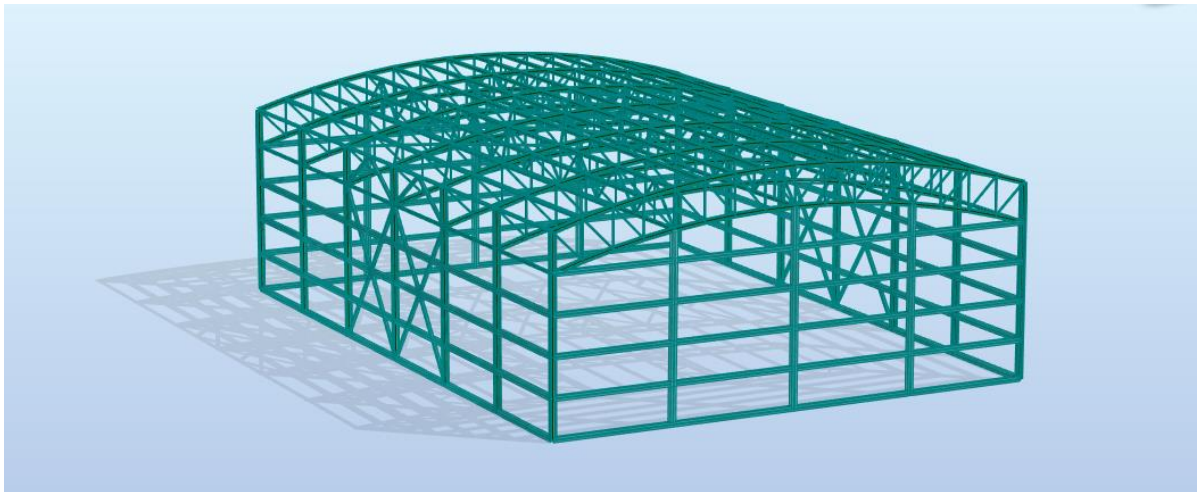




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΛΕΙΣΤΟΥ ΓΗΠΕΔΟΥ ΚΑΛΑΘΟΣΦΑΙΡΙΣΗΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΟ ΔΙΚΤΥΩΤΟ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟ



Διπλωματική Εργασία
Κωνσταντίνα Πασαρούγα

EMK ΔΕ 2022 28

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος
Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

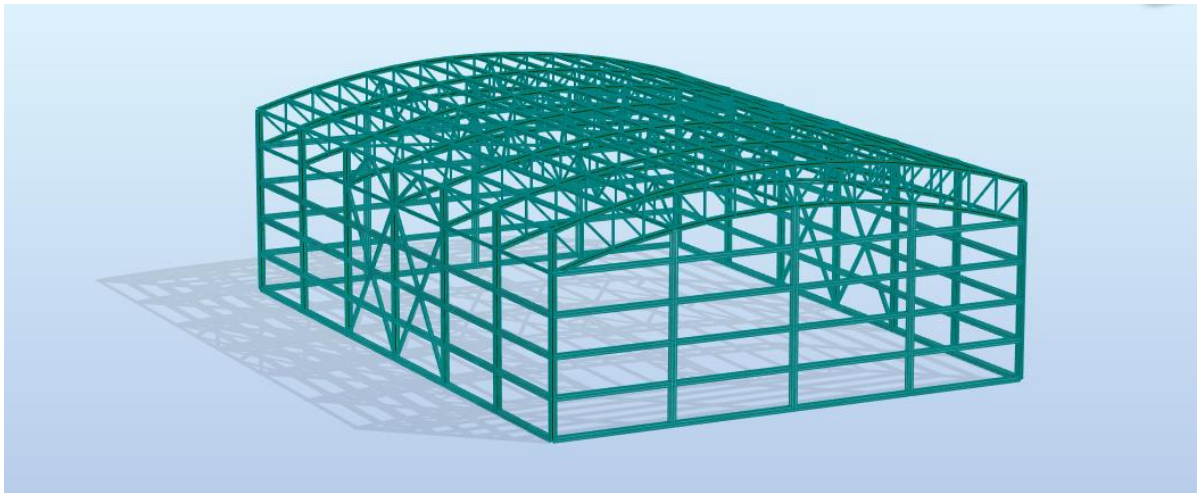
Αθήνα, Νοέμβριος 2022



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΛΕΙΣΤΟΥ ΓΗΠΕΔΟΥ ΚΑΛΑΘΟΣΦΑΙΡΙΣΗΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΟ ΔΙΚΤΥΩΤΟ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟ



Διπλωματική Εργασία
Κωνσταντίνα Πασαρούγα

EMK ΔΕ 2022 28

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος
Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Νοέμβριος 2022

Copyright © Κωνσταντίνα Πασαρούγα, 2022

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς την συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Konstantina Pasarouga, 2022

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Κωνσταντίνα Πασαρούγα (2022)

Σχεδιασμός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης με μεταλλικό δικτυωτό κυλινδρικό στέγαστρο

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022 28

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Konstantina Pasarouga (2022)

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2022 28

Design of an indoor basketball court with a cylindrical steel truss roof

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Επίκουρο Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών που μου έδωσε την δυνατότητα να διεκπεραιώσω την παρούσα διπλωματική εργασία υπό την επίβλεψή του, δείχνοντας εμπιστοσύνη στο πρόσωπό μου. Η καθοδήγησή του σε όλη την διάρκεια, αποτέλεσε καθοριστικό παράγοντα για την ολοκλήρωσή της.

Επίσης θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου και στην οικογένειά μου για την ψυχολογική, συναισθηματική και υλική τους υποστήριξη για την ολοκλήρωση των ακαδημαϊκών μου υποχρεώσεων.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2022 28

Σχεδιασμός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης με μεταλλικό κυλινδρικό δικτυωτό στέγαστρο

Κωνσταντίνα Πασαρούγα

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος
Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση μεταλλικής κατασκευής, που θα στεγάσει ένα κλειστό γήπεδο καλαθοσφαίρισης, το οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Αττική και προορίζεται για την διεξαγωγή σχολικών αγώνων και προπονήσεων. Οι διαστάσεις του είναι 26m πλάτος και 36m μήκος. Ο φορέας αποτελείται από πλαίσια που διατάσσονται μεταξύ τους ανά ίσες αποστάσεις. Τα ζυγώματα μορφώθηκαν ως δικτυώματα αποτελούμενα από άνω και κάτω πέλματα, ορθοστάτες και διαγώνιες ράβδους. Οι αποστάσεις μεταξύ των πλαισίων γεφυρώνονται με τεγίδες που συνδέουν τα άνω πέλματα του δικτυώματος και με οριζόντιες δοκούς που συνδέουν τα κάτω πέλματα. Επιπλέον τοποθετούνται ορθοστάτες και διαγώνιες ράβδοι ώστε να δημιουργηθεί ένα δικτύωμα και στην εγκάρσια διεύθυνση. 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 2022. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση. 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. Παρουσιάζεται ο προϋπολογισμός του έργου, ο οποίος έγινε βασιζόμενος στη μάζα του μεταλλικού φορέα και το συνολικό εμβαδόν των θερμομονωτικών πάνελ.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2022 28

Design of an indoor basketball court with a cylindrical steel truss roof

Konstantina Pasarouga

Supervisor: Pavlos Thanopoulos
Assistant Professor at National Technical University of Athens

ABSTRACT

The subject of this study is the steel structure design of an indoor basketball court, which is going to be built in Attica and 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 beams were formed as truss elements consisted of truss flanges, uprights and diagonal members. The distances between the frames are bridged by purlins connecting the upper truss flanges and by horizontal beams connecting the lower truss flanges. Moreover, diagonal and uprights elements create truss structure in the tranverse direction too. The roof was decided to be cylindrical clearly for its aesthetic appeal.

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 modelling and the analysis of structure were performed by using the program, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022. Elastic analysis was performed. The design of all cross-sections and members was based on EN1993.

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

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Στόχος.....	1
1.2	Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας.....	1
1.3	Δομή της εργασίας	2
2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	3
2.1	Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου	3
2.2	Κύριοι φορείς.....	6
2.3	Τεγίδες	7
2.3.1	Κάτω οριζόντιες δοκοί	7
2.3.2	Δικτύωμα σύνδεσης πλαισίων	8
2.4	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	9
2.5	Κεφαλοδοκοί.....	9
2.6	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	10
2.7	Μετωπικά υποστυλώματα	10
2.8	Μηκίδες	11
2.9	Υλικά κατασκευής.....	12
2.9.1	Δομικός χάλυβας.....	12
2.9.2	Φύλλα επικάλυψης.....	13
3	ΔΡΑΣΕΙΣ.....	15
3.1	Μόνιμες δράσεις.....	15
3.2	Επιβαλλόμενες μεταβλητές δράσεις	15
3.3	Φορτίο χιονιού	17
3.4	Φορτία ανέμου.....	21
3.5	Θερμοκρασιακά φορτία.....	39
3.6	Σεισμικές δράσεις	39
3.7	Συνδυασμοί δράσεων	43
3.7.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	44
3.7.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	45
4	ΑΝΑΛΥΣΗ	47
4.1	Εισαγωγή.....	47
4.2	Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού.....	50
4.3	Ελαστική ανάλυση.....	51
4.4	Ιδιομορφική ανάλυση	52
5	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	57

5.1	Εισαγωγή.....	57
5.2	Κύριοι φορείς.....	58
5.2.1	Άνω – Κάτω πέλματα δικτύματος.....	58
5.2.2	Υποστυλώματα	60
5.2.3	Ορθοστάτες – Διαγώνιες δοκοί δικτύματος.....	62
5.3	Τεγίδες.....	63
5.4	Κάτω οριζόντιες δοκοί.....	64
5.5	Δικτύωμα σύνδεσης πλαισίων.....	66
5.6	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	66
5.7	Κεφαλοδοκοί.....	69
5.8	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	70
5.9	Μετωπικά υποστυλώματα	72
5.10	Μηκίδες.....	74
5.11	Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών	76
5.12	Περιορισμός βλαβών και μετακινήσεων	76
5.12.1	Περιορισμός βλαβών	76
5.12.2	Έλεγχος μετακινήσεων	78
5.13	Φύλλα επικάλυψης	81
6	ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ	83
6.1	Λεπτομέρειες συνδέσεων	83
6.2	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας	83
6.3	Σύνδεση βάσης υποστυλώματος.....	87
6.4	Σύνδεση αποκατάσταση συνέχειας άνω πέλματος δικτύματος	91
6.5	Σύνδεση άνω πέλματος δικτύματος - υποστυλώματος	95
6.6	Σύνδεση κάτω πέλματος δικτύματος – υποστυλώματος.....	99
6.7	Σύνδεση τεγίδας.....	103
6.8	Προϋπολογισμός	105
7	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	107
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ: ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	108

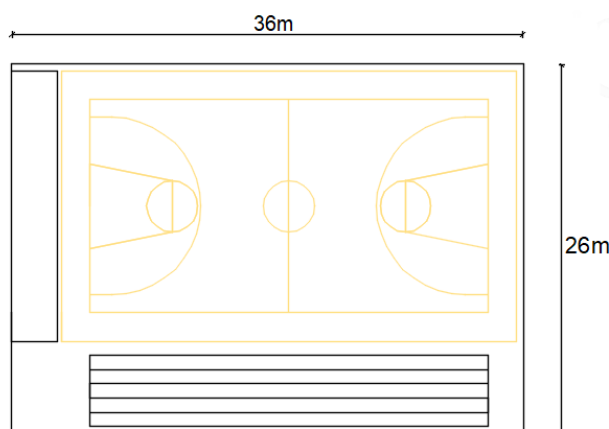
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Στόχος

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι μέσω της μελέτης μίας μεταλλικής μονώροφης κατασκευής να εφαρμοστούν οι βασικές γνώσεις που αποκτήθηκαν τα προηγούμενα έτη φοίτησης στη σχολή, εφαρμόζοντας παράλληλα τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων, καθώς και να αναπτυχθούν δεξιότητες πάνω στον σχεδιασμό και την ανάλυση προσομοιωμένων κατασκευών με τη χρήση προγράμματος σε Η/Υ (Robot Structural Analysis Professional 2022). Επίσης έγινε προσπάθεια η παρούσα μελέτη να μην περιοριστεί μόνο στον θεωρητικό σχεδιασμό της κατασκευής αλλά και σε μία πιο πρακτική ανάλυση που θα περιλαμβάνει τόσο κάποιες βασικές συνδέσεις όσο και τον προυπολογισμό του έργου ο οποίος έγινε σύμφωνα με την συνολική μάζα του μεταλλικού φορέα όσο και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των θερμομονωτικών πάνελ.

1.2 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός του μεταλλικού σκελετού ενός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης. Εκτός από τον αγωνιστικό χώρο στεγάζονται ακόμα κερκίδες, αποδυτήρια και γραφεία. Οι συνολικές διαστάσεις του είναι 26 m πλάτος, 36 m μήκος, με ελάχιστο ύψος τα 10 m και μέγιστο τα 12 m. Οι διαστάσεις αυτές του γηπέδου συμμορφώνονται με τις προδιαγραφές και τους κανονισμούς που αναφέρονται στην ΓΕΝΙΚΗ ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ.



Σχήμα 1-1: Κάτοψη γηπέδου

1.3 Δομή της εργασίας

Κεφάλαιο 2: Περιγραφή του φορέα

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύεται ένα τυπικό μονώροφο κτίριο και τα μέλη του. Στην συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά η μεταλλική κατασκευή που σχεδιάστηκε για το κλειστό γήπεδο καλαθοσφαίρισης.

Κεφάλαιο 3: Δράσεις σχεδιασμού

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

Κεφάλαιο 4: Ανάλυση

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

Κεφάλαιο 5: Διαστασιολόγηση

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

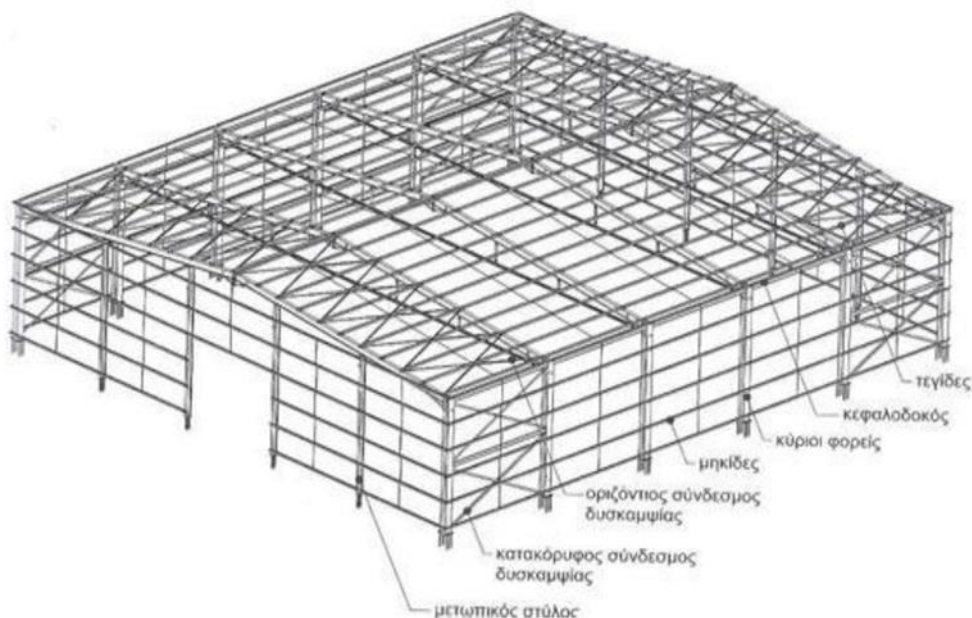
Κεφάλαιο 6: Κατασκευαστικά θέματα

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

2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

2.1 Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου

Στο Σχήμα 2-1 φαίνεται ένα τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο και σημειώνονται επιμέρους στοιχεία από τα οποία συντίθεται. Στη παρούσα παράγραφο γίνεται συνοπτική αναφορά στα στοιχεία αυτά και τη λειτουργία τους μέσα στο συνολικό φέροντα οργανισμό του κτιρίου. Λεπτομερέστερη περιγραφή γίνεται στο βιβλίο «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής» [1].

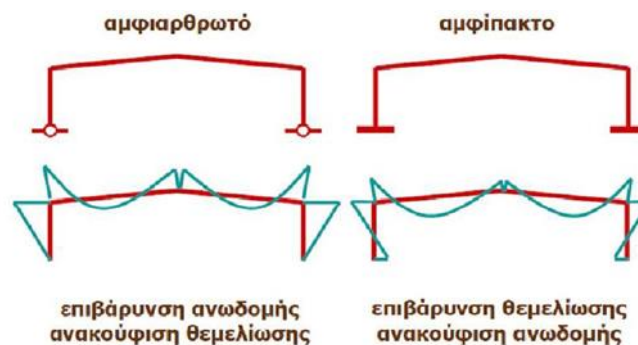


Σχήμα 2-1: Τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο

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

Τα κύρια δομικά στοιχεία των πλασιωτών 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 δίρριχτα με κλίση, ώστε να παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία και καμπτικά και αξονικά. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί (ή ζυγώματα) μπορεί να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής, δικτυωτά κλπ. Όταν είναι ολόσωμα προτιμώνται διατομές διπλού ταυ εξαιτίας της καμπτικής τους αντίστασης. Για τις δοκούς συνήθως επιλέγονται υψίκορμες διατομές, όπως είναι οι ΙΡΕ, ενώ για τα υποστυλώματα επιλέγονται πλατύπελμες, όπως είναι οι ΗΕΑ, ΗΕΒ.

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.

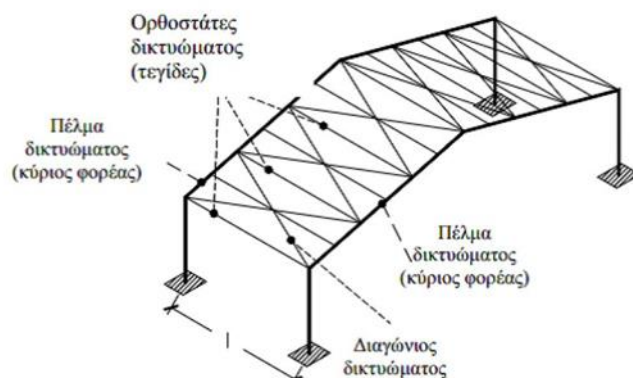


Σχήμα 2-2: Μόρφωση κύριων πλαισίων

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 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 αντιανέμιων 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 ζυγμάτων.
- 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 κιονοστοιχίας 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 του ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς.

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

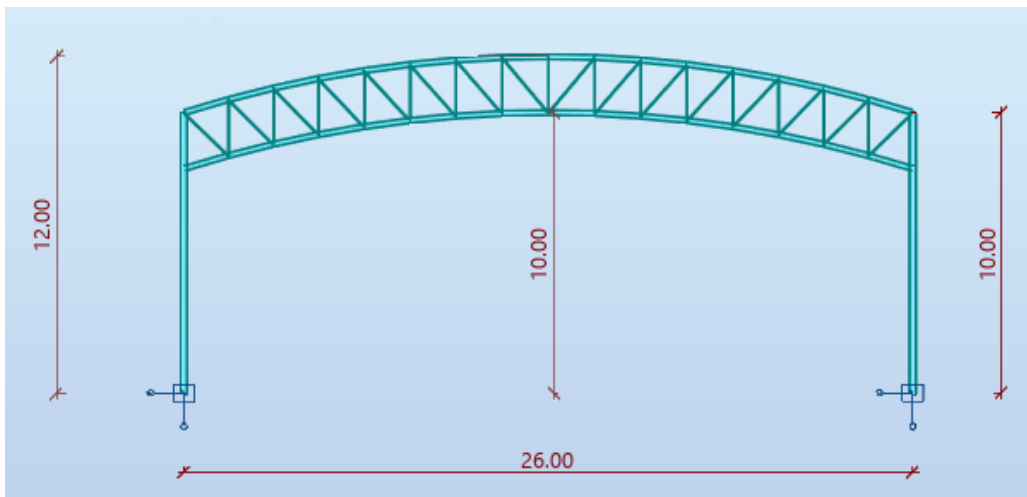
Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο), τοποθετούνται ανά αποστάσεις *μετωπικά υποστυλώματα* τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως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

Οι *μηκίδες* είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται ανά αποστάσεις σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια φόρτιση και για αυτές είναι η ανεμοπίεση, επομένως οι χρησιμοποιούμενες διατομές είναι διπλού 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. Θα πρέπει να αγκυρώνονται επαρκώς επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται (τεγίδες ή μηκίδες), ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά τις πιέσεις και υποπίεσεις που ασκεί ο άνεμος ή άλλα φορτία.

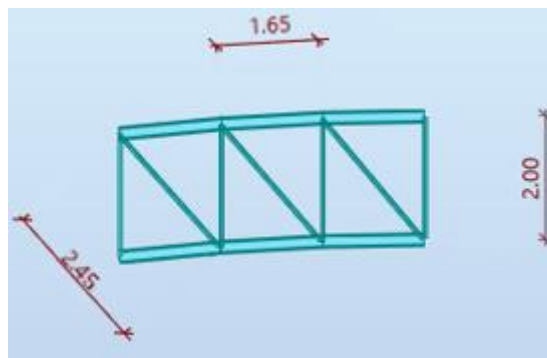
2.2 Κύριοι φορείς

Οι κύριοι φορείς του κτιρίου είναι δίστυλα πλαίσια διατεταγμένα ανά 6m μεταξύ τους. Τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν με διατομή διπλού ταυ από τη σειρά HEA, προσανατολισμένα με τον κύριο άξονα κάμψης τους εντός του επιπέδου του πλαισίου. Η επιλογή πλατύπελμων διατομών HEA έγινε διότι προσφέρουν μια ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού χωρίς να αυξάνουν σημαντικά το βάρος. Τα ζυγώματα μορφώθηκαν ως δικτυώματα κυλινδρικού σχήματος με εσωτερικό ύψος στη μέση 10 m. Αποτελείται από άνω και κάτω πέλματα, ορθοστάτες και διαγώνιες ράβδους σύνδεσης. Οι συνδέσεις των άνω και κάτω πελμάτων με τα υποστυλώματα είναι συνδέσεις ροπή, ενώ οι ορθοστάτες και οι διαγώνιες ράβδοι συνδέονται με τα πέλματα με συνδέσεις άρθρωσης. Για τα πέλματα επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ από την σειρά HEA, ενώ για τους ορθοστάτες και τις διαγώνιες επιλέχθηκαν διατομές διπλών γωνιακών ώστε να διευκολύνεται η συνδεσμολογία τους με τις κύριες δοκούς.



