	947,60	807,84	1400,60

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 857,66 \quad [kN \cdot m] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,97 < 1,00 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,97)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{v,Rd} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

$$\beta_{Lr} = 0,96 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΙΑΜΕΓΑΛΗΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 325,72 \quad [kN] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

$$F_{t,Rd,max} = 403,92 \quad [kN] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

$$F_{b,Rd,int} = 595,75 \quad [kN] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝ ΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 619,20 \quad [kN] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

Nr	$F_{ij,Rd,N}$	$F_{ij,Ed,N}$	$F_{ij,Rd,M}$	$F_{ij,Ed,M}$	$F_{ij,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	807,84	-17,14	656,65	634,63	617,49	295,77
2	807,84	-17,14	299,71	289,67	272,52	494,47
3	807,84	-17,14	264,50	255,63	238,49	514,07
4	807,84	-17,14	9,39	9,08	-8,07	651,44
5	807,84	-17,14	0,00	0,00	-17,14	651,44
6	807,84	-17,14	0,00	0,00	-17,14	651,44

- $F_{tj,Rd,N}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
 $F_{tj,Ed,N}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΩΝ
 $F_{tj,Rd,M}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ
 $F_{tj,Ed,M}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΩΝ
 $F_{tj,Ed}$ – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΩΝ
 $F_{vj,Rd}$ – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΩΝ

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})) n_h F_{v,Rd} \cdot n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 3258,63 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑ/ΗΘΕΥΕΤΑ} \quad (0,07)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗΣ

$A_w =$	33213,85	[mm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	17748,00	[mm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	15465,85	[mm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	2606041557,50	[mm ⁴]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	105426068,18	[Pa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑΚΟΛΗΣΗ	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	101027816,41	[Pa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	14325923,54	[Pa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{\sigma_{\perp,max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp,max}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	210852136,36 < 404705882,35	ΕΠΑ/ΗΘΕΥΕΤΑ	(0,52)
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	203573512,55 < 404705882,35	ΕΠΑ/ΗΘΕΥΕΤΑ	(0,50)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	105426068,18 < 309600000,00	ΕΠΑ/ΗΘΕΥΕΤΑ	(0,34)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$t_{\text{wash}} =$	6	[mm]	Washer ΠΑΧΟΣ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{head}} =$	21	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{nut}} =$	30	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΚΟΧΛΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	87	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	10	[mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	[6.3.2.(1)]

ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{\text{eff},j}$	$k_{\text{eff},j} h_j$	$\frac{k_{\text{eff},j}}{h_j^2}$
1	788	3	70	40	2	1798,71	1416827,49
2	658	2	49	24	2	1113,77	732519,36
3	528	2	49	24	2	893,62	471558,18
4	398	3	58	29	2	778,55	309625,37
5	218	3	56	28	2	414,95	90331,65
6	98	3	68	38	2	218,18	21314,60
					ΣΥΝΟΛΟ	5217,78	3042176,64

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 583 \quad [\text{mm}] \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΥΝΑΜΗ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝ Α} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 9 \quad [\text{mm}] \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΕΥΘΕΤΗΣ ΣΤΗ Σ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{\text{vc}} = 8371,80 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 583 \quad [\text{mm}] \quad \text{ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝ ΑΣ} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}})$$

$$S_{j,\text{ini}} = 241977,57 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,73 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 88780,32 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$S_{j,rig} =$	1078090,29	[kN*m]	ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	[5.2.2.5]
$S_{j,pln} =$	67380,64	[kN*m]	ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	[5.2.2.5]