Σχήμα 2-4: Διαστάσεις πλαισίου

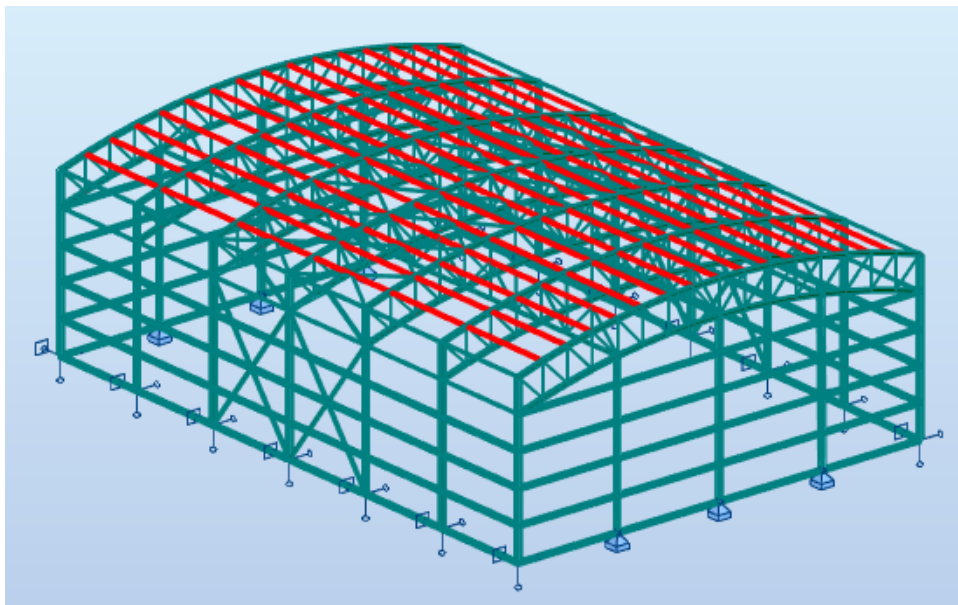
Στο Σχήμα 2-5 φαίνονται οι διαστάσεις του δικτυώματος. Τα άνω και κάτω πέλματα απέχουν μεταξύ τους 2 m. Οι ορθοστάτες προφανώς με μήκος 2 m τοποθετήθηκαν ανά 1.65 m, λαμβάνοντας υπόψη ότι και ο κάθε κόμβος ορθοστάτη με πέλμα, συνδέεται επίσης με τεγίδα όπως θα φανεί στην συνέχεια. Τέλος από την γεωμετρία του δικτυώματος το μήκος των διαγώνιων ράβδων προκύπτει περίπου 2.45 m.



Σχήμα 2-5: Λεπτομέρεια δικτυώματος πλαισίου

2.3 Τεγίδες

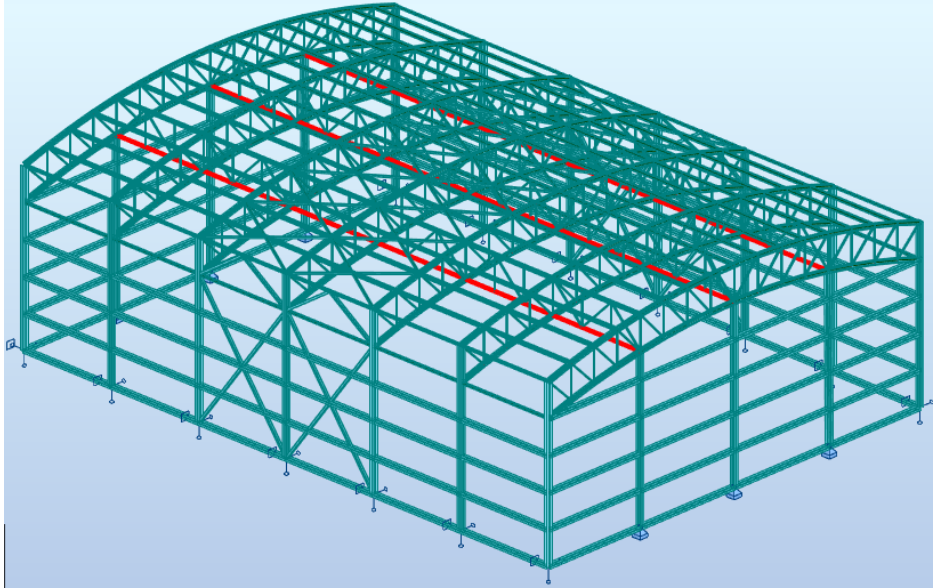
Οι τεγίδες γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων (6 m) και τοποθετούνται σε κάθε άνω κόμβο που υπάρχει ορθοστάτης, δηλαδή ανά 1.65 m. Η στήριξή τους επιλέχθηκε να είναι αμφιαρθρωτή μεταξύ των 2 κυρίων φορέων που γεφυρώνουν. Επειδή τα ζυγώματα έχουν κλίση, οι τεγίδες εκτός από καμπτική καταπόνηση του ισχυρού τους άξονα, καταπονούνται και στον ασθενή. Γι' αυτόν τον λόγο επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ από τη σειρά HEA. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα.



Σχήμα 2-6: Τεγίδες διατομής HEA

2.3.1 Κάτω οριζόντιες δοκοί

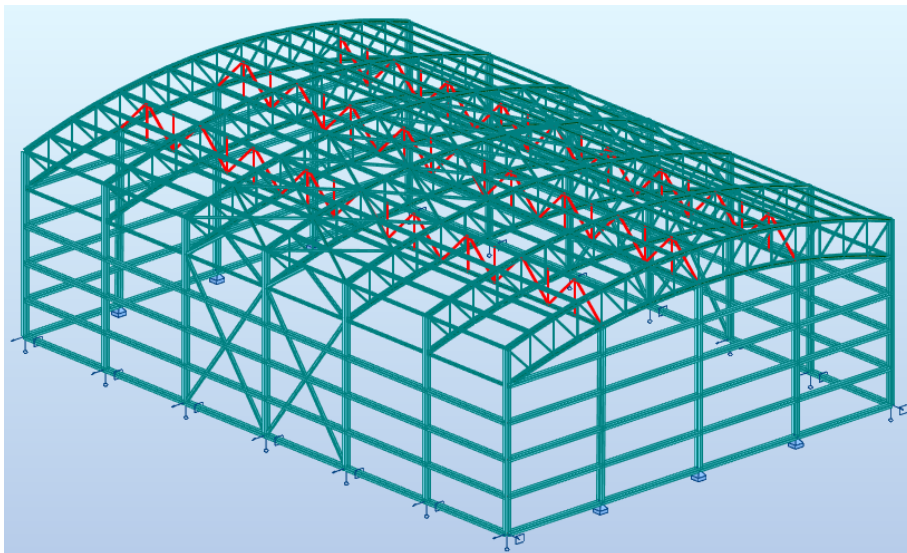
Οι τεγίδες εκτός από την μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς, προσφέρουν πλευρική στήριξη στα άνω πέλματα των πλαισίων. Όμως για να στηριχτούν πλευρικά και τα κάτω πέλματα επιλέχθηκε να τοποθετηθούν οριζόντιες δοκοί σε κάθε κάτω κόμβο που υπάρχει ορθοστάτης, διαγώνιος και μετωπικός στύλος. Η στήριξη και αυτών των οριζόντιων δοκών έγινε αμφιαρθρωτή μεταξύ των κύριων φορέων. Καταπονούνται καμπτικά από το ίδιο βάρος τους, αλλά κυρίως αξονικά από τις δράσεις ανέμου που μεταφέρουν σε αυτές οι μετωπικοί στύλοι μέσω των κάτω πελμάτων. Γι' αυτόν τον λόγο επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ κυρίως από την σειρά HEA. Οι οριζόντιες δοκοί απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα στο Σχήμα 2-7.



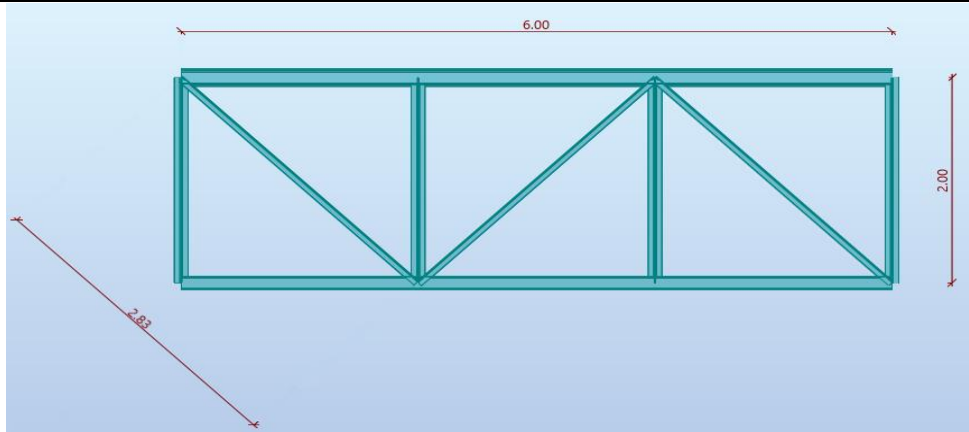
Σχήμα 2-7: Κάτω οριζόντιες δοκοί διατομής HEA

2.3.2 Δικτύωμα σύνδεσης πλαισίων

Η πλευρική εξασφάλιση των οριζόντιων δοκών και η ευστάθεια του συνολικού φορέα επιτυγχάνεται με τη χρήση δικτυώματος. Η σύνδεση του δικτυώματος με τις κάτω οριζόντιες δοκούς και τις τεγίδες είναι σύνδεση άρθρωσης και η διατομή επιλέχθηκε διπλό γωνιακό για την διευκόλυνση της σύνδεσης.



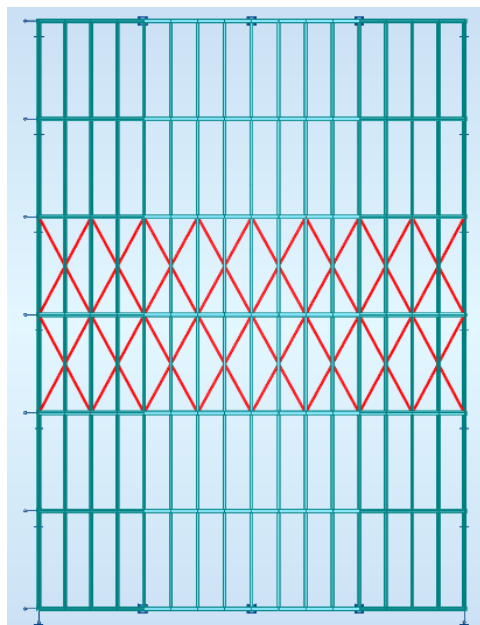
Σχήμα 2-8: Δικτύωμα σύνδεσης πλαισίων



Σχήμα 2-9: Λεπτομέρεια δικτυώματος

2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί σχηματισμοί που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Τοποθετήθηκαν μεταξύ 3^{ου} και 4^{ου} πλαισίου και μεταξύ 4^{ου} και 5^{ου} πλαισίου. Επειδή επιλέχθηκε αυτή η θέση για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, η ανεμοπίεση που είναι κάθετη στο μέτωπο θα φτάσει στους συνδέσμους μέσω των τειγίδων οι οποίες θα επιβαρυνθούν με πρόσθετες αξονικές δυνάμεις. Συνδέονται αμφιαρθρωτά με το ζύγωμα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέρα του ίδιου βάρους τους. Η διατομή των οριζόντιων συνδέσμων επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική.

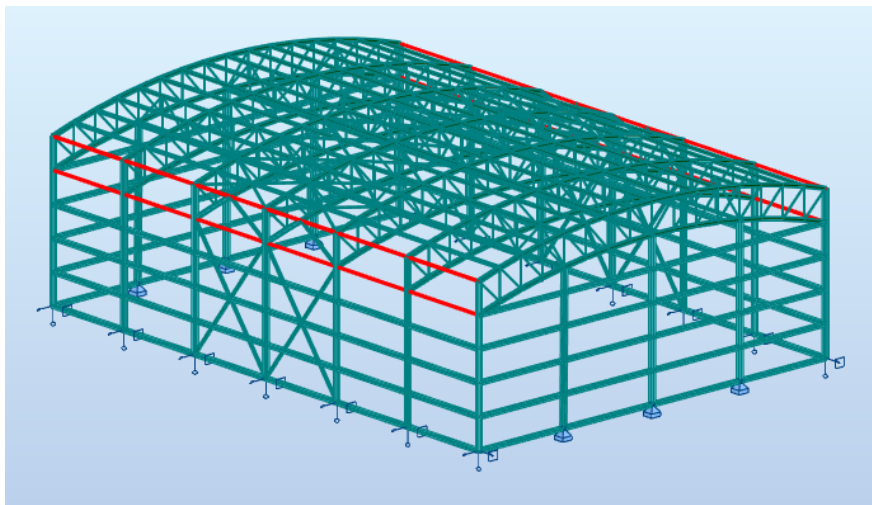


Σχήμα 2-10: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

2.5 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία που συνδέουν εγκάρσια τους κύριους φορείς. Επειδή τα ζυγώματα των κύριων φορέων αποτελούνται από δικτυώματα των οποίων τα άνω και κάτω πέλματα

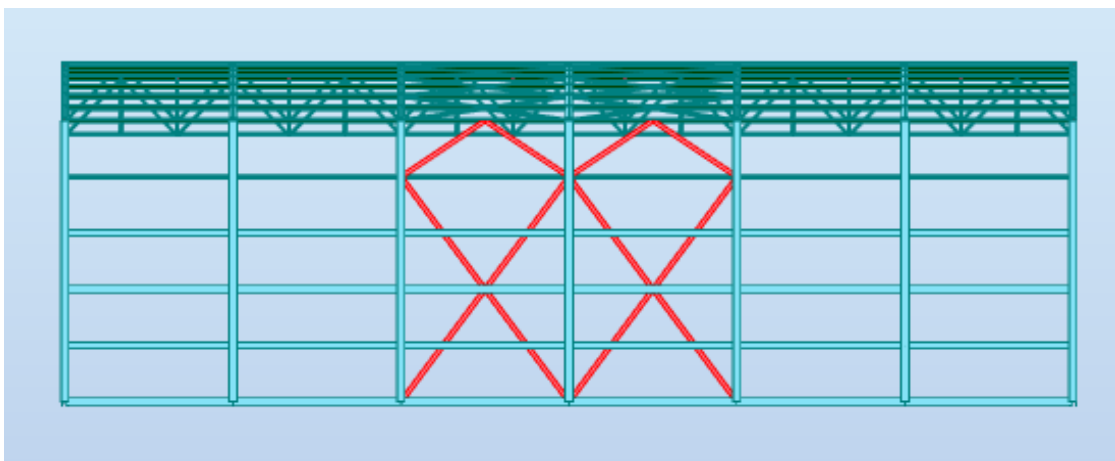
καταλήγουν στα υποστυλώματα, χρησιμοποιήθηκαν δύο κεφαλοδοκοί όπως φαίνεται στο σχήμα 2-11. Οι κεφαλοδοκοί συνδέονται αμφιαρθρωτά και επιλέχθηκε να έχουν διατομή διπλού ταυ, από την σειρά ΗΕΑ.



Σχήμα 2-11: Κεφαλοδοκοί

2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν στα ίδια φατνώματα στα οποία διατάχθηκαν και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, γεγονός που βοηθάει στην εκτόνωση των θερμικών διαστολών, οι οποίες δεν παρεμποδίζονται. Επειδή υπάρχουν δύο κεφαλοδοκοί, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι σχεδιάστηκαν ως "λάμδα" μεταξύ των κεφαλοδοκών και "χιαστί" από κάτω. Η διατομή και των "λάμδα" και των "χιαστί" επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται αμφιαρθρωτά και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέραν του ίδιου βάρους τους καθώς δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη.

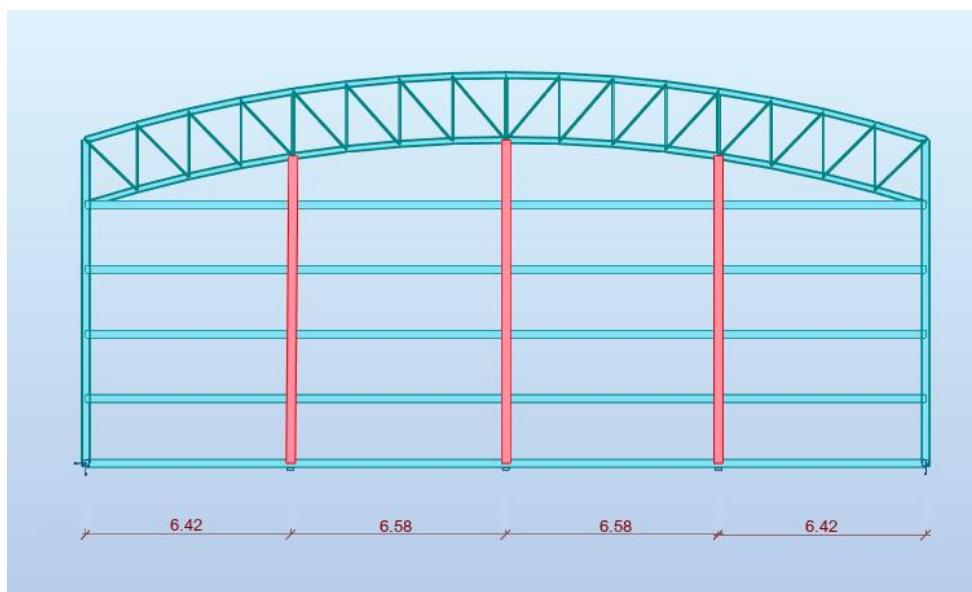


Σχήμα 2-12: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

2.7 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. Η σύνδεσή τους με το ζύγωμα κατασκευάζεται σαν κύλιση. Αυτό γίνεται διότι για λόγους απλοποίησης της κατασκευής δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των

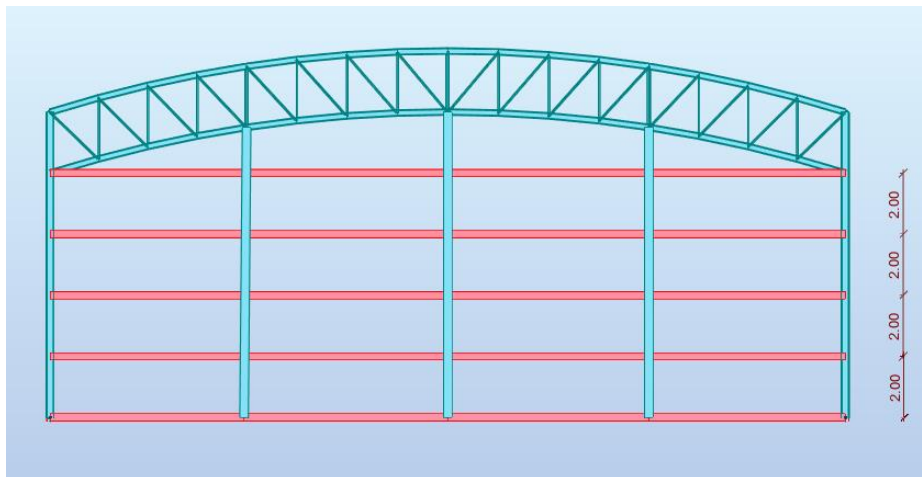
ζυγωμάτων από τους μετωπικούς στύλους. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση. Πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη γι' αυτό η διατομή που χρησιμοποιείται είναι από την σειρά HEA με πέλματα παράλληλα στην όψη. Τα υποστυλώματα στην πλάγια όψη απέχουν μεταξύ τους 6 m πράγμα που σημαίνει ότι και οι μηκίδες που συνδέονται σ' αυτά θα έχουν μήκος 6 m. Δεδομένου του παραπάνω, τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετήθηκαν σε τέτοια σημεία ώστε να απέχουν και αυτά απόσταση περίπου 6 m. Περιορισμό αποτελούσε η σύνδεσή τους στην οροφή η οποία ήταν επιθυμητό να γίνει σε σημείο που να υπάρχει κόμβος. Τελικώς, τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετήθηκαν στα σημεία που φαίνονται στο σχήμα 2-13.



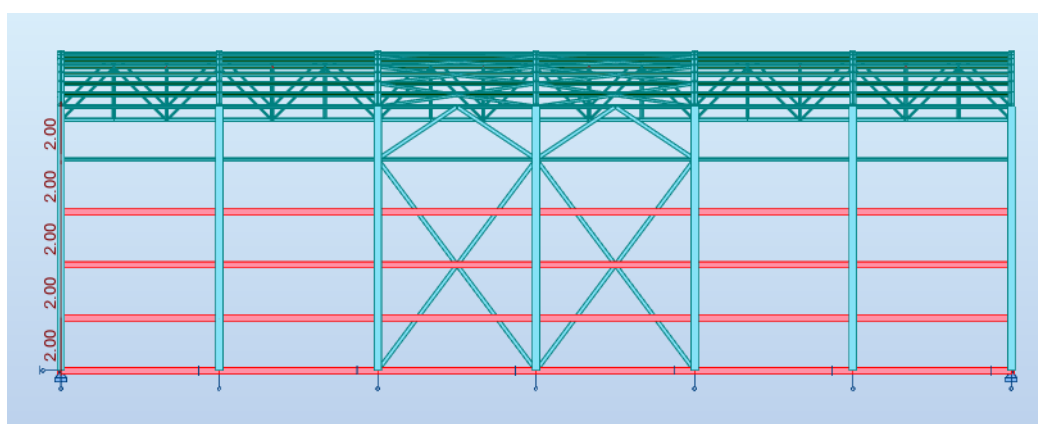
Σχήμα 2-13: Μετωπικοί στύλοι

2.8 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις των πλαισιακών και μετωπικών υποστυλωμάτων. Κύρια φόρτιση και γι' αυτές είναι η ανεμοπίεση επομένως χρησιμοποιήθηκαν διατομές κατηγορίας HEA με τα πέλματα να είναι παράλληλα στις όψεις. Εκτός από τα φορτία ανέμου, οι μηκίδες δέχονται και κατακόρυφα φορτία από το ίδιο βάρος τους και το βάρος της πλευρικής επένδυσης. Στο κτίριο οι μηκίδες διατάσσονται ανά 2.00 m και στηρίζονται στα υποστυλώματα αμφιαρθρωτά. Στα σχήματα 2-14 και 2-15 φαίνονται οι αποστάσεις ανά τις οποίες τοποθετήθηκαν οι μηκίδες στα μέτωπα και στις πλάγιες όψεις.