$S_{j,pln} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ ΗΜΙΣΤΑΘΕΡΗ

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ- ΔΙΑΤΜΗΣΗ

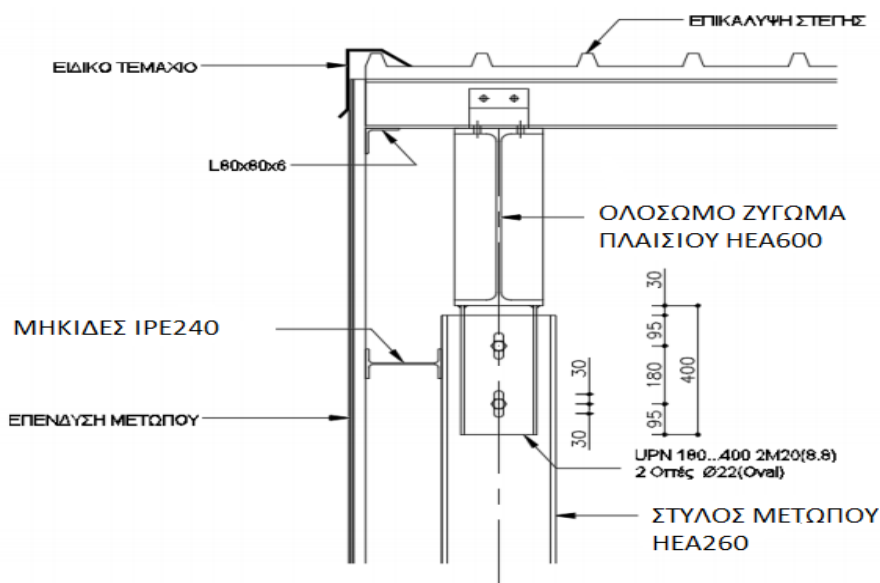
Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,97

Ο έλεγχος των συνδέσεων από το πρόγραμμα παρατίθεται συνοπτικά γιατί η παρουσίαση όλων των εξισώσεων για τον υπολογισμό της σύνδεσης θα απαιτούσε πολύ χρόνο και χώρο.

Η ενίσχυση (bracket) στο κόμβο δοκού υποστυλώματος χρησιμοποιείται για να βοηθήσει στην παραλαβή της ροπής που σε εκείνο το σημείο παρουσιάζει μέγιστο, έτσι με τη χρήση της οδηγούμαστε σε μικρότερες διατομές για το υπόλοιπο ζύγωμα το οποίο καταπονείται λιγότερο. Παρ’ όλα αυτά το ζύγωμα έχει διαστασιολογηθεί στο προσομοίωμα αγνοώντας την ύπαρξη της ενίσχυσης στην άκρη του.

8.1.6 Σύνδεση μετωπικού στύλου-ζυγώματος



Σχήμα 8.11: Σύνδεση μετωπικού στύλου στο ολόσωμο ζύγωμα ακραίου πλαισίου.

8.2 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 8.1 παρουσιάζονται συγκεντρωμένα οι μάζες των μελών της κατασκευής.

Πίνακας 8.1: Μάζες μελών κατασκευής.

ΜΕΛΗ	ΜΑΖΑ
	kg
Κύριες δοκοί	32.864
Κύρια υποστυλώματα	23.281
Τεγίδες	16.630
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	997
Κεφαλοδοκοί	1.323
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	958
Μετωπικά υποστυλώματα	5.414
Μηκίδες	17.953
Σύνολο	99.420
Ανηγγμένο βάρος στην επιφάνεια στέγασης	106 kg/m²

Πίνακας 8.2: Εμβαδόν κάλυψης των πάνελ.

Τμήμα	Εμβαδόν (m ²)
Περιμετρική κάλυψη	1.150
Κάλυψη στέγης	905,6
Σύνολο	2055,6

Πίνακας 8.3: Προϋπολογισμός

Υλικό/Εργασία	Ποσότητα	Τιμή μονάδος	Κόστος
Μεταλλικός σκελετός	99.420 kg	1,7 €/kg	169.014 €
Πάνελ	2055,6 m ²	20€/ m ²	41.112 €
Συνδέσεις	8% του κόστους του μεταλλικού σκελετού		13.521 €

Άρα, το συνολικό κόστος είναι 225.000 € .

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι. (2003) : «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ. (2014) : «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. King C.M., Brown D.G. (2001) «Desing of Curved Steel» The Steel Construction Institute publication P281
5. Horne M.R. and Ajmani J.A.,(1973) «Failure of Columns laterally supported on one flange Discussion» The Structural Engineer, Vol 51
6. Χαραλαμπίδης Ν., Διπλωματική εργασία (2011), «Σχεδιασμός υποστέγου με μεταλλικό σκελετό», Αθήνα
7. Παπαχατζάκης Μ., Διπλωματική εργασία (2011), «Σχεδιασμός υποστέγου με μεταλλικό σκελετό», Αθήνα
8. Αντωνακόπουλος Γ., Διπλωματική εργασία (2016) «Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου μεγάλων ανοιγμάτων», Αθήνα
9. Βασιλείου Ν., Μεταπτυχιακή εργασία (2018) «Σχεδιασμός αθλητικού κέντρου από μεταλλική κατασκευή», Αθήνα
10. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. (EN 1991-1-1)
11. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
12. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
13. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Θερμικές δράσεις. (EN 1991-1-5)
14. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για κτίρια. (EN 1993-1-1)
15. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1)
16. Τεχνικά στοιχεία αθλητικών εγκαταστάσεων από τη ΓΕΝΙΚΗ ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ.
17. . <http://www.kamaridis.gr/>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Πίνακας συνδυασμών φορτίσεων