Σχήμα 2-14: Αποστάσεις μηκίδων



Σχήμα 2-15: Αποστάσεις μηκίδων στην πλάγια όψη

2.9 Υλικά κατασκευής

2.9.1 Δομικός χάλυβας

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

Πίνακας 2-1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

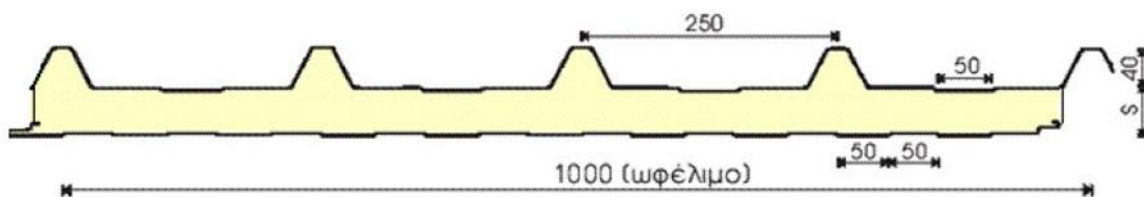
Ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι κατηγορίας S355. Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού είναι:

Αντοχή διαρροής	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Οριακή εφελκυστική αντοχή	$f_u = 490 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης	$G = 8077 \text{ N/mm}^2$
Σταθερά Poisson	$\nu = 0.3$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = f_{yk}/1.0$

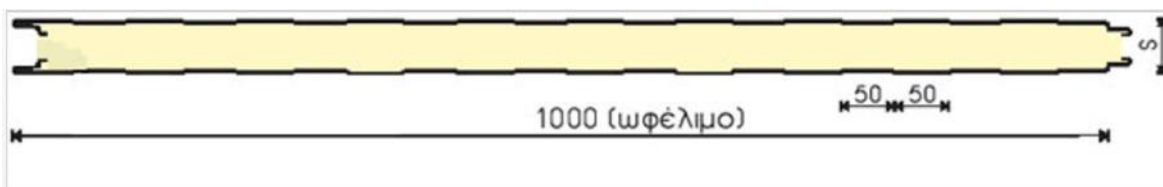
2.9.2 Φύλλα επικάλυψης

Για την επένδυση του φορέα στην οροφή επιλέχθηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm RPU (Σχήμα 2-16) της ΚΑΜΑΡΙΔΗΣ GLOBAL WIRE ABEE [12]. Τα πάνελ αποτελούνται από δύο διαμορφωμένα ελάσματα πάχους 0.5 mm ή 0.6 mm και η ενδιάμεση μόνωση από σκληρή διογκωμένη πολυουρεθάνη πάχους από 30 mm έως 100 mm. Το εξωτερικό ελασματόφυλλο των πάνελ είναι τραπεζοειδούς μορφής (Ribdeck 1000) με πέντε τραπέζια ύψους 40 mm σε αξονικές αποστάσεις 250 mm. Το εσωτερικό ελασματόφυλλο είναι ελαφρά διαμορφωμένο με αυλακώσεις πλάτους 50mm σε αποστάσεις 50mm και βάθους 1.5 mm.



Σχήμα 2-16: Πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm RPU

Για την επένδυση του φορέα πλευρικά επιλέχθηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm WPU (Σχήμα 2-17) της ΚΑΜΑΡΙΔΗΣ GLOBAL WIRE ABEE [12]. Τα πάνελ πολυουρεθάνης (PUR/PIR) Insotherm WPU, αποτελούνται από δύο διαμορφωμένα ελάσματα και ενδιάμεση μόνωση από σκληρή διογκωμένη πολυουρεθάνη. 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 2-17: Πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm WPU

3 ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 Μόνιμες δράσεις

Σε αυτήν την κατηγορία των δράσεων περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής όπως τα ίδια βάρη από φέροντα στοιχεία, τοίχους πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό κ.α. Οι μόνιμες δράσεις εξ' ορισμού προσδιορίζονται με ικανοποιητική ακρίβεια εξ' αρχής εφόσον δεν μεταβάλλονται στην διάρκεια ζωής του έργου.

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

Το *ίδιο βάρος* της κατασκευής υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional 2022 στο οποίο προσομοιώθηκε. Το πρόγραμμα υπολογίζει το ίδιο βάρος κάθε μέλους λαμβάνοντας υπόψη το υλικό που του έχει οριστεί (χάλυβας S355, $g=78.5 \text{ kN/m}^3$).

Τα *πρόσθετα μόνιμα φορτία* που επιβαρύνουν την κατασκευή προέρχονται από τα φύλλα επικάλυψης της στέγης και τον μηχανολογικό εξοπλισμό τα οποία καταπονούν τις τεγίδες και τα από τα φύλλα επικάλυψης των μετώπων τα οποία καταπονούν τις μηκίδες. Τοποθετούνται ως γραμμικά φορτία στις τεγίδες ή τις μηκίδες με τιμή που εξαρτάται από την φορτική τους επιφάνεια. Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2 επιλέχθηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουραιθάνης Insotherm RPU για την επικάλυψη της στέγης και τα Insotherm WPU για την επικάλυψη των μετώπων τα οποία σύμφωνα με τα τεχνικά χαρακτηριστικά τους έχουν βάρος από 9.66 kg/m^2 έως 13.56 kg/m^2 . Τελικώς επιλέχτηκε συντηρητικά ότι η επιβάρυνση της στέγης λόγω επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού είναι 0.50 kN/m^2 και των μετώπων λόγω των φορτίων επικάλυψης είναι της τάξεως του 0.15 kN/m^2 .

3.2 Επιβαλλόμενες μεταβλητές δράσεις

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

Οι επιβαλλόμενες δράσεις ενεργούν ως οιωνεί στατικές δράσεις, εφ' όσον όμως δεν αναμένονται καταστάσεις συντονισμού όπως για παράδειγμα συγχρονισμένη κίνηση ανθρώπων από χορό, άλματα, βήματα κτλ. Σε τέτοιες περιπτώσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως δυναμικά φορτία.

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

Τα επιβαλλόμενα φορτία καθορίζονται στον Ευρωκώδικα 1991-1-8 [6] και έχουν την μορφή κατανεμημένων φορτίων, γραμμικών φορτίων ή συγκεντρωμένων. Ο Ευρωκώδικας διαχωρίζει τους χώρους σε κατηγορίες ανάλογα με την χρήση τους και για κάθε μία κατηγορία δίνει τις αντίστοιχες τιμές των φορτίων.

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

Η στέγη θεωρείται ότι δεν είναι προσβάσιμη παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή, επομένως ανήκει στην κατηγορία Η. Για τις στέγες κατηγορίας Η οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίνονται στον Πίνακα 3-2.

Πίνακας 3-1: 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

Πίνακας 3-2: Επιβαλλόμενα φορτία στεγών

ΣΤΕΓΗ	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
Κατηγορία H	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 10 m².

Επιλέγεται ως επιβαλλόμενο φορτίο, η τιμή του φορτίου που προτείνεται από το Εθνικό προσάρτημα, δηλαδή $q_k = 0.50$ kN/m² το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης.

3.3 Φορτίο χιονιού

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού της κατασκευής εφαρμόζονται οι διατάξεις του EN-1991-1-3 [7]. 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 κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει κατά πόσο η στέγη είναι εκτεθειμένη στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας της στέγης και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης.

Κανονισμοί Υπολογισμού Φορτίου Χιονιού

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

1. Για καταστάσεις σχεδιασμού «με διάρκεια/παροδικές»

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.1)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

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

Όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής 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 προσηνεμη 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 $C_t = 1.00$.

Ο συντελεστής εκθέσεως C_e πρέπει να λαμβάνεται ίσος με 1.00 εκτός αν ορίζεται αλλιώς. Στο Εθνικό Προσάρτημα δίνονται τιμές του συντελεστή C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον Πίνακα 3-3.

Πίνακας 3-3: 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.

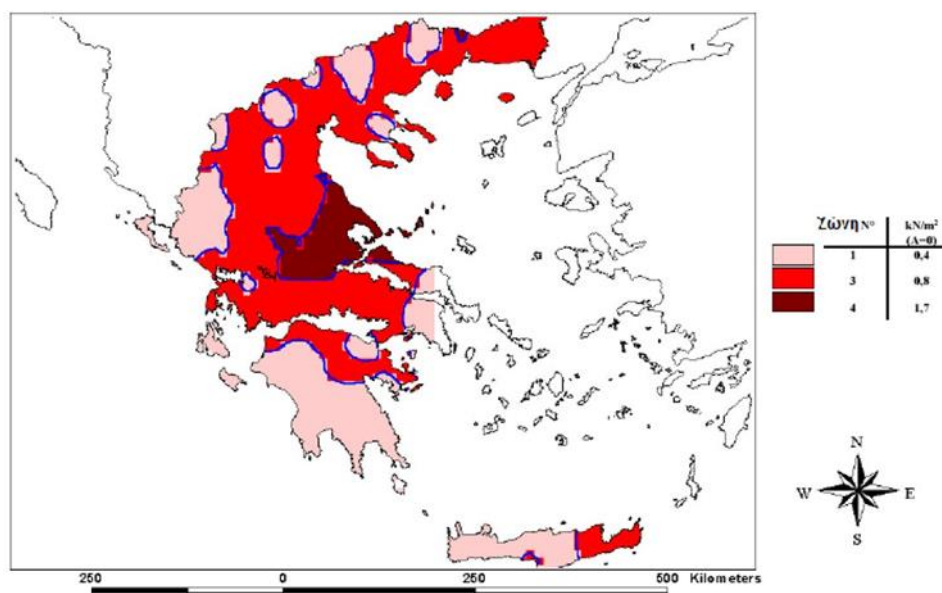
Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

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 3-1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500 m 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 υψόμετρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

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 τη άκρη της θάλασσας σε m

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

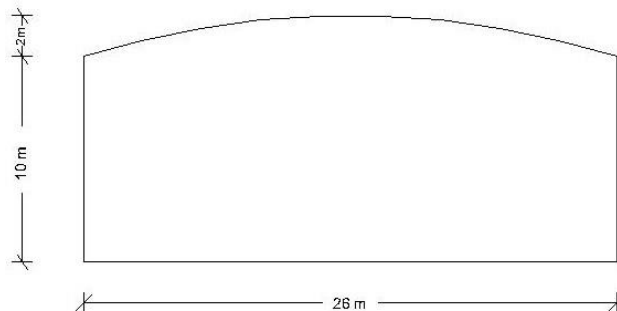
Το κλειστό γήπεδο πρόκειται να κατασκευαστεί στην βορειοανατολική Αττική επομένως $s_{k,0}=0.4 \text{ kN/m}^2$. Το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας είναι ίσο με $A = 200 \text{ m}$.

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών είναι ίση με:

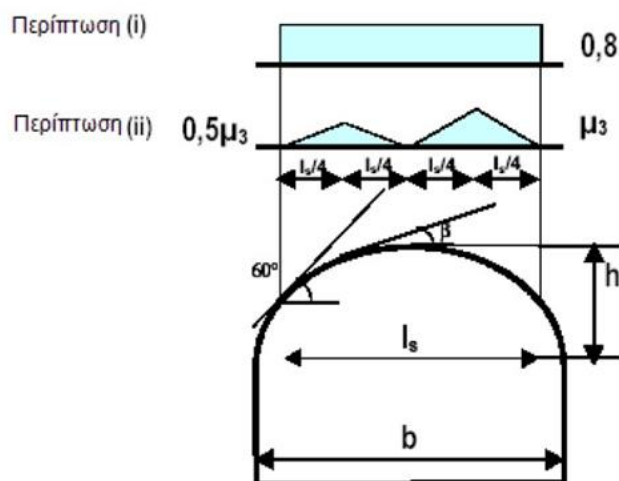
$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0.4 \cdot \left(1 + \left(\frac{200}{917} \right)^2 \right) = 0.419 \text{ kN/m}^2$$

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 [7] για παρασυρμένο και μη παρασυρμένο φορτίο σύμφωνα με τις περιπτώσεις των στεγών που έχει.



Σχήμα 3-2: Πρόσοψη κλειστού γηπέδου



Σχήμα 3-3: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού για κυλινδρικές στέγες

$$\text{Για } \beta \leq 60^\circ \quad \mu_3 = 0,2 + 10h/b \quad (3.4)$$

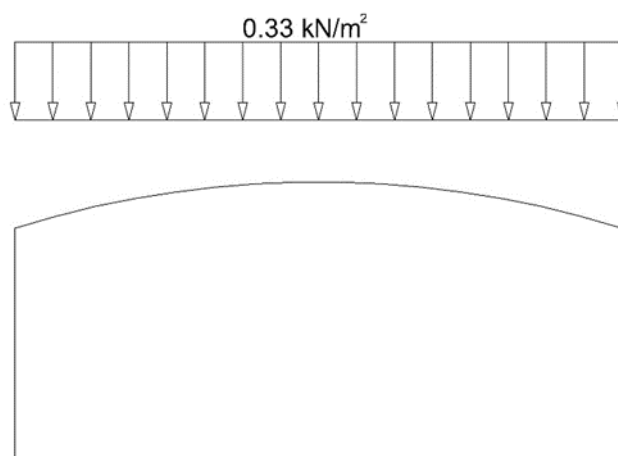
Για το μη παρασυρμένο φορτίο χιονιού εξετάστηκε ο συντελεστής μ και για τις δυο περιπτώσεις (i) και (ii). Επειδή η κλίση της κυλινδρικής στέγης δεν ξεπερνά τις 60° η κατανομή του φορτίου χιονιού γίνεται σε όλη την έκταση της στέγης. Έτσι το συνολικό φορτίο χιονιού για τις δύο περιπτώσεις είναι

Για την περίπτωση (i): $\mu_2=0.8$ άρα

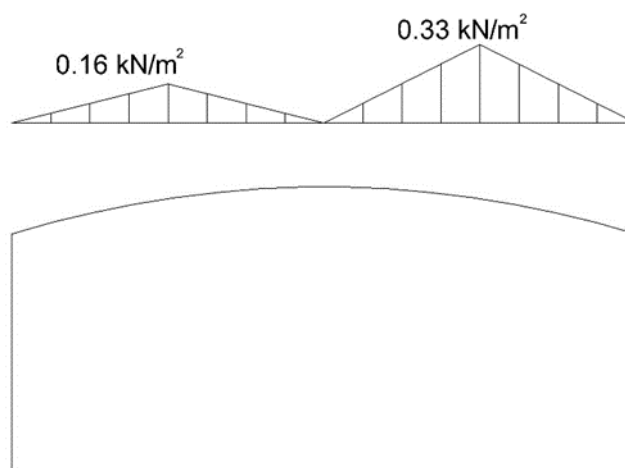
$$s_1 = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.419 = 0.335 \text{ kN/m}^2$$

Για την περίπτωση (ii): $\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{2}{26} = 0,784$

$$s_2 = 0,784 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,149 = 0,328 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 3-4: Φορτίο χιονιού (i) επί της κατασκευής



Σχήμα 3-5: 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 1000 m.

3.4 Φορτία ανέμου

Για κατασκευές ύψους μέχρι 200m, ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-4 [8].

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 (υποπίεσεων) 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 τους 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

Βασικοί ορισμοί

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

Βασική ταχύτητα ανέμου

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

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

Όπου:

$V_{b,0}$	Είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, δηλαδή η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από 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 33 m/sec για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27 m/sec για την υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 3-6: Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα

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:

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

Όπου:

- $c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1.00 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:

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

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

Όπου:

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

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.8)$$

Όπου:

- $z_{0,II}$ 0.05 (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 3-4)
- k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0
- z_{\max} 200 m
- z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους

Πίνακας 3-4: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους		z_0 m	z_{\min} m
0	Θαλάσσια η 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 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 την μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.9)$$

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

Όπου:

- k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Προτεινόμενη τιμή του $k_1=1.00$
- 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:

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

Όπου:

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

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

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

- q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται στην εξίσωση:

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

Εξωτερική πίεση ανέμου

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

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

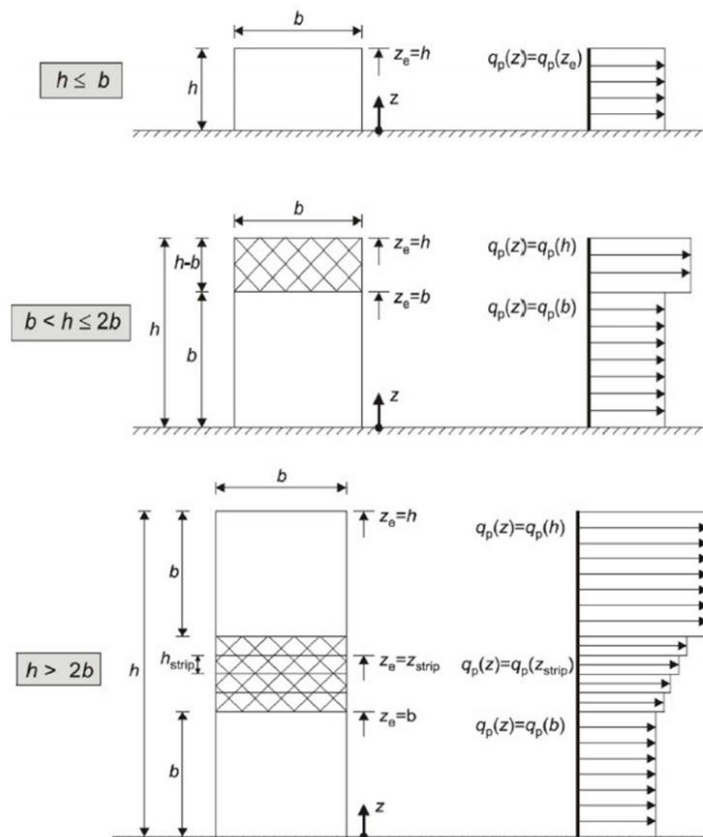
Όπου:

- q_p είναι η πίεση ταχύτητας
- 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.

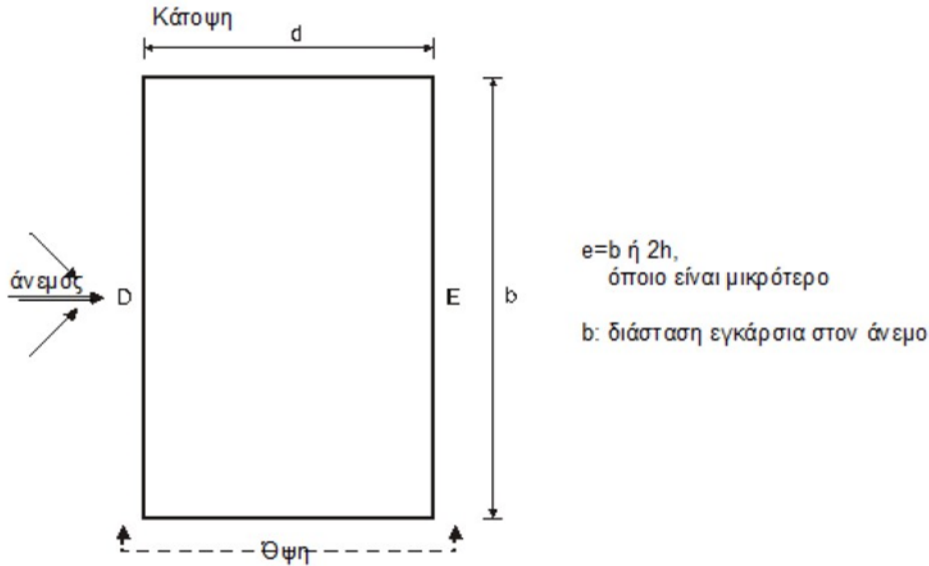
Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

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:

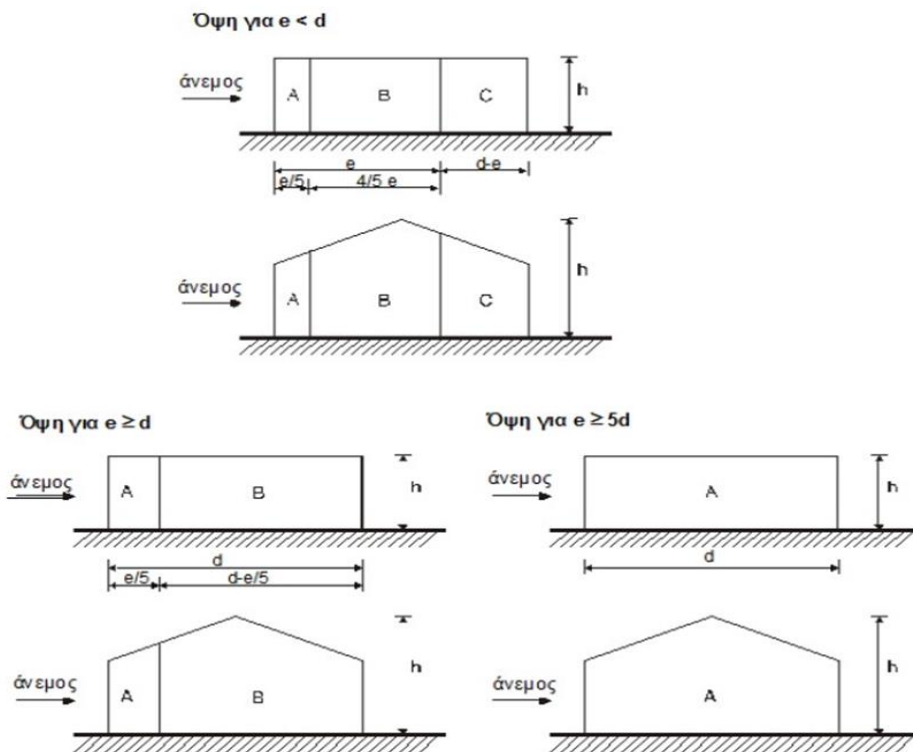


Σχήμα 3-7: Ύψος αναφοράς z_e , συνάρτησι των h και b και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

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 3-8 και 3-9:



Σχήμα 3-8: Ορισμός ζωνών D,E για τον υπολογισμό συντελεστών εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων ορθογωνικής κάτοψης.



Σχήμα 3-9: Ορισμός ζωνών A,B,C για τον υπολογισμό συντελεστών πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης.

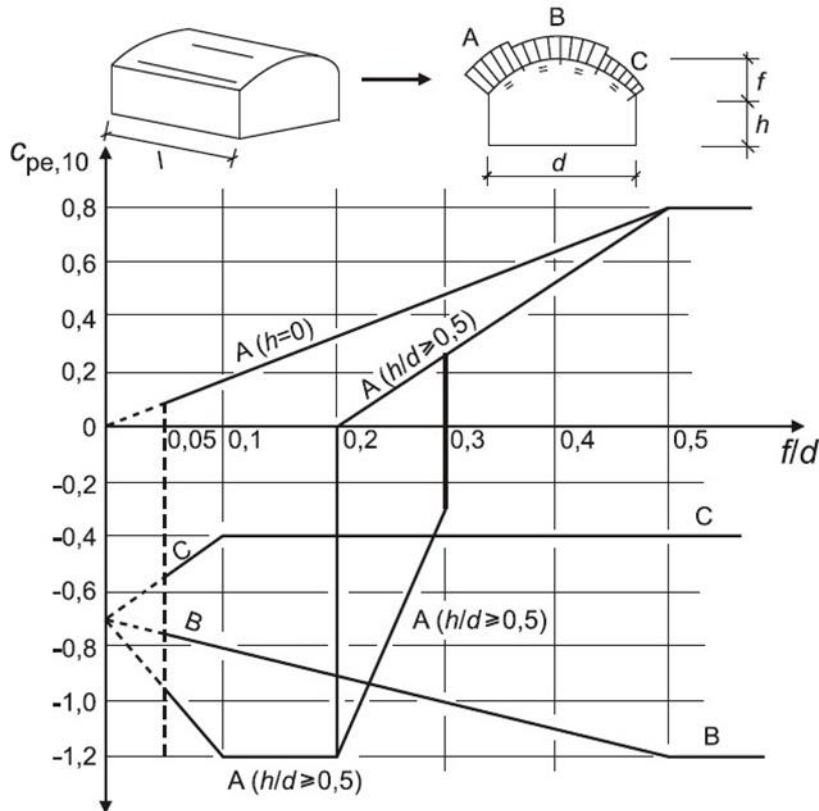
Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-5

Πίνακας 3-5: 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	

Κυλινδρικές στέγες και θόλοι

Στις περιπτώσεις όπου η διεύθυνση του ανέμου ήταν κάθετη στην κυλινδρική στέγη χρησιμοποιήθηκε το σχήμα 3-10 από τον Ευρωκώδικα, στο οποίο ορίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $C_{pe,10}$ και $C_{pe,1}$ για κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση. Το ύψος αναφοράς πρέπει να λαμβάνεται ως $z_e=h+f$.

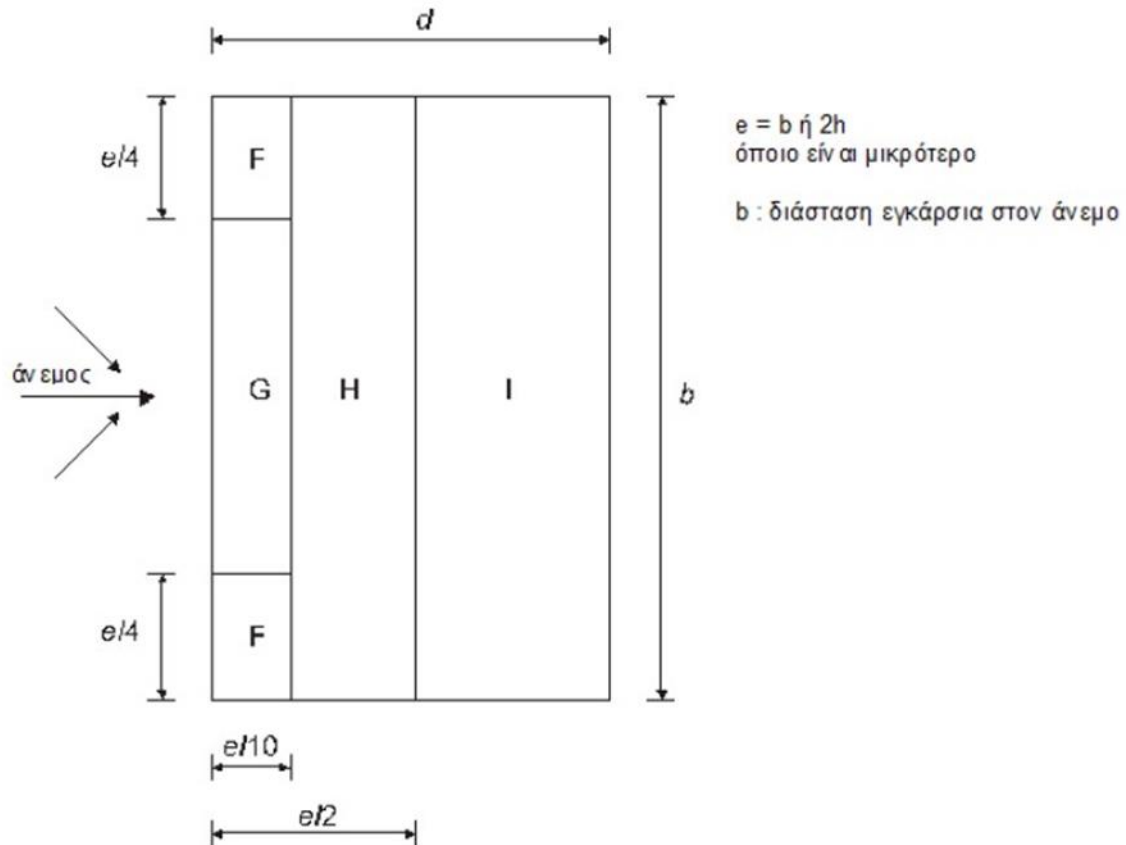


Σχήμα 3-10: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης $C_{pe,10}$ για κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση.

Στις περιπτώσεις όμως που η διεύθυνση του ανέμου είναι παράλληλη στην κυλινδρική στέγη, τότε αυτή θεωρείται ότι είναι ένα είδος στέγης ανάμεσα σε οριζόντια και δικλινή στέγη.

Οριζόντιες στέγες

Οι οριζόντιες στέγες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα διαιρούνται σε ζώνες G,F,H,I όπως φαίνεται στο σχήμα 3-11. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες λαμβάνεται ως h , ενώ αν υπάρχει και στηθαίο προστίθεται στο ύψος του.



Σχήμα 3-11: Ορισμός ζωνών G,F,H,I για τον υπολογισμό συντελεστών εξωτερικής πίεσης οριζόντιων στεγών

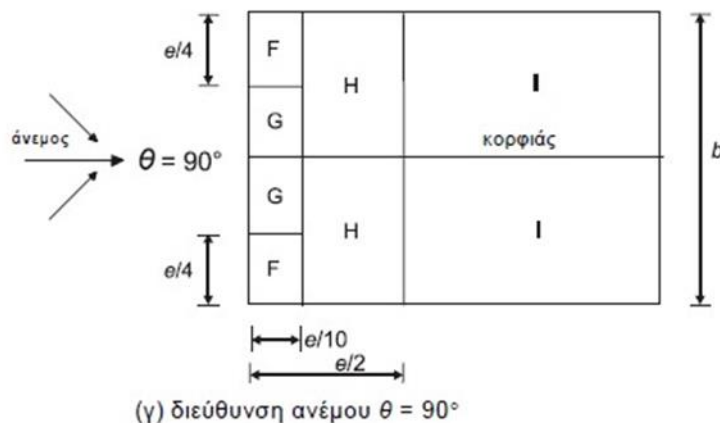
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται σε πίνακα του Ευρωκώδικα ανάλογα με το αν το άκρο του είναι καμπυλωμένο, σπαστό ή αιχμηρό, αν υπάρχει στηθαίο κτλ. Στον Πίνακα 3-6 παρουσιάζεται το κομμάτι του πίνακα που χρησιμοποιήθηκε, δηλαδή αυτό για αιχμηρά άκρα:

Πίνακας 3-6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες με αιχμηρά άκρα

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

Δικλινείς στέγες

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα διαιρούνται σε ζώνες G,F,H,I όπως φαίνεται στο σχήμα 3-12 και οι συντελεστές πίεσης δίνονται στον Πίνακα 3-7



Σχήμα 3-12: Ορισμός ζωνών G,F,H,I για τον υπολογισμό συντελεστών εξωτερικής πίεσης δικλινών στεγών.

Πίνακας 3-7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

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.

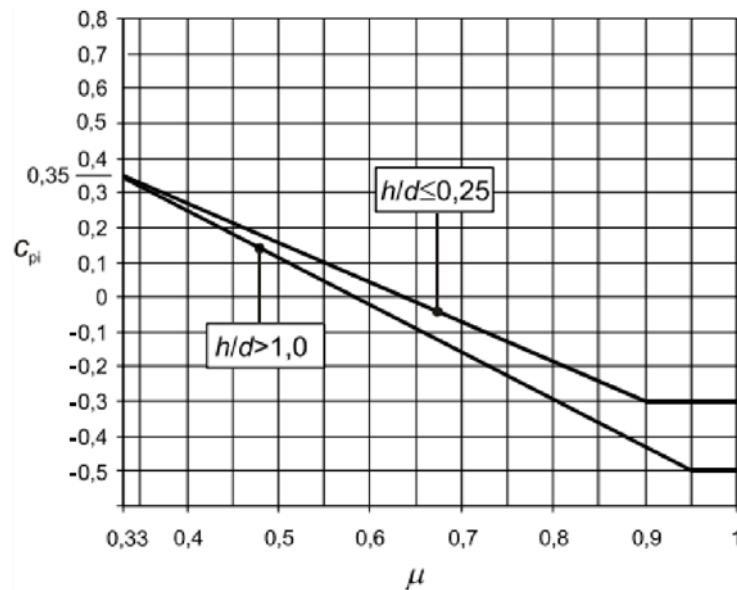
Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων μιας πλευράς ενός κτιρίου είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής των υπολοίπων πλευρών του κτιρίου, η πλευρά αυτή θεωρείται δεσπόζουσα και καθορίζει την τιμή της εσωτερικής πίεσης c_{pi} .

Η τιμή της εσωτερικής πίεσης c_{pi} σε αυτή την περίπτωση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών $0.75c_{pe}$ και $0.90c_{pe}$. 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 3-13 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:

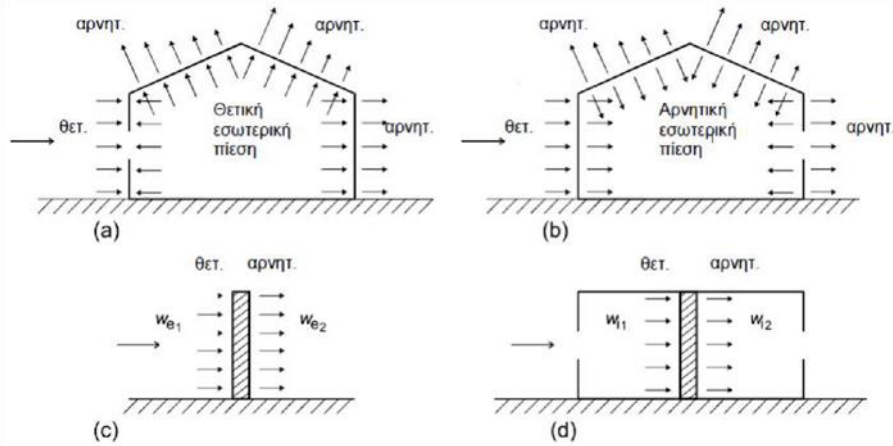
$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή } 0,0}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}} \quad (3.14)$$



Σχήμα 3-13: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} για ομοιόμορφα καταμεμημένα ανοίγματα

Τελική πίεση

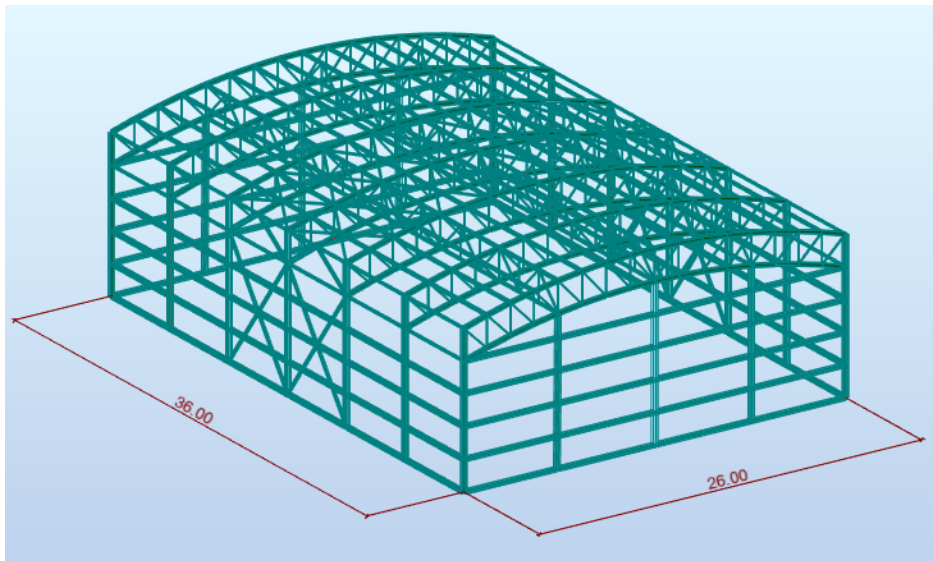
Η τελική πίεση του ανέμου ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Στο Σχήμα 3-14 φαίνονται μερικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης στην κατασκευή.



Σχήμα 3-14: Πίεση επί των επιφανειών

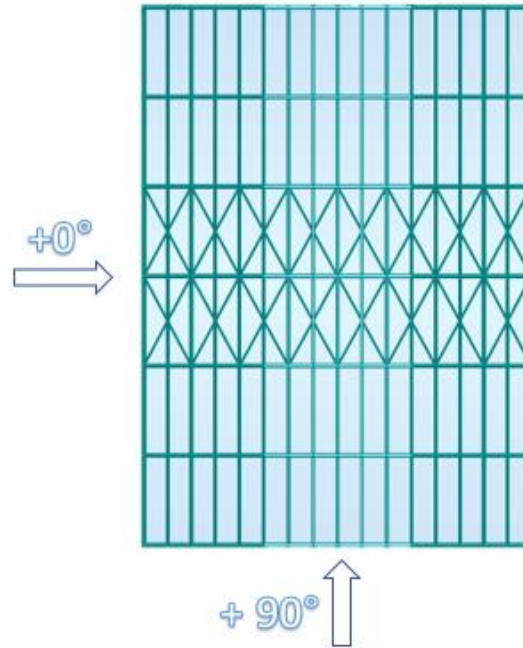
Υπολογισμός Φορτίου Ανέμου

Το κτίριο θα κατασκευαστεί στην Αττική και η περιοχή κατασκευής του κτιρίου κατατάσσεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3-4 στην κατηγορία εδάφους II (περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων). Στο Σχήμα 3-15 δίνονται οι διαστάσεις του κτιρίου.



Σχήμα 3-15: Διαστάσεις κτιρίου

Υπολογίζονται οι δράσεις για δύο από τις τέσσερις κύριες διευθύνσεις του ανέμου $+0^\circ$ και $+90^\circ$ διότι οι άλλες δύο θα είναι ίδιες. Στο Σχήμα 3-16 δίνεται η κάτοψη και οι διευθύνσεις του ανέμου που θα εξεταστούν.



Σχήμα 3-16: Διευθύνσεις ανέμου

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής του ανέμου σύμφωνα με το Σχήμα 3-6 είναι $v_{b,0}=27$ m/sec.

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται από τη σχέση (3.5)

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 27 = 27 \text{ m/sec}$$

Το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους II, άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3-4 $z_0=0.05$ και $z_{min}=2.00$ m και ο συντελεστής εδάφους σύμφωνα με την (3.8) είναι

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.07} = 0.19$$

Ισχύει $z_{min}=2.00 \text{ m} \leq z_e = 12.00 \leq 200 \text{ m}$

Ο συντελεστής τραχύτητας σύμφωνα με την (3.7) είναι ίσος με

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} = 0.19 \cdot \ln \frac{12}{0.05} = 1.04$$

Το έδαφος είναι οριζόντιο άρα $c_{0,ze}=1.00$.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με την (3.6) :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1.04 \cdot 1 \cdot 27 = 28.08 \text{ m/sec}$$

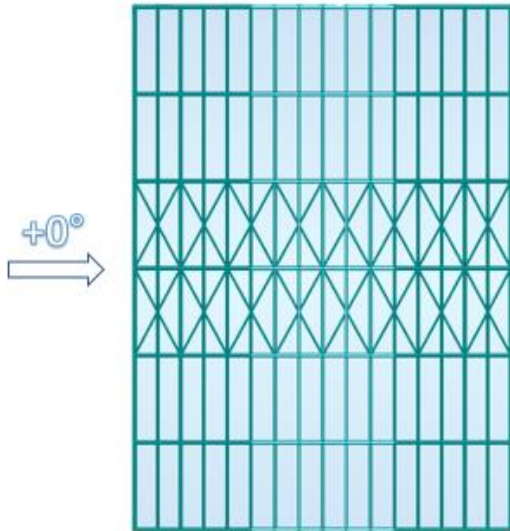
Η ένταση στροβιλισμού (3.9) είναι:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z_0) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln \left(\frac{12.00}{0.05} \right)} = 0.183$$

Αρα η πίεση ταχύτητας αιχμής (3.10) ισούται με :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = [1 + 7 \cdot 0.183] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 28.08 = 1.12 \text{ kN/m}^2$$

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +0°



Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 12.00 \text{ m}$

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

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

Ισχύει $h < b$ άρα $z_e = h + f = 12.00 \text{ m}$

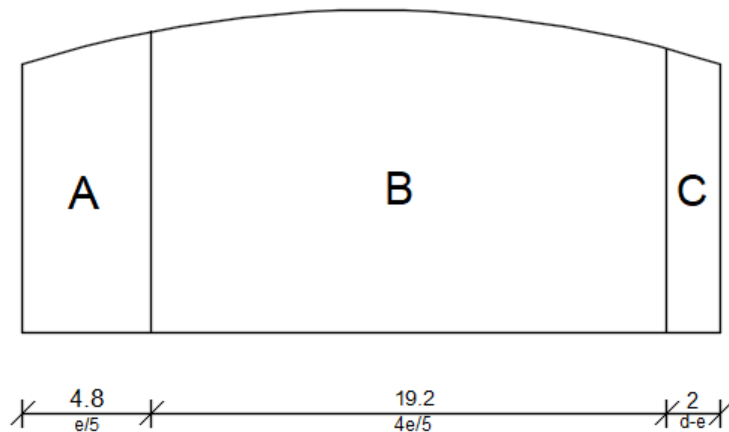
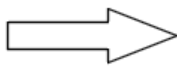
Εξωτερικές πιέσεις w_e

Για τους κατακόρυφους τοίχους

$$e = \min\{b ; 2h\} = \min\{36 ; 2 \cdot 12.00\} = 24.00$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12.00}{26} = 0.46 \quad \text{και} \quad e < d$$

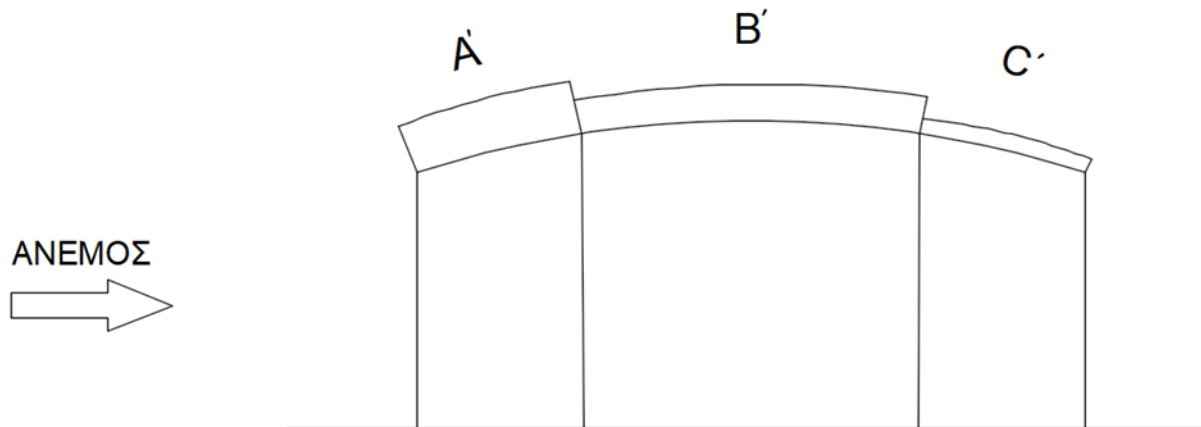
ΑΝΕΜΟΣ



Σχήμα 3-17: Σχηματική απεικόνιση ζωνών A, B, C κατακόρυφων τοίχων για άνεμο +0°

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κυλινδρικό στέγαστρο προκύπτουν από το σχήμα 3-10 λαμβάνοντας υπόψη ότι:

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{26} = 0.384 \quad \text{και} \quad \frac{f}{d} = \frac{2}{26} = 0.076$$



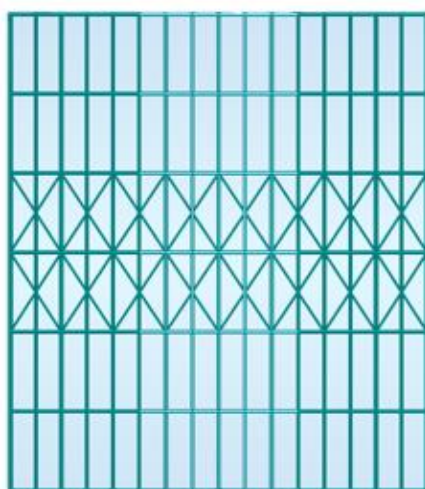
Σχήμα 3-18: Σχηματική απεικόνιση ζωνών Α', Β', C' στέγης για άνεμο +0°

Έτσι υπολογίζονται οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων των κατακόρυφων τοίχων Α, Β, C, D, E και οι αντίστοιχες τιμές του στεγάστρου στις ζώνες Α', Β', C' για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των 10 m² οι οποίες δίνονται στον Πίνακα 3-8.