Έχοντας θέσει ως loadcases:

1. DL1
2. DL2
3. LL1
4. SN1
5. SN2
6. ΑΝΕΜΟΣ1
7. ΑΝΕΜΟΣ2
8. ΑΝΕΜΟΣ3
9. ΑΝΕΜΟΣ4
10. TEMP1
11. TEMP2

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
12 (C)	COMB1	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50$
13 (C)	COMB2	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75$
14 (C)	COMB3	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75$
15 (C)	COMB4	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50$
16 (C)	COMB5	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50$
17 (C)	COMB6	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+10*0.90$
18 (C)	COMB7	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+11*0.90$
19 (C)	COMB8	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*1.50$
20 (C)	COMB9	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*1.50$
21 (C)	COMB10	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(6+8)*0.90$
22 (C)	COMB11	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(6+9)*0.90$
23 (C)	COMB12	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90$
24 (C)	COMB13	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(7+9)*0.90$
25 (C)	COMB14	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+(6+8)*1.50$
26 (C)	COMB15	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+(6+9)*1.50$
27 (C)	COMB16	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+(7+8)*1.50$
28 (C)	COMB17	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+(7+9)*1.50$
29 (C)	COMB18	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+10*0.90$
30 (C)	COMB19	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+11*0.90$
31 (C)	COMB20	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+10*0.90$
32 (C)	COMB21	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+11*0.90$
33 (C) (CQC)	COMB301	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+333)*1.00+(4+332)*0.30$
34 (C) (CQC)	COMB302	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+333)*1.00+(5+332)*0.30$
35 (C) (CQC)	COMB303	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+4*0.30+332*-0.30+333*-1.00$
36 (C) (CQC)	COMB304	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*0.30+332*-0.30+333*-1.00$
37 (C) (CQC)	COMB305	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.30+332*-0.30+333*1.00$
38 (C)	COMB22	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*1.50$
39 (C)	COMB23	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*1.50$
40 (C)	COMB24	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*1.50$
41 (C)	COMB25	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*1.50$
42 (C)	COMB26	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+10*0.90$
43 (C)	COMB27	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+11*0.90$
44 (C)	COMB28	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+10*0.90$

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
45 (C)	COMB29	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+11*0.90$
46 (C)	COMB30	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(6+8)*0.90$
47 (C)	COMB31	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(6+9)*0.90$
48 (C)	COMB32	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+8)*0.90$
49 (C)	COMB33	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+9)*0.90$
50 (C)	COMB34	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(6+8)*0.90$
51 (C)	COMB35	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(6+9)*0.90$
52 (C)	COMB36	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+8)*0.90$
53 (C)	COMB37	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+9)*0.90$
54 (C)	COMB38	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(6+8)*0.90$
55 (C)	COMB39	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(6+9)*0.90$
56 (C)	COMB40	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(7+8)*0.90$
57 (C) (CQC)	COMB306	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*0.30+332*0.30+333*1.00$
58 (C) (CQC)	COMB307	Linear Combinati	ULS	Structural	$(4+332)*0.30+(1+2)*1.00+333*1.00$
59 (C)	COMB41	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(7+9)*0.90$
60 (C)	COMB43	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(6+8)*0.90$
61 (C)	COMB44	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(6+9)*0.90$
62 (C)	COMB45	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(7+8)*0.90$
63 (C)	COMB46	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(7+9)*0.90$
64 (C) (CQC)	COMB308	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+(5+332)*0.30+333*1.00$
65 (C)	COMB46	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+(6+8)*1.50$
66 (C)	COMB47	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+(6+9)*1.50$
67 (C)	COMB48	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+(7+8)*1.50$
68 (C)	COMB49	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+(7+9)*1.50$
69 (C)	COMB50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+(6+8)*1.50$
70 (C)	COMB51	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+(6+9)*1.50$
71 (C)	COMB52	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+(7+8)*1.50$
72 (C)	COMB53	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+(7+9)*1.50$
73 (C)	COMB54	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(10+6+8)*0.90$
74 (C)	COMB55	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(6+9+10)*0.90$
75 (C) (CQC)	COMB309	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+332)*1.00+(4+333)*0.30$
76 (C) (CQC)	COMB310	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+332)*1.00+(5+333)*0.30$
77 (C)	COMB56	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(7+8+10)*0.90$

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
78 (C)	COMB57	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(7+9+10)*0.90$
79 (C)	COMB58	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(6+8+11)*0.90$
80 (C)	COMB59	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(6+9+11)*0.90$
81 (C)	COMB60	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(7+8+11)*0.90$
82 (C)	COMB61	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+(7+9+11)*0.90$
83 (C)	COMB62	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*1.50+(6+8)*0.90$
84 (C)	COMB63	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*1.50+(6+9)*0.90$
85 (C)	COMB64	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*1.50+(7+8)*0.90$
86 (C)	COMB65	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*1.50+(7+9)*0.90$
87 (C)	COMB66	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*1.50+(6+8)*0.90$
88 (C)	COMB67	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*1.50+(6+9)*0.90$
89 (C)	COMB68	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*1.50+(7+8)*0.90$
90 (C)	COMB69	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*1.50+(7+9)*0.90$
91 (C)	COMB70	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*0.90+(6+8)*1.50$
92 (C)	COMB71	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*0.90+(6+9)*1.50$
93 (C)	COMB72	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*0.90+(7+8)*1.50$
94 (C)	COMB73	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+10*0.90+(7+9)*1.50$
95 (C)	COMB74	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*0.90+(6+8)*1.50$
96 (C)	COMB75	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*0.90+(6+9)*1.50$
97 (C)	COMB76	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*0.90+(7+8)*1.50$
98 (C)	COMB77	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+11*0.90+(7+9)*1.50$
99 (C)	COMB78	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(6+8+10)*0.90$
100 (C)	COMB79	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(6+9+10)*0.90$
101 (C)	COMB80	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+8+10)*0.90$
102 (C)	COMB81	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+9+10)*0.90$
103 (C)	COMB82	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(6+8+11)*0.90$
104 (C)	COMB83	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(6+9+11)*0.90$
105 (C)	COMB84	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+8+11)*0.90$
106 (C)	COMB85	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+9+11)*0.90$
107 (C)	COMB86	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(6+8+10)*0.90$
108 (C)	COMB87	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(6+9+10)*0.90$
109 (C)	COMB88	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+8+10)*0.90$
110 (C)	COMB89	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+9+10)*0.90$

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
111 (C)	COMB90	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(6+8+11)*0.90$
112 (C)	COMB91	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(6+9+11)*0.90$
113 (C)	COMB92	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+8+11)*0.90$
114 (C)	COMB93	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+9+11)*0.90$
115 (C)	COMB94	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(6+8+10)*0.90$
116 (C)	COMB95	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(6+9+10)*0.90$
117 (C)	COMB96	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(7+8+10)*0.90$
118 (C)	COMB97	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(7+9+10)*0.90$
119 (C)	COMB98	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(6+8+11)*0.90$
120 (C)	COMB99	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(6+9+11)*0.90$
121 (C)	COMB100	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(7+8+11)*0.90$
122 (C)	COMB101	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50+(7+9+11)*0.90$
123 (C)	COMB102	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(6+8+10)*0.90$
124 (C)	COMB103	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(6+9+10)*0.90$
125 (C)	COMB104	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(7+8+10)*0.90$
126 (C)	COMB105	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(7+9+10)*0.90$
127 (C)	COMB106	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(6+8+11)*0.90$
128 (C)	COMB107	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(6+9+11)*0.90$
129 (C)	COMB108	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(7+8+11)*0.90$
130 (C)	COMB109	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+(7+9+11)*0.90$
131 (C)	COMB110	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*1.50+(6+8)*0.90$
132 (C)	COMB111	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*1.50+(6+9)*0.90$
133 (C)	COMB112	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*1.50+(7+8)*0.90$
134 (C) (CQC)	COMB311	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+4*0.30+333*-0.30+332*-1.00$
135 (C) (CQC)	COMB312	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+5*0.30+333*-0.30+332*-1.00$
136 (C)	COMB113	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*1.50+(7+9)*0.90$
137 (C)	COMB114	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*1.50+(6+8)*0.90$
138 (C)	COMB115	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*1.50+(6+9)*0.90$
139 (C)	COMB116	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*1.50+(7+8)*0.90$
140 (C)	COMB117	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*1.50+(7+9)*0.90$
141 (C)	COMB118	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*1.50+(6+8)*0.90$
142 (C)	COMB119	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*1.50+(6+9)*0.90$
143 (C)	COMB120	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*1.50+(7+8)*0.90$