Πίνακας 3-8: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου λόγω +0°

	C_{pe}	q_{pe}(z_e)	W_e kN/m²
A	-1.20	1.12	-1.344
B	-0.80	1.12	-0.896
C	-0.50	1.12	-0.56
D	0.72	1.12	0.81
E	-0.33	1.12	-0.37
A'	0.10	1.12	-0.90
B'	-0.78	1.12	-0.87
C'	-0.5	1.12	-0.56

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +90°

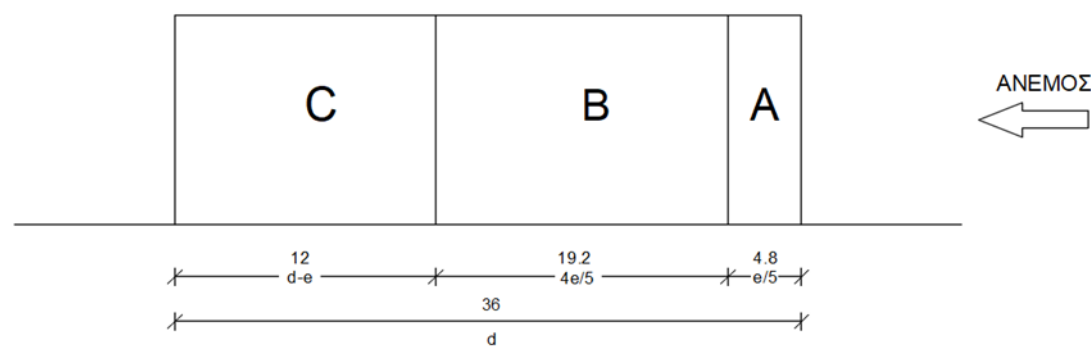


Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 12.00$ m

Το πλάτος του κτιρίου είναι $b = 26$ m

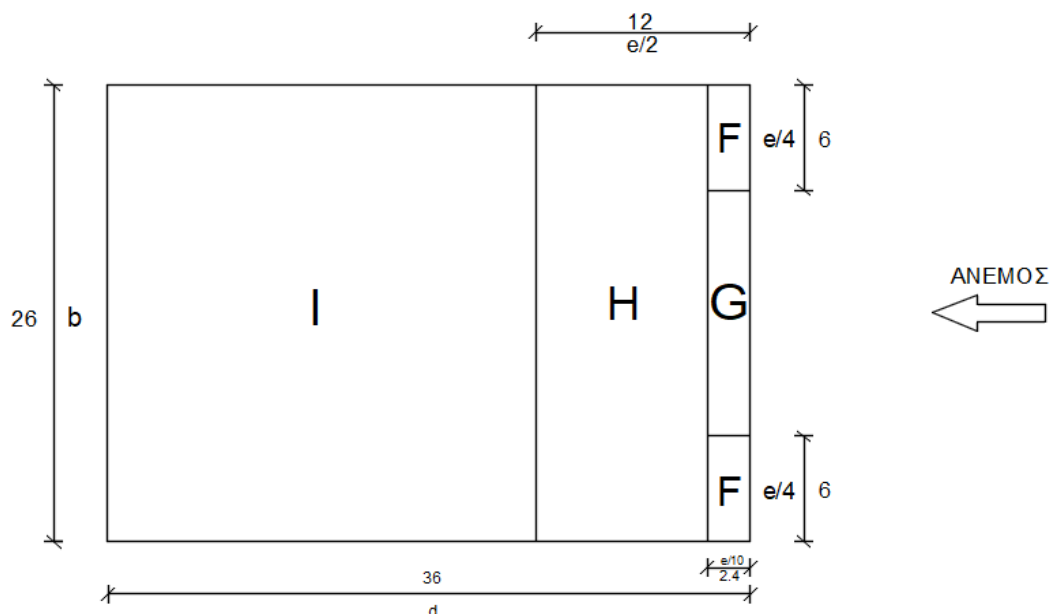
Το μήκος του κτιρίου είναι $d = 36$ m

Ισχύει $h < b$ άρα $z_e = 12.00$ m



Σχήμα 3-19: Σχηματική απεικόνιση ζωνών A, B C κατακόρυφων τοίχων για άνεμο +90°

Κατά την διεύθυνση αυτή θεωρήσαμε ότι η συμπεριφορά του στεγάστρου είναι ανάμεσα στην δικλινή στέγη με γωνία κλίσης $\alpha=8,7^\circ$ και στην οριζόντια με αιχμηρά άκρα και με ύψος αναφοράς h , το ανώτερο σημείο της στέγης.



Σχήμα 3-20: Σχηματική απεικόνιση ζωνών F, G, H, 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, E και οι αντίστοιχες τιμές του στεγάστρου στις ζώνες F, G, H και I για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των 10 m² οι οποίες δίνονται στον Πίνακα 3-9.

Πίνακας 3-9: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου λόγω ανέμου +90°

	C_{pe}	$q_{pe}(z_e)$	W_e kN/m^2
A	-1.20	1.12	-1.344
B	-0.80	1.12	-0.896
C	-0.50	1.12	-0.56
D	0.72	1.12	0.81
E	-0.31	1.12	0.35
A'	0.10	1.12	0.112
B'	-0.78	1.12	-0.87
C'	-0.5	1.12	-0.56

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.

Τελικές πιέσεις

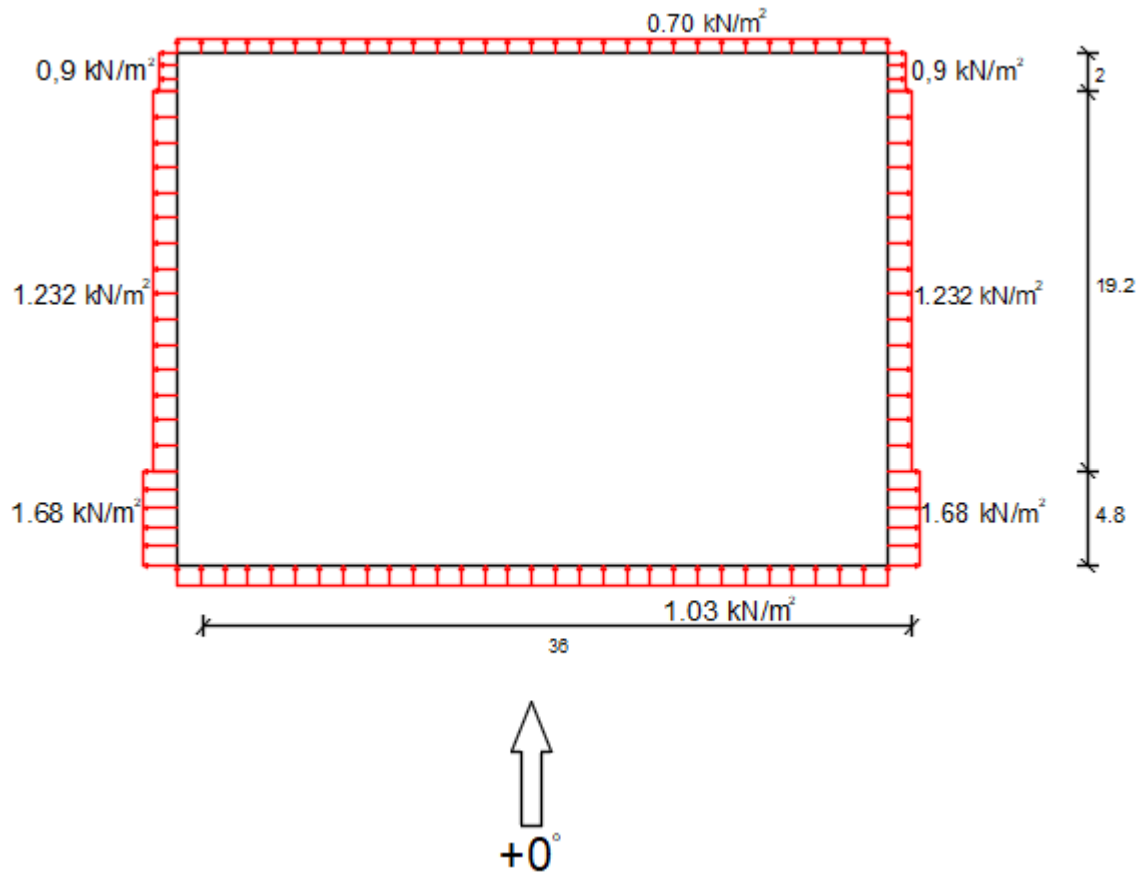
Πίνακας 3-10: Τελικές πιέσεις ανέμου λόγω ανέμου +0°

	C_{pe}	$q_{pe}(z_e)$	W_e kN/m^2
A	-1.5	1.12	-1.68
B	-1.10	1.12	-1.232
C	-0.8	1.12	-0.9
D	0.92	1.12	1.03
E	-0.63	1.12	-0.70
A'	0.3	1.12	-1.23
B'	-1.08	1.12	-1.21
C'	-0.8	1.12	-0.9

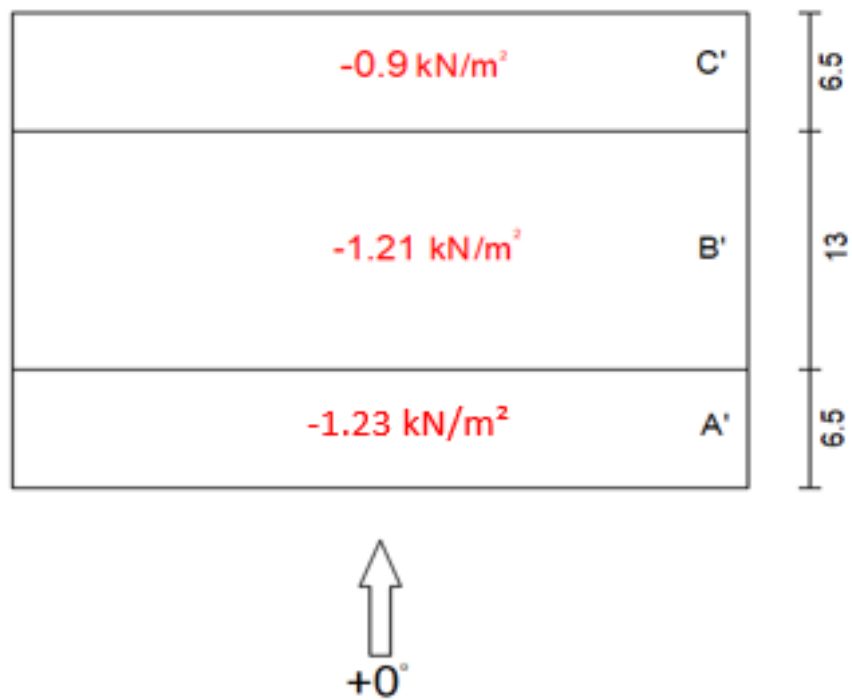
Πίνακας 3-11: Τελικές πιέσεις ανέμου λόγω ανέμου +90°

	C_{pe}	$q_{pe}(z_e)$	W_e kN/m^2
A	-1.50	1.12	-1.68
B	-1.10	1.12	-1.23
C	-0.80	1.12	-0.90
D	0.91	1.12	1.02
E	-0.62	1.12	-0.69
F	-1.95	1.12	-2.184
G	-1.55	1.12	-1.74
H	-1.00	1.12	-1.12
I	-0.80	1.12	-0.9

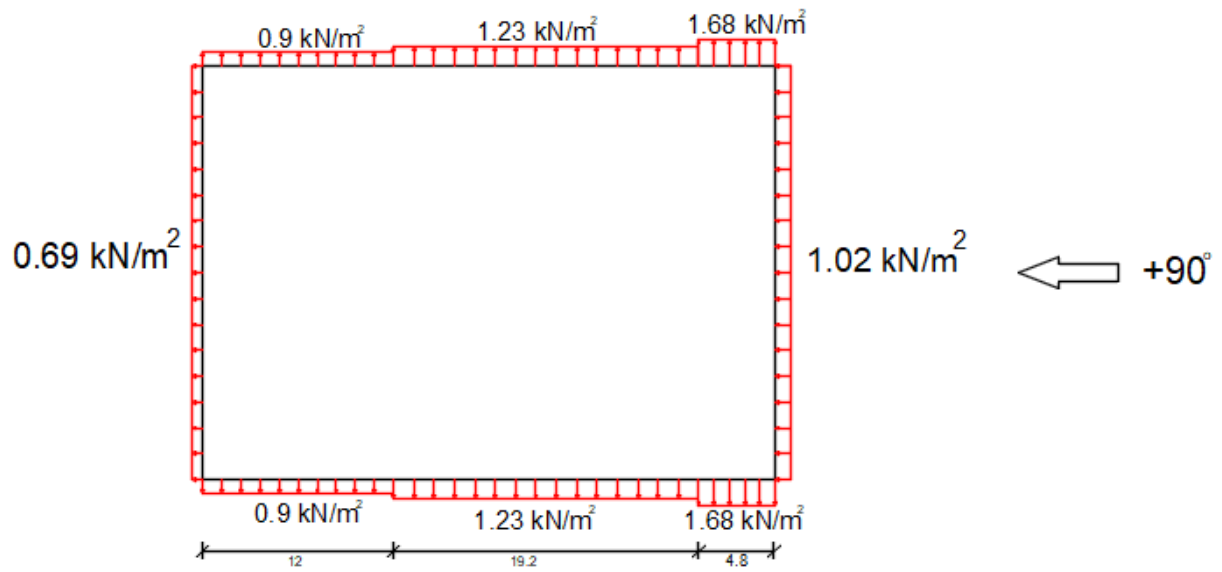
Στα Σχήματα 3-21, 3-22, 3-23 και 3-24 δίνονται οι τελικές πιέσεις ανά ζώνη, που ασκούνται στην κατασκευή για κάθε διεύθυνση ανέμου.



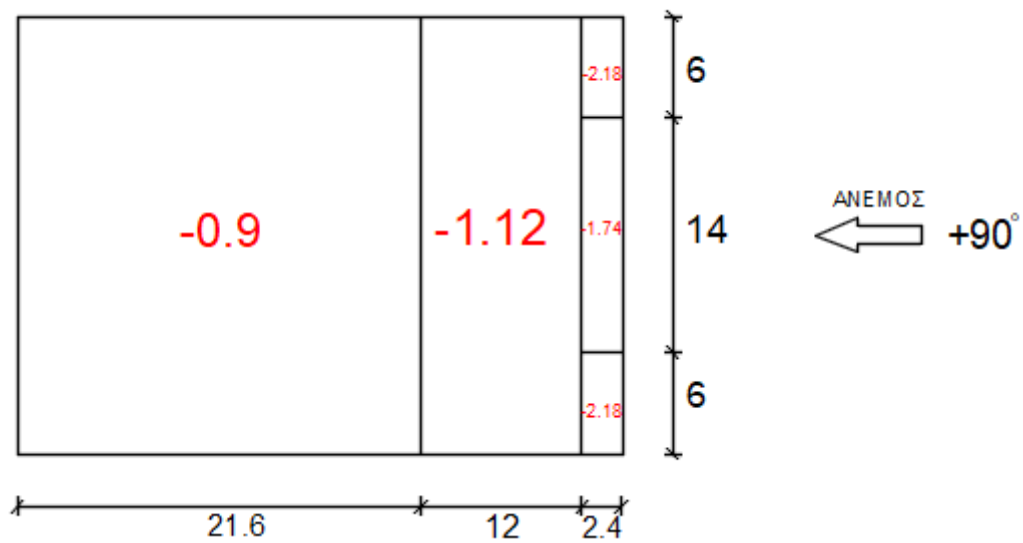
Σχήμα 3-21: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο +0°



Σχήμα 3-22: Πιέσεις ανέμου στην κορυφή για άνεμο +0°



Σχήμα 3-23: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο +90°



Σχήμα 3-24: Πιέσεις ανέμου στην κορυφή για άνεμο +90°

3.5 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 [9].

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

- a) Μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_u που προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της μέσης θερμοκρασίας T ενός μέλους και της αρχικής του θερμοκρασίας
- 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 $\pm 25^\circ\text{C}$.

3.6 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 αποκρίσεως της κατασκευής πραγματοποιείται βάσει του EN1998-1:2004, 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 μέγιστων αποκρίσεων των ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο για την εκτίμηση της μέγιστης απόκρισης του συστήματος για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης.
- Επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού, με την χρήση στατιστικής μεθόδου.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ ορίζεται από τις σχέσεις (3.15), (3.16), (3.17), (3.18):

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.15)$$

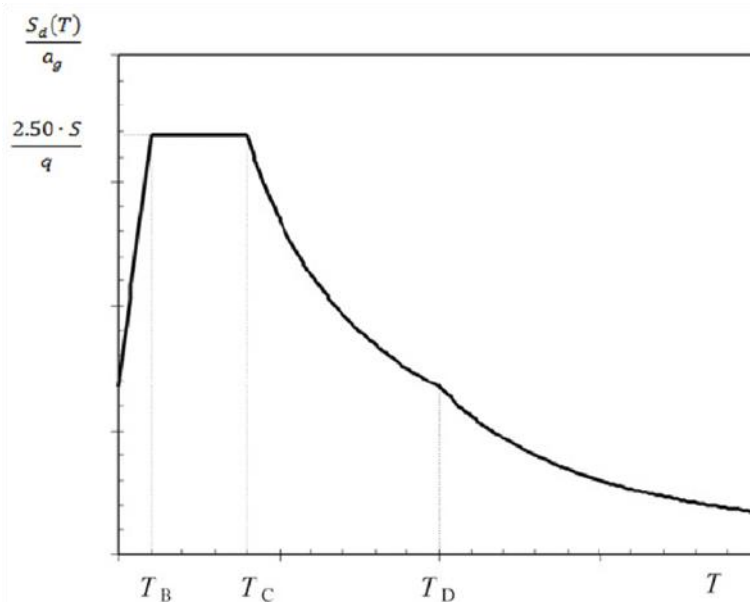
$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = \begin{cases} = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot \alpha_g \end{cases} \quad (3.17)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = \begin{cases} = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot \alpha_g \end{cases} \quad (3.18)$$

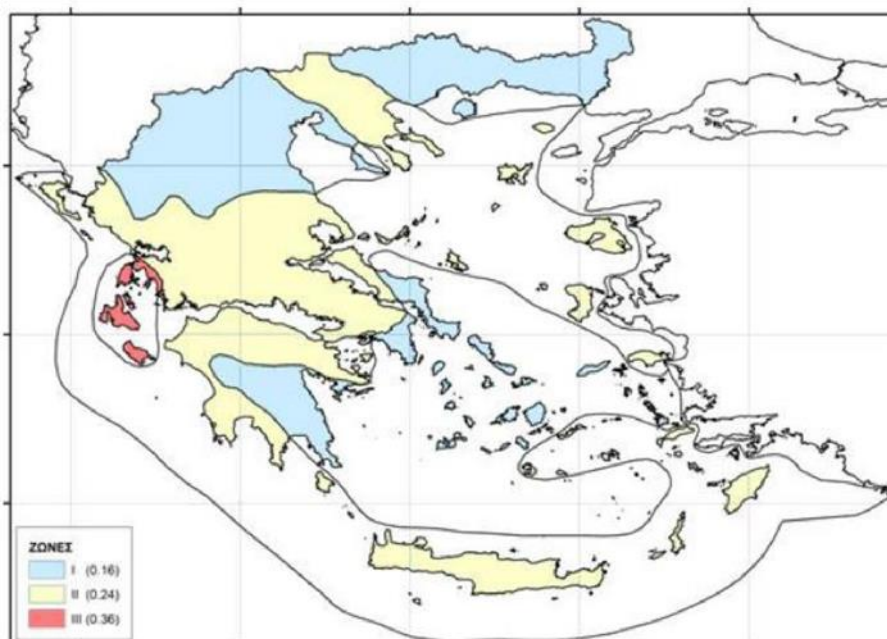
Όπου:

- α_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κατηγορίας Α ($\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$)
- 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 3-25: Φάσμα σχεδιασμού $S_D(T)$

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



Σχήμα 3-26: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος

Οι τιμές εδαφικής επιτάχυνσης ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-12:

Πίνακας 3-12 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Ζώνη I	Ζώνη II	Ζώνη III
a_{gR}	0.16	0.24	0.36

Ο συντελεστής σπουδαιότητας υπολογίζεται από τον Πίνακα 3-13:

Πίνακας 3-13: 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 των 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 3-14:

Πίνακας 3-14: 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 συνεντικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών, ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά).
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, 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 3-15: Τιμές εδαφικών παραμέτρων οριζόντιου φάσματος

Κατηγορία εδάφους	S	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)
A	1	0.15	0.40	2.5
B	1.21	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.2	0.6	2.5
D	1.35	0.2	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

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

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

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1.2 \cdot 0.16 = 0.192 \text{ m/sec}^2.$$

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

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται ίσος με 1.50. Σύμφωνα με την §2.2.2(2) του EN 1998 - 1:2004 λαμβάνεται $q = 1.50$ για φορείς που κατατάσσονται στην κατηγορία χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας. Στην περίπτωση αυτή δε λαμβάνεται υπόψη οποιαδήποτε υστερητική απόδοση ενέργειας και δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός.

3.7 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 καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς ενεργούν ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται οι δυο παρακάτω 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 3-16.

Πίνακας 3-16: 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 3-17: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με Ευρωκώδικα

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα 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 ανέμου σε κτίρια			
	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια			
	0,6	0,5	0

3.7.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρος του σε μηχανισμό θραύσης και 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:

A. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

B. Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

C. Για καταστάσεις σεισμού:

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

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 3-17.

Ο ορισμός των συνδυασμών έγινε χειροκίνητα στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 όπου παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα.

3.7.2 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:

A. Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

Συχνός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

B. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_2 Q_{k,i}$$

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον Πίνακα 3-17 και ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d$$

όπου:

C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

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

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

A. Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

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

B. Συχνοί συνδυασμοί: καλύπτονται από τους χαρακτηριστικούς

Γ. Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί: καλύπτονται από τους χαρακτηριστικούς

4 ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1 Εισαγωγή

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων και όλων των δυνατών συνδυασμών τους, στόχος είναι να διαπιστωθεί για κάθε μέλος του φέροντα οργανισμού, ότι τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του, ικανοποιούν τους 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.

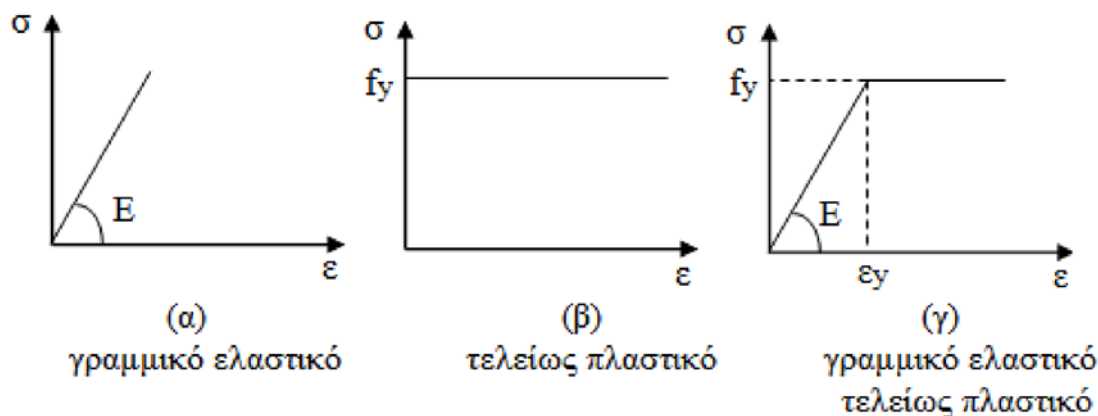
- Ελαστική Ανάλυση
- Πλαστική Ανάλυση

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 4-1(α)). Τα εντατικά μεγέθη στατικά 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 1ης τάξης, οι υπολογισμοί γίνονται πάντα έχοντας ως σημείο αναφοράς την αρχική γεωμετρία του φορέα, ενώ στη θεωρία 2ης 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 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 υποθεθεί 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 ιδεατώς ελαστικό, απόλυτα πλαστικό υλικό, η ισχύς του νόμου του Hooke περιορίζεται στην περιοχή τάσεων $\sigma \leq f_y$, όπου f_y το όριο διαρροής του υλικού, ενώ μετά από αυτή την περιοχή το υλικό διαρρέει πλαστικά υπό σταθερή τάση $\sigma = f_y$ (Σχήμα 4-1(β)). Η ιδεατή αυτή σχέση τάσεων παραμορφώσεων αν και είναι απλά ένα μαθηματικό μοντέλο, αποτελεί μια καλή προσέγγιση της συμπεριφοράς του μαλακού χάλυβα.