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
144 (C)	COMB121	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*1.50+(7+9)*0.90$
145 (C)	COMB122	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*1.50+(6+8)*0.90$
146 (C)	COMB123	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*1.50+(6+9)*0.90$
147 (C) (CQC)	COMB313	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+332)*1.00+4*0.30+333*-0.30$
148 (C) (CQC)	COMB314	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+332)*1.00+5*0.30+333*-0.30$
149 (C)	COMB124	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*1.50+(7+8)*0.90$
150 (C)	COMB125	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*1.50+(7+9)*0.90$
151 (C)	COMB126	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*0.90+(6+8)*1.50$
152 (C)	COMB127	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*0.90+(6+9)*1.50$
153 (C)	COMB128	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*0.90+(7+8)*1.50$
154 (C)	COMB129	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+10*0.90+(7+9)*1.50$
155 (C)	COMB130	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*0.90+(6+8)*1.50$
156 (C)	COMB131	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*0.90+(6+9)*1.50$
157 (C)	COMB132	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*0.90+(7+8)*1.50$
158 (C)	COMB133	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+4*0.75+11*0.90+(7+9)*1.50$
159 (C)	COMB134	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*0.90+(6+8)*1.50$
160 (C)	COMB135	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*0.90+(6+9)*1.50$
161 (C)	COMB136	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*0.90+(7+8)*1.50$
162 (C)	COMB137	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+10*0.90+(7+9)*1.50$
163 (C)	COMB138	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*0.90+(6+8)*1.50$
164 (C)	COMB139	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*0.90+(6+9)*1.50$
165 (C)	COMB140	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*0.90+(7+8)*1.50$
166 (C)	COMB141	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.75+11*0.90+(7+9)*1.50$
167 (C)	COMB142	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00$
168 (C)	COMB143	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.50$
169 (C)	COMB144	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.50$
170 (C)	COMB145	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(6+8)*0.60$
171 (C)	COMB146	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(6+9)*0.60$
172 (C)	COMB147	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(7+8)*0.60$
173 (C)	COMB148	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(7+9)*0.60$
174 (C) (CQC)	COMB315	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+(4+333)*0.30+332*-1.00$
175 (C)	COMB149	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+10*0.60$
176 (C)	COMB150	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+11*0.60$

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combi nation	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
177 (C)	COMB151	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70$
178 (C)	COMB152	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+3*0.70$
179 (C)	COMB153	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00+3*0.70$
180 (C)	COMB154	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+11)*1.00+3*0.70$
181 (C)	COMB155	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+8)*1.00+3*0.70$
182 (C)	COMB156	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+9)*1.00+3*0.70$
183 (C)	COMB157	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+8)*1.00+3*0.70$
184 (C)	COMB158	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+9)*1.00+3*0.70$
185 (C) (CQC)	COMB316	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+(5+333)*0.30+332*1.00$
186 (C)	COMB159	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.50+10*0.60$
187 (C)	COMB160	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.50+11*0.60$
188 (C)	COMB161	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.50+10*0.60$
189 (C)	COMB162	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.50+11*0.60$
190 (C)	COMB163	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70+10*0.60$
191 (C)	COMB164	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70+11*0.60$
192 (C)	COMB165	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+3*0.70+10*0.60$
193 (C)	COMB166	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+3*0.70+11*0.60$
194 (C)	COMB167	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00+3*0.70+4*0.50$
195 (C)	COMB168	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+11)*1.00+3*0.70+4*0.50$
196 (C)	COMB169	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00+3*0.70+5*0.50$
197 (C)	COMB170	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+11)*1.00+3*0.70+5*0.50$
198 (C)	COMB171	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.50+(6+8)*0.60$
199 (C)	COMB172	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.50+(6+9)*0.60$
200 (C)	COMB173	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.50+(7+8)*0.60$
201 (C)	COMB174	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.50+(7+9)*0.60$
202 (C)	COMB175	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.50+(6+8)*0.60$
203 (C)	COMB176	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.50+(6+9)*0.60$
204 (C)	COMB177	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.50+(7+8)*0.60$
205 (C)	COMB178	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.50+(7+9)*0.60$
206 (C)	COMB179	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+8)*1.00+3*0.70+4*0.50$
207 (C)	COMB180	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+9)*1.00+3*0.70+4*0.50$
208 (C)	COMB181	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+8)*1.00+3*0.70+4*0.50$
209 (C)	COMB182	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+9)*1.00+3*0.70+4*0.50$

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combi nation	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
210 (C)	COMB183	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+8)*1.00+3*0.70+5*0.50$
211 (C)	COMB184	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+9)*1.00+3*0.70+5*0.50$
212 (C)	COMB185	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+8)*1.00+3*0.70+5*0.50$
213 (C)	COMB186	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+9)*1.00+3*0.70+5*0.50$
214 (C)	COMB187	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70+(6+8)*0.60$
215 (C)	COMB188	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70+(6+9)*0.60$
216 (C)	COMB189	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70+(7+8)*0.60$
217 (C)	COMB190	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70+(7+9)*0.60$
218 (C)	COMB191	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+3*0.70+(6+8)*0.60$
219 (C)	COMB192	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+3*0.70+(6+9)*0.60$
220 (C)	COMB193	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+3*0.70+(7+8)*0.60$
221 (C)	COMB194	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+3*0.70+(7+9)*0.60$
222 (C)	COMB195	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(6+8+10)*0.60$
223 (C)	COMB196	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(6+9+10)*0.60$
224 (C)	COMB197	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(7+8+10)*0.60$
225 (C)	COMB198	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(7+9+10)*0.60$
226 (C)	COMB199	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(6+8+11)*0.60$
227 (C)	COMB200	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(6+9+11)*0.60$
228 (C)	COMB201	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(7+8+11)*0.60$
229 (C)	COMB203	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+(7+9+11)*0.60$
230 (C)	COMB204	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00+3*0.70+(6+8)*0.60$
231 (C)	COMB205	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00+3*0.70+(6+9)*0.60$
232 (C)	COMB206	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00+3*0.70+(7+8)*0.60$
233 (C)	COMB207	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00+3*0.70+(7+9)*0.60$
234 (C)	COMB208	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+11)*1.00+3*0.70+(6+8)*0.60$
235 (C)	COMB209	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+11)*1.00+3*0.70+(6+9)*0.60$
236 (C)	COMB210	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+11)*1.00+3*0.70+(7+8)*0.60$
237 (C)	COMB211	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+11)*1.00+3*0.70+(7+9)*0.60$
238 (C)	COMB212	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+8)*1.00+3*0.70+10*0.60$
239 (C)	COMB213	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+9)*1.00+3*0.70+10*0.60$
240 (C)	COMB214	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+8)*1.00+3*0.70+10*0.60$
241 (C)	COMB215	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+9)*1.00+3*0.70+10*0.60$
242 (C)	COMB216	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+8)*1.00+3*0.70+11*0.60$

312 (C)	COMB282	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+7+9)*1.00+3*0.70+5*0.50+11*0.60$
313	COMB283	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75$
314	COMB284	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75$
315	COMB285	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(6+8)*0.90$
316	COMB286	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(6+9)*0.90$
317	COMB287	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(7+8)*0.90$
318	COMB288	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(7+9)*0.90$
319	COMB289	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(6+8)*0.90$
320	COMB290	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(6+9)*0.90$
321	COMB291	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(7+8)*0.90$
322	COMB292	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(7+9)*0.90$
323	COMB293	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.75+(6+8)*1.50$
324	COMB294	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.75+(6+9)*1.50$
325	COMB295	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.75+(7+8)*1.50$
326	COMB296	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.75+(7+9)*1.50$
327	COMB297	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*0.75+(6+8)*1.50$
328	COMB298	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(6+9)*1.50+5*0.75$
329	COMB299	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(7+8)*1.50+5*0.75$
330	COMB300	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(7+9)*1.50+5*0.75$