Σχήμα 4-1: Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων

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

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

Η πλαστική ανάλυση βασίζεται σε μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού ακόμα και αν αμελούνται φαινόμενα 2ης τάξης. Οι πλαστικές αναλύσεις 2ης 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 λυγηρότητα αυτών των μελών της κατασκευής.

Ειδικές κανονιστικές διατάξεις

Όπως περιεγράφηκε 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 1ης ή 2ης) ο Ευρωκώδικας προβλέπει τα εξής:

Ανάλυση 1ης 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:

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

όπου:

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

F_{Ed} το φορτίο σχεδιασμού του φορέα.

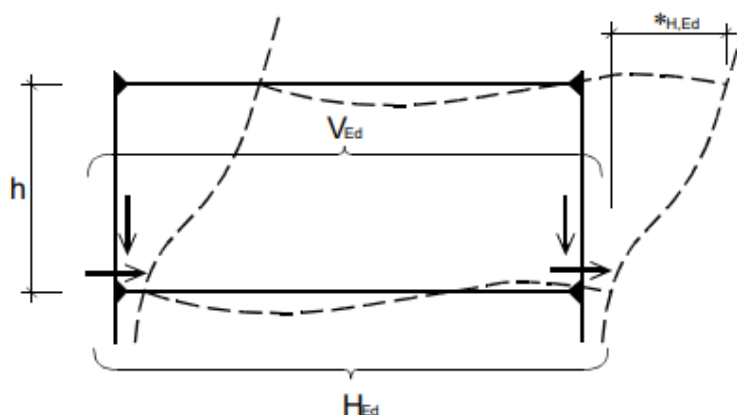
F_{cr} το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

Μονώροφα πλαίσια με μικρές κλίσεις οροφής μπορούν να ελέγχονται με ανάλυση 1^{ης} τάξης, εφόσον ικανοποιείται το κριτήριο της εξίσωσης (4.1). Το α_{cr} μπορεί να υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τον παρακάτω προσεγγιστικό τύπο υπό την προϋπόθεση ότι η αξονική θλίψη των δοκών ή των ζυγωμάτων δεν είναι σημαντική:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (4.2)$$

όπου:

H_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας αντίδρασης στην οροφή του ορόφου, λόγω των οριζόντιων φορτίων και των ισοδύναμων οριζόντιων φορτίων λόγω ατελειών
V_{Ed}	ολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού του φορέα στη βάση του ορόφου
$\delta_{H, Ed}$	οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του ορόφου σε σχέση με τη βάση του, όταν το πλαίσιο φορτίζεται με οριζόντια φορτία (π.χ. άνεμος) και ισοδύναμα οριζόντια φορτία
h	ύψος του ορόφου



Σχήμα 4-2: Συμβολισμοί για την προσεγγιστική εξίσωση (4.2)

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

4.2 Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού

Για να βρεθεί ο συντελεστής καθολικής ελαστικής αστάθειας α_{cr} , έγινε ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 για τις παρακάτω φορτίσεις σχεδιασμού, οι οποίες θεωρήθηκαν κρίσιμες.

- $1,35G+1.5Q+0.75S$
- $1.35G+1.5W+0.75S$

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 α_{cr} για να βρεθεί πιο κρίσιμη τιμή.

Ο έλεγχος αυτός για την φόρτιση $1,35G+1.5Q+0.75S$ δεν ήταν κρίσιμος καθώς ο συντελεστής α_{cr} ήταν μεγαλύτερος του 10. Αντιθέτως ο συνδυασμός $1.35G+1.5W+0.75S$ ήταν κρίσιμος καθώς το α_{cr} υπολογίστηκε με τιμή 5.43.

Πίνακας 4-1: Αποτελέσματα α_{cr} για τις κρίσιμες φορτίσεις (15) 1,35G+1.5Q+0.75S και (55) 1.35G+1.5W+0.75S

Case/Mode	Critical coef.	Precision	Case/Mode	Critical coef.	Precision
15/ 1	-2.26825e+00	5.56100e-04	15/ 28	-9.58196e+00	3.35801e-03
15/ 2	-2.28712e+00	7.18753e-04	15/ 29	-9.67506e+00	5.25252e-03
15/ 3	-2.31822e+00	1.42571e-06	15/ 30	-9.89994e+00	3.49332e-03
15/ 4	-2.93342e+00	3.19753e-06	15/ 31	1.00892e+01	6.10899e-04
15/ 5	-2.94192e+00	1.92797e-06	15/ 32	-1.03674e+01	8.26081e-04
15/ 6	-4.70734e+00	1.09683e-04	15/ 33	-1.04118e+01	3.55742e-03
15/ 7	-4.76175e+00	6.44189e-05	15/ 34	-1.06254e+01	9.32387e-04
15/ 8	-4.82419e+00	1.20537e-04	15/ 35	-1.07615e+01	1.16663e-03
15/ 9	-5.34389e+00	1.04544e-03	15/ 36	-1.08933e+01	1.36487e-03
15/ 10	-5.41743e+00	7.06382e-04	15/ 37	1.15976e+01	1.62394e-03
15/ 11	-5.47756e+00	7.87485e-04	15/ 38	-1.17097e+01	1.04761e-03
15/ 12	-6.04804e+00	7.01173e-04	15/ 39	-1.17911e+01	6.25424e-03
15/ 13	-6.08230e+00	6.78366e-04	15/ 40	-1.19471e+01	6.66857e-03
15/ 14	-6.99876e+00	1.13015e-03	55/ 1	-4.14587e+00	1.20035e-04
15/ 15	-7.31096e+00	1.26930e-03	55/ 2	-4.61214e+00	1.76481e-04
15/ 16	-7.46851e+00	1.36227e-03	55/ 3	-5.36894e+00	4.90648e-04
15/ 17	-7.47971e+00	1.52411e-03	55/ 4	5.43777e+00	1.00226e-03
15/ 18	-7.58960e+00	2.81923e-03	55/ 5	5.49717e+00	1.31072e-03
15/ 19	-7.59884e+00	2.33006e-03	55/ 6	5.53428e+00	1.16197e-03
15/ 20	-7.89139e+00	2.83130e-03	55/ 7	6.12075e+00	2.60811e-03
15/ 21	-8.08457e+00	5.29786e-03	55/ 8	6.12920e+00	2.36203e-03
15/ 22	-8.13481e+00	5.52031e-03	55/ 9	6.25032e+00	1.41235e-03
15/ 23	-8.16045e+00	3.68238e-03	55/ 10	-7.53655e+00	9.72236e-04
15/ 24	-8.24738e+00	2.29116e-03	55/ 11	-8.04243e+00	2.02391e-03
15/ 25	-8.38321e+00	2.12965e-03	55/ 12	-8.27868e+00	8.52393e-04
15/ 26	-8.43058e+00	1.24739e-03	55/ 13	-9.03086e+00	1.62595e-03
15/ 27	-8.43281e+00	6.69299e-04	55/ 14	-9.07668e+00	1.37226e-03
15/ 28	-9.58196e+00	3.35801e-03	55/ 15	9.36139e+00	5.91113e-05
15/ 29	-9.67506e+00	5.25252e-03	55/ 16	-9.58857e+00	1.24955e-03
15/ 30	-9.89994e+00	3.49332e-03	55/ 17	-9.64958e+00	1.77910e-04
15/ 31	1.00892e+01	6.10899e-04	55/ 18	-1.07685e+01	1.81336e-04
15/ 32	-1.03674e+01	8.26081e-04	55/ 19	-1.10428e+01	5.45446e-04
15/ 33	-1.04118e+01	3.55742e-03	55/ 20	-1.15485e+01	1.40116e-03

4.3 Ελαστική ανάλυση

Εφόσον ο συντελεστής καθολικής ελαστικής αστάθειας α_{cr} ήταν κάτω από 10 για την κρίσιμη φόρτιση 1.35G+1.5W+0.75S, εφαρμόζεται μία προσεγγιστική ανάλυση κατά την οποία εκτελείται επίλυση με ελαστική ανάλυση 1ης τάξης, με συνεπακόλουθη επαύξηση των ροπών και των παραμορφώσεων, μέσω κατάλληλων μεγεθυντικών συντελεστών.

Για μονώροφα πλαίσια, τα οποία έχουν σχεδιαστεί με βάση ελαστική ανάλυση, οι επιρροές 2^{ης} τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης, που οφείλονται σε κατακόρυφα φορτία, μπορούν να υπολογιστούν αυξάνοντας το οριζόντια φορτία H_{Ed} (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία λόγω V_{Ed} λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγεθυντικού συντελεστή:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (4.3)$$

υπό την προϋπόθεση ότι $\alpha_{cr} \geq 3$.

Τα αποτελέσματα 2^{ης} τάξεως θα ληφούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη με τον μεγεθυντικό συντελεστή. Για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης 1.35G+1.5W+0.75S προέκυψε $\alpha_{cr}=5.43$. Ο μεγεθυντικός συντελεστής υπολογίζεται ίσος με:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1}{5.43}} = 1.22$$

Θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια δύναμη του ανέμου με τον συντελεστή 1.22. Οπότε ο νέος συνδυασμός φόρτισης θα είναι: $1.35G+1.5 \cdot a_{cr} \cdot W+0.75S$. Αυτός ο συνδυασμός θα συμπεριληφθεί στην τελική διαστασιολόγηση του φορέα.

Η ανάλυση της κατασκευής γίνεται ως εξής: Ορίζονται στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 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 2022 επιλύει και βρίσκει εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη για κάθε φόρτιση ξεχωριστά. Στην συνέχεια, ανάλογα με τους συνδυασμούς φορτίσεων, που με τη βοήθεια του προγράμματος δημιουργήθηκαν, εφαρμόζει την αρχή της επαλληλίας και υπολογίζει το αντίστοιχο αποτέλεσμα.

4.4 Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος. Είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου σύμφωνα με την οποία προσδιορίζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής. 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+0.2S.

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

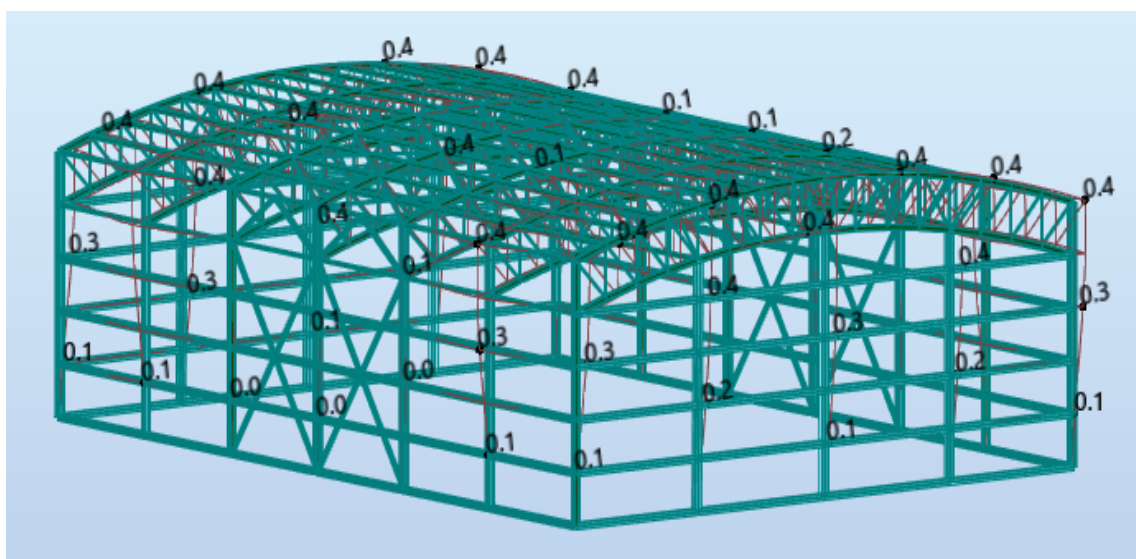
Παρακάτω, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της τελευταίας ιδιομορφικής ανάλυσης του μοντέλου. Κατά τον εγκάρσιο άξονα x, η συμμετοχή της μάζας ξεπερνά το 90% στην 5η ιδιομορφή. Στον διαμήκη άξονα y, η συμμετοχή της μάζας ξεπερνά το 90% στην 64η ιδιομορφή.

Πίνακας 4-2: Αποτελέσματα ιδιομορφική ανάλυσης

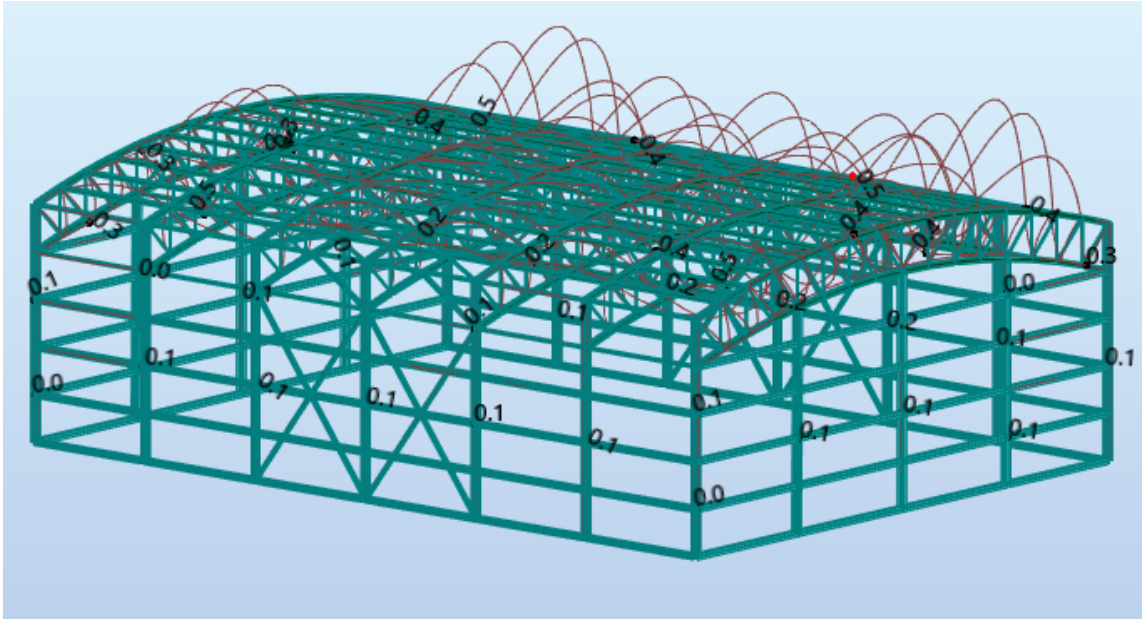
Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
10/ 1	1,22	0,82	69,60	0,00	0,00	69,60	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 2	1,33	0,75	69,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 3	1,35	0,74	89,10	0,00	0,00	19,50	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 4	1,50	0,67	89,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 5	1,51	0,66	91,55	0,00	0,00	2,44	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 6	1,62	0,62	91,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 7	2,69	0,37	91,59	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 8	2,70	0,37	91,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 9	2,80	0,36	91,59	57,25	0,00	0,00	57,24	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 10	2,89	0,35	91,59	57,26	0,00	0,00	0,01	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 11	2,89	0,35	91,59	57,26	0,00	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 12	3,02	0,33	92,03	57,26	0,00	0,43	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 13	3,09	0,32	92,03	57,27	0,00	0,00	0,01	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 14	3,57	0,28	92,03	57,78	0,00	0,00	0,51	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 15	3,62	0,28	92,03	57,81	0,01	0,00	0,04	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 16	3,63	0,28	92,03	57,82	0,02	0,00	0,00	0,02	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 17	3,78	0,26	92,03	57,82	0,04	0,00	0,00	0,02	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 18	3,78	0,26	92,03	57,82	0,04	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 19	3,79	0,26	92,08	57,82	0,23	0,05	0,00	0,19	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 20	3,92	0,26	92,08	57,82	0,23	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 21	4,05	0,25	92,08	59,22	0,23	0,00	1,40	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 22	4,09	0,24	92,08	59,22	2,09	0,00	0,00	1,85	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 23	4,09	0,24	92,08	59,79	2,11	0,00	0,57	0,02	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 24	4,20	0,24	92,08	59,79	31,27	0,00	0,00	29,16	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 25	4,24	0,24	92,08	59,80	32,19	0,00	0,01	0,92	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 26	4,24	0,24	92,08	59,82	32,77	0,00	0,02	0,58	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 27	4,26	0,23	92,11	59,83	33,66	0,02	0,01	0,89	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 28	4,26	0,23	92,13	59,88	34,11	0,02	0,05	0,45	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 29	4,30	0,23	92,14	60,34	34,11	0,01	0,46	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 30	4,31	0,23	92,14	60,45	34,15	0,00	0,11	0,05	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 31	4,34	0,23	92,14	60,51	34,16	0,00	0,06	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 32	4,35	0,23	92,14	60,52	34,53	0,00	0,02	0,37	158080,29	158080,30	157699,25

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
10/ 33	4.45	0,22	92,14	60,64	34,53	0,00	0,12	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 34	4.47	0,22	92,23	60,66	34,58	0,09	0,02	0,05	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 35	4.51	0,22	92,23	60,67	34,58	0,00	0,01	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 36	4.52	0,22	92,24	60,67	34,59	0,01	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 37	4.53	0,22	92,24	60,68	34,75	0,00	0,01	0,16	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 38	4.59	0,22	92,24	69,33	34,75	0,00	8,65	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 39	4.68	0,21	92,24	69,34	34,77	0,00	0,00	0,03	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 40	4.69	0,21	92,25	69,52	34,77	0,01	0,18	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 41	4.73	0,21	92,25	69,52	34,77	0,00	0,01	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 42	4.78	0,21	92,25	69,61	34,77	0,00	0,09	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 43	4.79	0,21	92,25	69,61	34,79	0,00	0,00	0,02	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 44	4.79	0,21	92,25	69,61	34,79	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 45	4.92	0,20	92,25	70,34	34,80	0,00	0,73	0,01	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 46	4.99	0,20	92,25	70,44	34,81	0,00	0,09	0,01	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 47	5.01	0,20	92,26	70,47	34,87	0,00	0,03	0,06	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 48	5.04	0,20	92,26	70,47	34,87	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 49	5.05	0,20	92,26	71,06	34,87	0,00	0,59	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 50	5.06	0,20	92,26	71,32	34,88	0,00	0,26	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 51	5.09	0,20	92,26	71,32	34,88	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 52	5.09	0,20	92,26	71,32	34,88	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 53	5.11	0,20	92,26	71,63	34,88	0,00	0,31	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 54	5.14	0,19	92,26	71,63	34,88	0,00	0,00	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 55	5.28	0,19	92,26	86,07	35,71	0,00	14,44	0,83	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 56	5.33	0,19	92,26	86,07	37,84	0,00	0,00	2,13	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 57	5.34	0,19	92,26	86,27	37,86	0,00	0,20	0,02	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 58	5.35	0,19	92,26	86,56	38,14	0,00	0,29	0,28	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 59	5.37	0,19	92,26	88,84	46,66	0,00	2,28	8,52	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 60	5.41	0,18	92,26	90,85	47,09	0,00	2,01	0,43	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 61	5.45	0,18	92,27	90,85	47,11	0,01	0,00	0,01	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 62	5.67	0,18	92,27	90,85	47,11	0,00	0,00	0,01	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 63	6.04	0,17	92,27	90,88	47,11	0,00	0,02	0,00	158080,29	158080,30	157699,25
10/ 64	6.26	0,16	92,27	91,61	47,11	0,00	0,73	0,00	158080,29	158080,30	157699,25

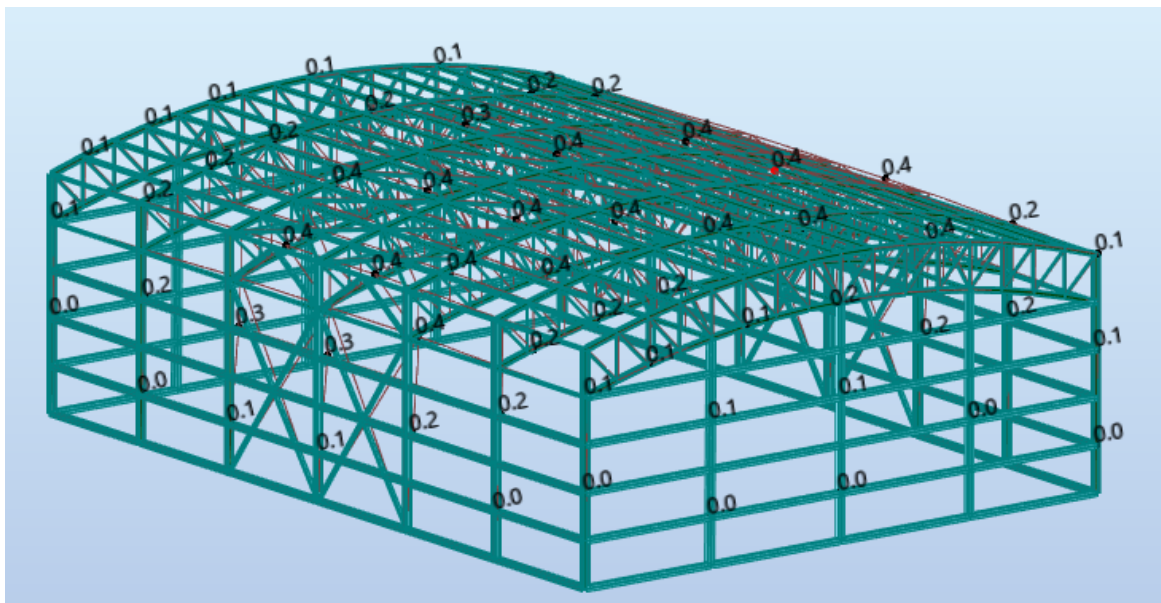
Παράτιθενται ενδεικτικά διάφορες ιδιομορφές της κατασκευής:



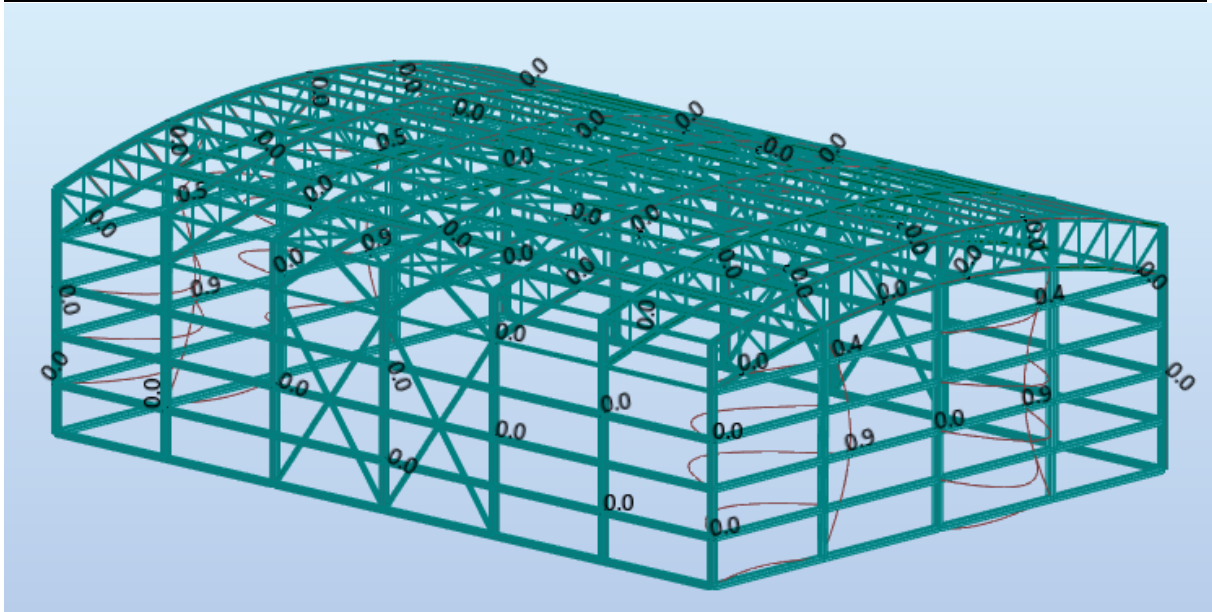
Σχήμα 4-3: 5^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά X (T=0.66 sec)



Σχήμα 4-4: 64^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά Z ($T=0.16$ sec)



Σχήμα 4-5: 1^η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά X ($T=0.82$ sec)



Σχήμα 4-6: 11η ιδιομορφή ενεργοποίηση μάζας κατά Y ($T=0.35$ sec)

5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

5.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 [10] και πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022. 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:

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

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

Επιπλέον, γίνεται έλεγχος ευστάθειας σε επίπεδο μελών. Αυτός περιλαμβάνει τους ελέγχους σε καμπτικό λυγισμό λόγω θλιπτικής δύναμης, σε στρεπτικό λυγισμό και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Όταν χρησιμοποιείται ανάλυση 1ης τάξης, η ευστάθεια μπορεί να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις αλληλεπίδρασης. Οι σχέσεις αυτές είναι προγραμματισμένες στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 μαζί με όλες τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και έτσι ελέγχονται αυτόματα.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y} N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (5.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y} N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (5.3)$$

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:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (5.4)$$

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 5-1: Όρια κατακόρυφων βελών

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

Ο έλεγχος των κατακόρυφων βελών πραγματοποιήθηκε από το πρόγραμμα εισάγοντας 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:

$$u \leq \frac{H}{150} \quad (5.5)$$

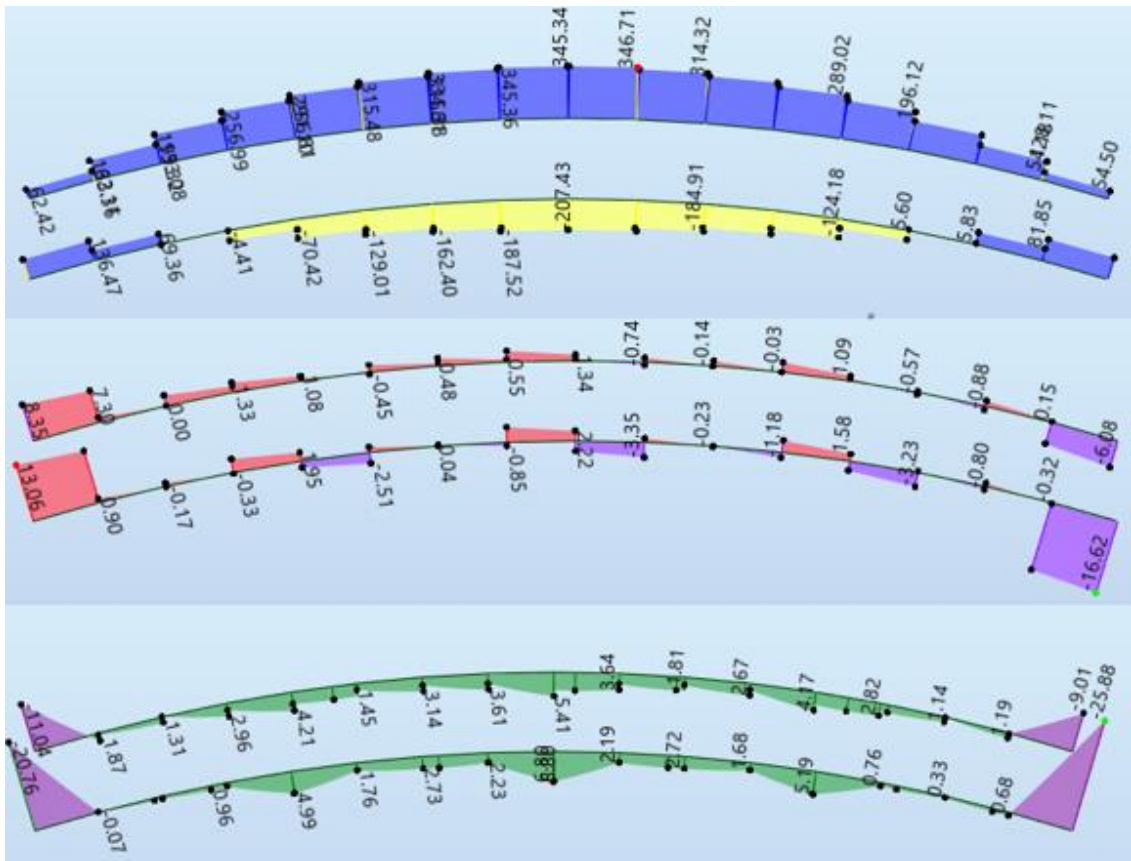
όπου :

u η οριζόντια μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου.

5.2 Κύριοι φορείς

5.2.1 Άνω – Κάτω πέλματα δικτυώματος


Τα άνω και κάτω πέλματα του δικτυώματος του κυλινδρικού στεγάστρου συνδέονται αμφίπакτα με τα υποστυλώματα, έχουν συνολικό μήκος L=26.40 m και διατομή HEA 220. Στο σχήμα παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν το άνω και κάτω πέλμα (E) για το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης 27: $1.35 \cdot G_{\text{tot}} + 1.50 \cdot Q + 0.75 \cdot SN_1 + 0.90 \cdot WIND_2$. Για λόγους αισθητικούς επιλέγεται κοινή διατομή από τη σειρά HEA για τα μέλη του άνω και κάτω πέλματος. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-3 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.68.



Σχήμα 5-1: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη άνω - κάτω πελμάτων δικτυώματος για τον συνδυασμό (27)

Member type: ano dokos		Member type: kato dokos	
Buckling (y axis) Member length ly: <input type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient <input type="text" value="1,65"/> m		Buckling (z axis) Member length lz: <input type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient <input type="text" value="1,65"/> m	
Buckling length coeff. y: <input type="text" value="1,00"/> <input type="text" value="1,00"/> Sway		Buckling length coeff. z: <input type="text" value="1,00"/> <input type="text" value="1,00"/> Sway	
Buckling curve y: auto		Buckling curve z: auto	
<input checked="" type="checkbox"/> Flexural-torsional buckling			
Lateral buckling parameters			
<input checked="" type="checkbox"/> Lateral buckling			
Load level: <input type="text" value="I"/> Upper flange Lower flange		Lateral buckling length coefficient	
Critical moment: <input type="radio"/> Auto <input type="radio"/> User		Lcr = lo Lcr = lo	
Lateral buckling curve: auto		Mcrc = 1,00 kN*m	
<input checked="" type="radio"/> General method [6.3.2.2]		Lambda LT,0 = 0.4	
<input type="radio"/> Detailed method [6.3.2.3]		Beta = 0.75	
<input type="checkbox"/> Simplified method for beams with lateral restraints [6.3.2.4]		kfl = 1.1	
Additional sets of member parameters			
<input checked="" type="checkbox"/> Limit deflections and displacements: Service			

Σχήμα 5-2: Μήκη λυγισμού άνω και κάτω πελμάτων δικτυώματος







Code 4 ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΙ
 Member: 431 Member_431
 Point / Coordinate: 3 / x = 1.00 L = 1.65 m
 Load case: 27 1,35*(1+2)+1,50*3+0,75*5+0,90*9+0,90*6 (1+2)*1.35+3*1



HEA 220

Simplified results **Detailed results**

FORCES
 N_{y,Ed} = 149.69 kN My,Ed = -25.88 kN*m Mz,Ed = -26.58 kN*m Vy,Ed = 5.24 kN
 N_{c,Rd} = 2284.11 kN My,Ed,max = -25.88 kN*m Mz,Ed,max = -26.58 kN*m Vy,T,Rd = 1041.03 kN
 N_{b,Rd} = 670.90 kN My,c,Rd = 201.82 kN*m Mz,c,Rd = 96.06 kN*m Vz,Ed = -16.62 kN
 MN,y,Rd = 201.82 kN*m MN,z,Rd = 96.06 kN*m Vz,T,Rd = 409.22 kN
 Mb,Rd = 111.31 kN*m Tt,Ed = 0.67 kN*m
 Class of section = 2

LATERAL BUCKLING


 z = 1.00 Mcr = 148.34 kN*m Curve,LT - a XLT = 0.55
 Lcr,low = 6.60 m Lam_LT = 1.17 f_{i,LT} = 1.28

BUCKLING y

 Ly = 1.65 m Lam_y = 0.24
 Lcr,y = 1.65 m Xy = 0.99

 Lamy = 17.99 kzy = 0.59

BUCKLING z

 Lz = 6.60 m Lam_z = 1.57
 Lcr,z = 6.60 m Xz = 0.29

 Lamz = 119.75 kzz = 1.14

SECTION CHECK
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.29 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.13 < 1.00$ (6.2.6)

MEMBER STABILITY CHECK
 Lamy = 17.99 < Lam,max = 210.00 Lamz = 119.75 < Lam,max = 210.00 STABLE
 $N_{y,Ed}/(\chi_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(\chi_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.68 < 1.00$ (6.3.3.(4))


Σχήμα 5-3: Αποτελέσματα ανάλυσης άνω-κάτω πελμάτων δικτυώματος


5.2.2 Υποστυλώματα

Member type:


Buckling (y axis)
 Member length l_y:
 Real
 Coefficient

Buckling (z axis)
 Member length l_z:
 Real
 Coefficient

Buckling length coeff. y:
  Sway
 Buckling curve y

Buckling length coeff. z:
  Sway
 Buckling curve z

Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters
 Lateral buckling Lateral buckling length coefficient
 Load level:  Upper flange Lower flange
 Lcr = l₀ Lcr = l₀
 Critical moment: Auto User Mcr = kN*m
 Lateral buckling curve:

General method [6.3.2.2] Lambda LT,0 =

Detailed method [6.3.2.3] Beta =

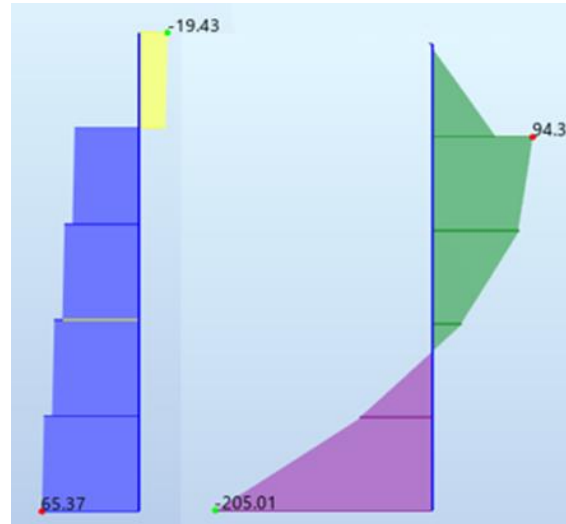
Simplified method for beams with lateral restraints [6.3.2.4] k_{fl} =

Additional sets of member parameters
 Limit deflections and displacements:
 Complex sections:
 Thin-walled sections:
 Fire analysis parameters:

Σχήμα 5-4: Μήκη λυγισμού υποστυλωμάτων


Τα υποστυλώματα των πλαισίων έχουν συνολικό ύψος 10 m και διατομή HEA 280 και καταπονούνται σε θλίψη και κάμψη.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για το υποστυλώμα 203 προκύπτουν από τον συνδυασμό 93: $1.00G_{tot}+1.50WIND_1+0.9TEMP_2$. Τα διαγράμματα αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής για τον συνδυασμό αυτό παρουσιάζονται στο Σχήμα 5-4. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-6 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.98.



Σχήμα 5-5: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος για τον συνδυασμό (93)

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος φαίνονται παρακάτω:


 HEA 280

Member: 203 Column_203
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 93 1,00*(1+2)+1,50*8+0,90*7 (1+2)*1.00+8*1.50+7*0.90


Section OK

Simplified results
Detailed results


FORCES

N _{Ed} = 65.37 kN	M _{y,Ed} = -205.01 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.09 kN*m	V _{y,Ed} = -0.04 kN
N _{c,Rd} = 2285.71 kN	M _{y,Ed,max} = -205.01 kN*m	M _{z,c,Rd} = 121.76 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1106.76 kN
N _{b,Rd} = 1514.10 kN	M _{y,c,Rd} = 261.40 kN*m		V _{z,Ed} = 69.32 kN
	M _{N,y,Rd} = 261.40 kN*m		V _{z,T,Rd} = 430.66 kN
	M _{b,Rd} = 214.53 kN*m		T _{t,Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 0.00	M _{cr} = 459.30 kN*m	Curve,LT - a
	L _{cr,low} = 10.00 m	Lam _{LT} = 0.75	XLT = 0.82
			f _{i,LT} = 0.84

BUCKLING y

	L _y = 10.00 m	Lam _y = 0.90	
	L _{cr,y} = 10.00 m	X _y = 0.66	
	Lam _y = 84.34	k _{yy} = 0.98	

BUCKLING z

	L _z = 10.00 m	Lam _z = 0.76	
	L _{cr,z} = 5.00 m	X _z = 0.69	
	Lam _z = 71.45	k _{zy} = 0.51	

SECTION CHECK

M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.78 < 1.00 (6.2.5.(1))

V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 84.34 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 71.45 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

N_{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) = 0.98 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 5-6: Αποτελέσματα ανάλυσης υποστυλωμάτων

5.2.3 Ορθοστάτες – Διαγώνιες δοκοί δικτυώματος

Οι ορθοστάτες τοποθετούνται για την καλύτερη ευστάθεια του δικτυώματος περίπου ανά 1.65 m, ώστε στο πάνω μέρος τους να συνδέονται με τεγίδα. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι διπλά γωνιακά DCED60. Η διαστασιολόγησή τους έγινε σε θλίψη. Οι διαγώνιες δοκοί του δικτυώματος διαστασιολογούνται σε εφελκυσμό. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-10 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.86.

Member type: orthostates-diagonioi

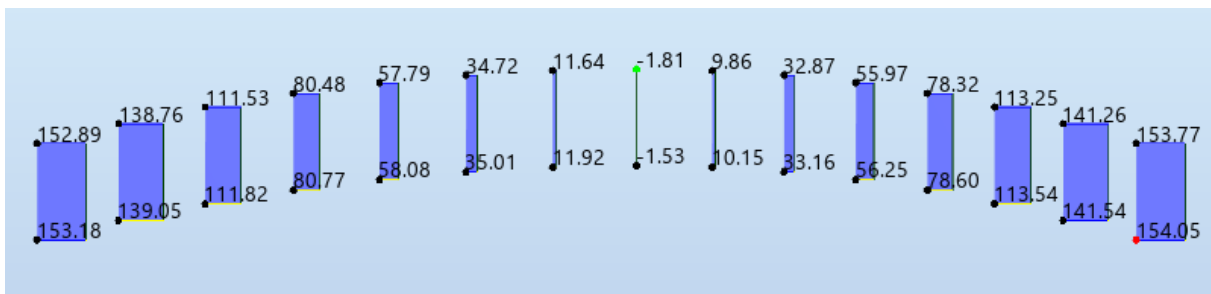
Buckling (y axis)
Member length ly: Real Coefficient 1,00
Buckling length coeff. y: 1,00 1,0 Sway
Buckling curve y: auto

Buckling (z axis)
Member length lz: Real Coefficient 1,00
Buckling length coeff. z: 1,00 1,0 Sway
Buckling curve z: auto

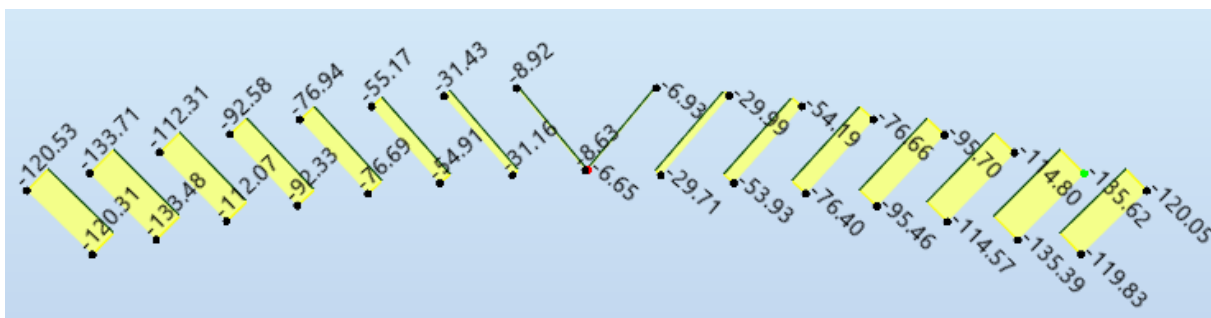
Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters
 Lateral buckling Lateral buckling length coefficient
Load level: Upper flange Lcr = lo Lower flange Lcr = lo
Critical moment: Auto User Mcr = 1,00 kN*m
Lateral buckling curve: auto

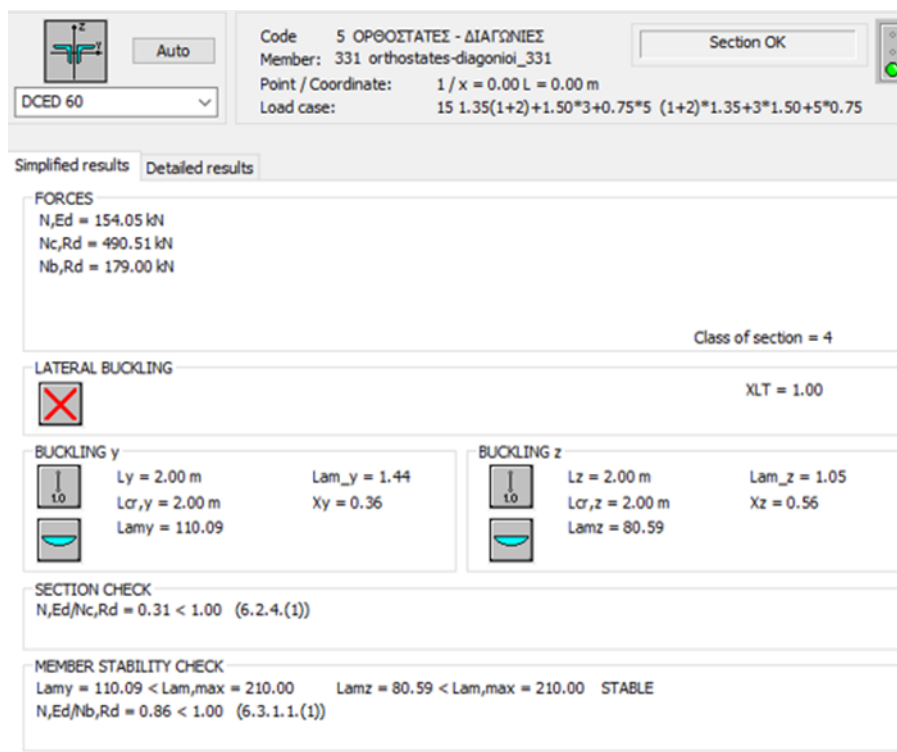
Σχήμα 5-7: Μήκη λυγισμού ορθοστατών και διαγώνιων μελών



Σχήμα 5-8: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων ορθοστατών για τον συνδυασμό (15)



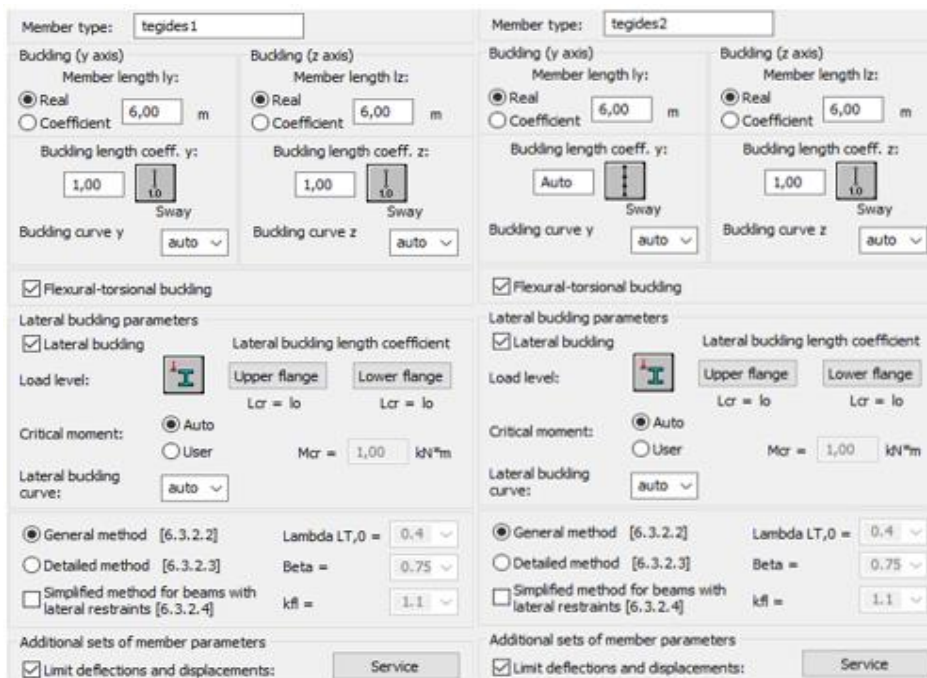
Σχήμα 5-9: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων διαγώνιων δοκών δικτυώματος για τον συνδυασμό (15)



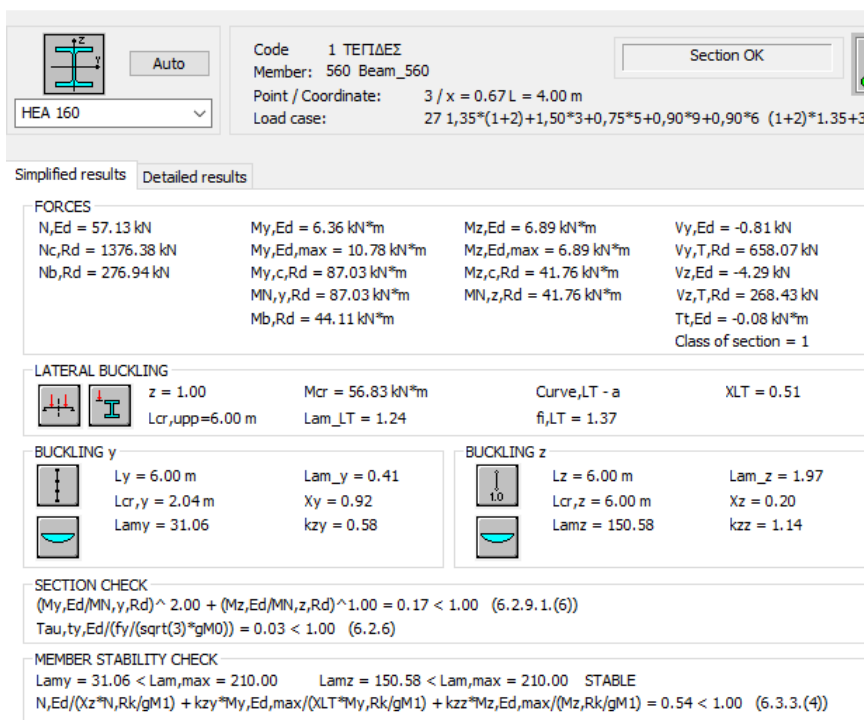
Σχήμα 5-10: Αποτελέσματα ανάλυσης ορθοστατών και διαγώνιων ράβδων

5.3 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι αμφιαρθρωτές δοκοί μήκους 6 m που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και τοποθετούνται ανά 1.65 m. Καταπονούνται καμπτικά και στους δύο άξονες. Η διαστασιολόγησή τους έγινε από τον συνδυαστικό τύπο αντοχής μελών που υπόκεινται σε κάμψη και θλίψη. Οι σημαντικότεροι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι σε διαξονική κάμψη, σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και σε διάτμηση λόγω της ύπαρξης του κάτω δικτυώματος. Οι τεγίδες διαστασιολογούνται με διατομή HEA 160. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-12 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.54.



Σχήμα 5-11: Μήκη λυγισμού τεγίδων



Σχήμα 5-12: Αποτελέσματα ανάλυσης τεγίδων

5.4 Κάτω οριζόντιες δοκοί

Οι οριζόντιες δοκοί έχουν μήκος και αυτές 6 m και γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κάτω πελμάτων των πλαισίων. Μαζί με τις τεγίδες και το δικτύωμα προσφέρουν πλευρική στήριξη στα κάτω πέλματα. Η βασική τους λειτουργία είναι να περιορίζουν την ανάπτυξη μεγάλων οριζόντιων

μετακινήσεων κατά τον άξονα y που παρατηρήθηκαν κατά την ανάλυση του φορέα. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-14 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.73.

Σχήμα 5-13: Μήκη λυγισμού κάτω οριζόντιων δοκών

Code 7 KATΩ OPIZONTIES ΔΟΚΟΙ
Member: 57 kato orizonties dokoi_57
Point / Coordinate: 3 / x = 0.67 L = 4.00 m
Load case: 95 1,00*(1+2)+1,50*9+0,90*7 (1+2)*1.00+9*1.50+7*0.90

Section OK

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 104.01 kN	My,Ed = 6.56 kN*m	
Nc,Rd = 1115.27 kN	My,Ed,max = 6.56 kN*m	
Nb,Rd = 180.95 kN	My,c,Rd = 61.59 kN*m	Vz,Ed = 4.08 kN
	MN,y,Rd = 61.59 kN*m	Vz,c,Rd = 207.49 kN
	Mb,Rd = 30.34 kN*m	

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

	z = 1.00	Mcr = 38.71 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.49
	Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 1.26	fLT = 1.41	

BUCKLING y

	Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.47
	Lcr,y = 2.04 m	Xy = 0.90
	Lamy = 35.57	kyy = 1.57

BUCKLING z

	Lz = 6.00 m	Lam_z = 2.23
	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.16
	Lamz = 170.44	kzy = 0.73

SECTION CHECK

My,Ed/My,c,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6.(1))

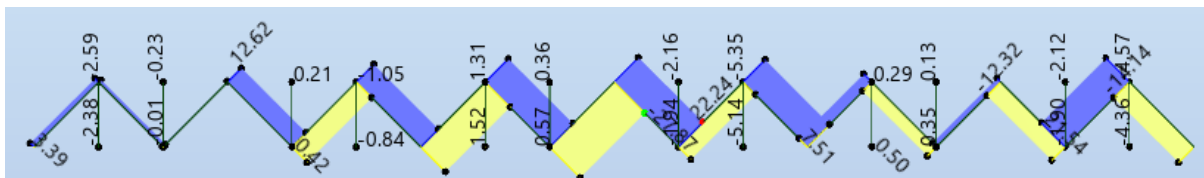
MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 35.57 < Lam,max = 210.00 Lam_z = 170.44 < Lam,max = 210.00 STABLE
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.73 < 1.00 (6.3.3.(4))


Σχήμα 5-14: Αποτελέσματα ανάλυσης κάτω οριζόντιων δοκών

5.5 Δικτύωμα σύνδεσης πλαισίων

Το δικτύωμα σύνδεσης πλαισίων αποτελείται από ορθοστάτες και διαγώνιες ράβδους οι οποίες ενώνονται αμφιαρθρωτά με τις τεγίδες και τις κάτω οριζόντιες δοκούς. Προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στις κάτω οριζόντιες δοκούς και γενική ευστάθεια του φορέα. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι διπλά γωνιακά DCED60. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για τον συνδυασμό 27: $1.35 \cdot G_{tot} + 1.50 \cdot Q + 0.75 \cdot S_{N2} + 0.90 \cdot WIND_2 + 0.90 \cdot TEMP_1$. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-16 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.45.



Σχήμα 5-15: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων δικτυώματος για τον συνδυασμό (27)



Auto

Member: 1002 diktyoma syndesis

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 1.41 m

Load case: 27 1,35*(1+2)+1,50*3+0,75*5+0,90*9+0,90*6 (1+2)*1.35+3*1

Section OK

DCED 60

Simplified results Detailed results

FORCES




N,Ed = 43.48 kN	My,Ed = 0.10 kN*m
Nc,Rd = 490.51 kN	My,Ed,max = 0.10 kN*m
Nb,Rd = 99.38 kN	My,c,Rd = 3.76 kN*m

Class of section = 4




LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

	Ly = 2.83 m	Lam_y = 2.04
	Lcr,y = 2.83 m	Xy = 0.20
	Lamy = 155.69	kyy = 1.09

BUCKLING z

	Lz = 2.83 m	Lam_z = 1.49
	Lcr,z = 2.83 m	Xz = 0.35
	Lamz = 113.97	kzy = 1.38

SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.1(7))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 155.69 < Lam,max = 210.00 Lam_z = 113.97 < Lam,max = 210.00 STABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 5-16: Αποτελέσματα ανάλυσης εγκάρσιου δικτυώματος

5.6 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στη στέγη του κτιρίου έχουν διαμορφωθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετώντας διαγώνιες ράβδους μήκους $L=6.85$ m και κοίλης τετραγωνικής διατομής TCAR 90*3.2 ανά τεγίδα. Η

διαστασιολόγηση των διαγώνιων ράβδων γίνεται με έλεγχο των θλιπτικών δυνάμεων που τις καταπονούν, συνδέονται αμφιαρθρωτά με το ζύγωμα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέρα του ίδιου βάρους τους. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην διαγώνιο "728" για τον συνδυασμό 113: $1.35G_{tot}+0.9\cdot a_{cr}\cdot WIND_1+0.75\cdot SN_2$. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-19 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.82.

Member type:

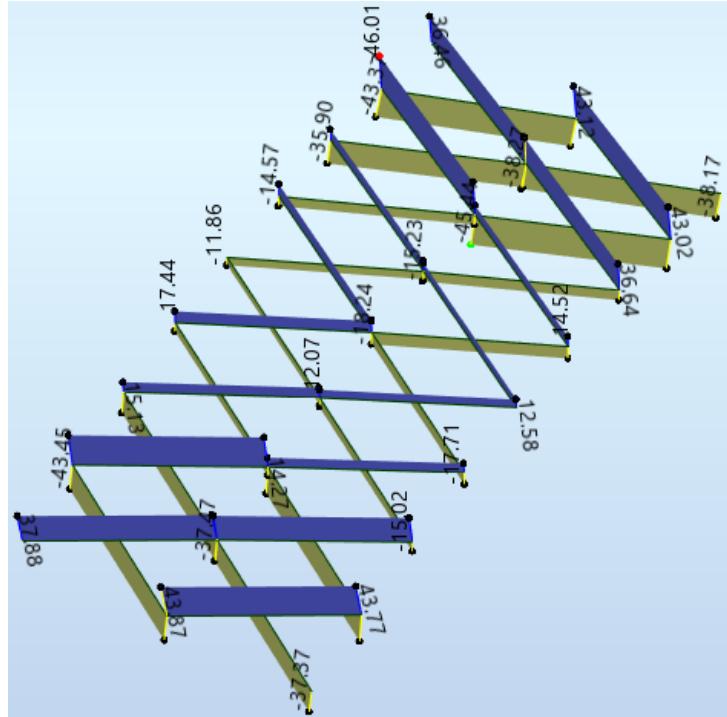
Buckling (y axis)
 Member length ly: Real Coefficient
 Buckling length coeff. y: Sway
 Buckling curve y:

Buckling (z axis)
 Member length lz: Real Coefficient
 Buckling length coeff. z: Sway
 Buckling curve z:


Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters
 Lateral buckling
 Load level:
 Lcr = lo Lcr = lo
 Critical moment: Auto User Mcr = kN*m
 Lateral buckling curve:

Σχήμα 5-17: Μήκη λυγισμού οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 5-18: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας για τον δυσμενέστερο συνδυασμό


 TCAR 90x3.2

Code 9 ΟΠΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ
 Member: 728 Beam_728
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 113 1.35*(1+2)+0.9*acr*9+0.75*5 (1+2)*1.35+9*1.86+5*0.75

Section OK

Simplified results
Detailed results

FORCES

N,Ed = 46.01 kN
 Nc,Rd = 392.63 kN
 Nb,Rd = 56.21 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

Ly = 6.85 m Lam_y = 2.53
 Lcr,y = 6.85 m Xy = 0.14
 Lamy = 193.51

BUCKLING z

Lz = 6.85 m Lam_z = 2.53
 Lcr,z = 6.85 m Xz = 0.14
 Lamz = 193.51

SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.4.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 193.51 < Lam,max = 210.00 Lamz = 193.51 < Lam,max = 210.00 STABLE
 N,Ed/Nb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Σχήμα 5-19: Αποτελέσματα ανάλυσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

5.7 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί συνδέουν εγκάρσια τους κύριους φορείς και καταπονούνται κυρίως αξονικά σε θλίψη. Έπειδή τα ζυγώματα αποτελούνται από δικτύωμα του οποίου το άνω και κάτω πέλμα καταλήγει στα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν 2 κεφαλοδοκοί διατομής HEA 120. Συνδέονται αμφιαρθρωτά. Λόγω απλοποίησης που έχει γίνει στο μοντέλο δεν έχει τοποθετηθεί μηκίδα, οπότε τα φορτία του ανέμου τα παραλαμβάνει η κεφαλοδοκός. Έτσι για την διαστασιολόγησή τους μηδενίζεται η ροπή κάμψης M_z που προκαλούν τα φορτία του ανέμου. Κατασκευαστικά όμως αυτά τα φορτία θα τα αναλάβει μία επιπλέον μηκίδα. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-21 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.60.

The image shows two side-by-side panels of a software interface for defining member buckling parameters. Both panels are for member type 'kedalodokoi'.

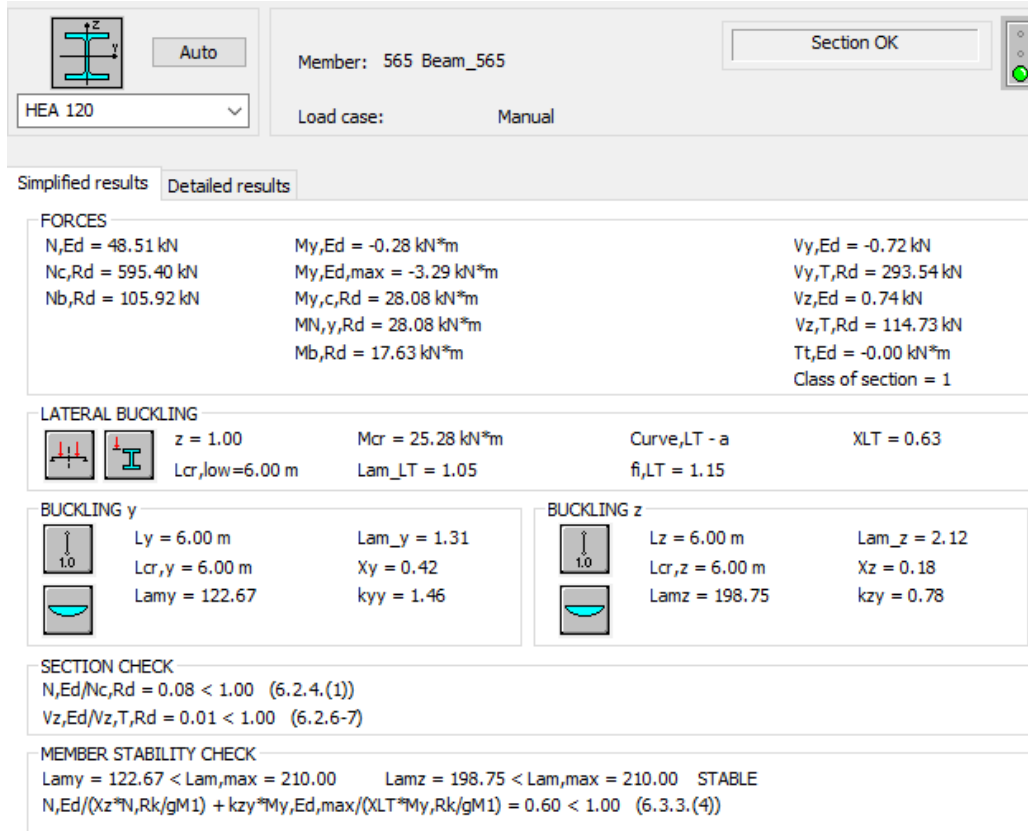
Left Panel (Member type: kedalodokoi):

- Buckling (y axis):** Member length l_y : Real, 6,00 m. Buckling length coeff. y: 1,00. Buckling curve y: auto.
- Buckling (z axis):** Member length l_z : Real, 6,00 m. Buckling length coeff. z: 1,00. Buckling curve z: auto.
- Flexural-torsional buckling:** Checked.
- Lateral buckling parameters:** Lateral buckling checked. Load level: Upper flange. Critical moment: Auto. Lateral buckling curve: auto.
- Methods:** General method [6.3.2.2] selected. $\lambda_{LT,0} = 0.4$, Beta = 0.75, $k_{fl} = 1.1$.
- Additional sets of member parameters:** Limit deflections and displacements checked. Service.

Right Panel (Member type: kefalodokoi lamda):

- Buckling (y axis):** Member length l_y : Real, 6,00 m. Buckling length coeff. y: 0,50. Buckling curve y: auto.
- Buckling (z axis):** Member length l_z : Real, 6,00 m. Buckling length coeff. z: 1,00. Buckling curve z: auto.
- Flexural-torsional buckling:** Checked.
- Lateral buckling parameters:** Lateral buckling checked. Load level: Upper flange. Critical moment: Auto. Lateral buckling curve: auto.
- Methods:** General method [6.3.2.2] selected. $\lambda_{LT,0} = 0.4$, Beta = 0.75, $k_{fl} = 1.1$.
- Additional sets of member parameters:** Limit deflections and displacements checked. Service.

Σχήμα 5-20: Μήκη λυγισμού κεφαλοδοκών



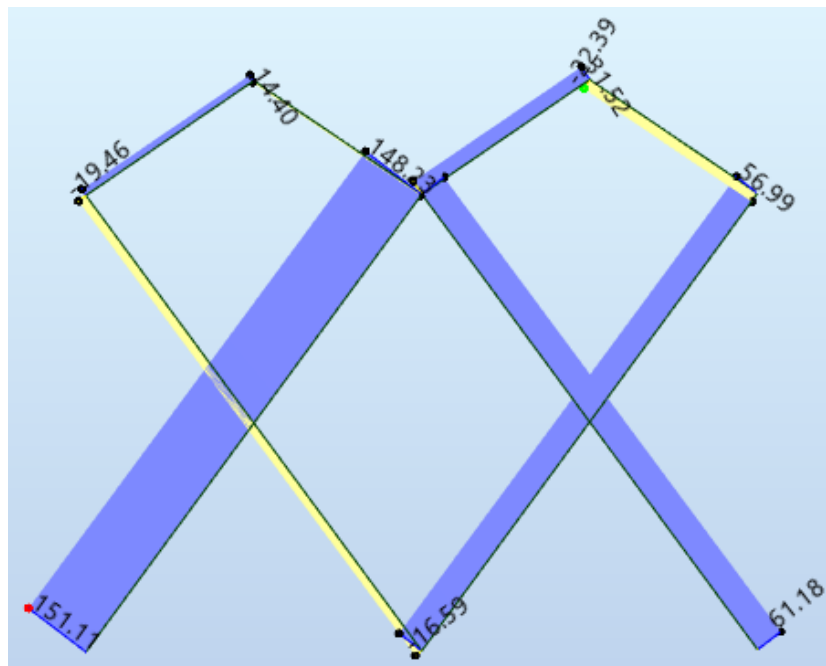
Σχήμα 5-21: Αποτελέσματα ανάλυσης κεφαλοδοκών

5.8 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογήθηκαν ακριβώς με τον ίδιο τρόπο που διαστασιολογήθηκαν και οι οριζόντιοι. Δέχονται μόνο αξονικά φορτία. Συνδέονται αμφιαρθρωτά και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέραν του ίδιου βάρους τους, καθώς δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κοίλη τετραγωνική TCAR 135*7.1. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για τον συνδυασμό 83: $135 \cdot G_{tot} + 1.50 \cdot TEMP_1 + 0.75 \cdot SN_2 + 0.90 \cdot WIND_2$. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-24 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.87.

Member type: katakoryfoi xiasti syndes		Member type: lamda katakoryfoi synde	
Buckling (y axis) Member length ly: <input checked="" type="radio"/> Real 10,00 m <input type="radio"/> Coefficient		Buckling (z axis) Member length lz: <input checked="" type="radio"/> Real 10,00 m <input type="radio"/> Coefficient	
Buckling length coeff. y: 1,00 <input type="text"/> <input type="text"/> Sway		Buckling length coeff. z: 1,00 <input type="text"/> <input type="text"/> Sway	
Buckling curve y: auto		Buckling curve z: auto	
<input type="checkbox"/> Flexural-torsional buckling			
Lateral buckling parameters			
<input type="checkbox"/> Lateral buckling			
Load level: <input checked="" type="radio"/> Upper flange <input type="radio"/> Lower flange Lcr = lo Lcr = lo		Lateral buckling length coefficient	
Critical moment: <input checked="" type="radio"/> Auto <input type="radio"/> User Mcr = 1,00 kN*m		Critical moment: <input checked="" type="radio"/> Auto <input type="radio"/> User Mcr = 1,00 kN*m	
Lateral buckling curve: auto			

Σχήμα 5-22: Μήκη λυγισμού χιαστί και λάμδα κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 5-23: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας για τον δυσμενέστερο συνδυασμό

Code 8 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ
Member: 693 Beam_693
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Load case: 83 1,35*(1+2)+1,50*6+0,75*5+0,90*9 (1+2)*1.35+6*1.50+5*0

TCAR 135x7.1

Section OK

Simplified results Detailed results

FORCES
N,Ed = 151.11 kN
Nc,Rd = 1228.30 kN
Nb,Rd = 174.57 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING
XLT = 1.00

BUCKLING y
Ly = 10.00 m Lam_y = 2.54
Lcr,y = 10.00 m Xy = 0.14
Lamy = 194.25

BUCKLING z
Lz = 10.00 m Lam_z = 2.54
Lcr,z = 10.00 m Xz = 0.14
Lamz = 194.25

SECTION CHECK
N,Ed/Nc,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.4.(1))

MEMBER STABILITY CHECK
Lamy = 194.25 < Lam,max = 210.00 Lamz = 194.25 < Lam,max = 210.00 STABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.87 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Σχήμα 5-24: Αποτελέσματα ανάλυσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

5.9 Μετωπικά υποστυλώματα

Τα μετωπικά υποστυλώματα κατασκευάζονται αρθρωμένα στη βάση τους και με κύλιση στην κορυφή προκειμένου να μην παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις από το βάρος του ζυγώματος. Δέχονται μέσω των μηκίδων τα φορτία του ανέμου και καταπονούνται κυρίως καμπικά. Τα υποστυλώματα κατασκευάζονται από διατομή HEA 280 και έχουμε θεωρήσει ότι οι μηκίδες δεν προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για τον συνδυασμό 113: $1.35G_{tot} + 0.9 \cdot \alpha_{cr} \cdot WIND_1 + 0.75 \cdot SN_2$. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-27 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.86.

Member type: metopika ypostylomata

Buckling (y axis) Member length ly: Real Coefficient 1,00

Buckling length coeff. y: 1,00 Sway

Buckling curve y: auto

Buckling (z axis) Member length lz: Real Coefficient 1,00

Buckling length coeff. z: 1,00 Sway

Buckling curve z: auto

Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters

Lateral buckling Lateral buckling length coefficient

Load level: Upper flange Lower flange
Lcr = lo Lcr = lo

Critical moment: Auto User Mcr = 1,00 kN*m

Lateral buckling curve: auto

General method [6.3.2.2] Lambda LT,0 = 0.4

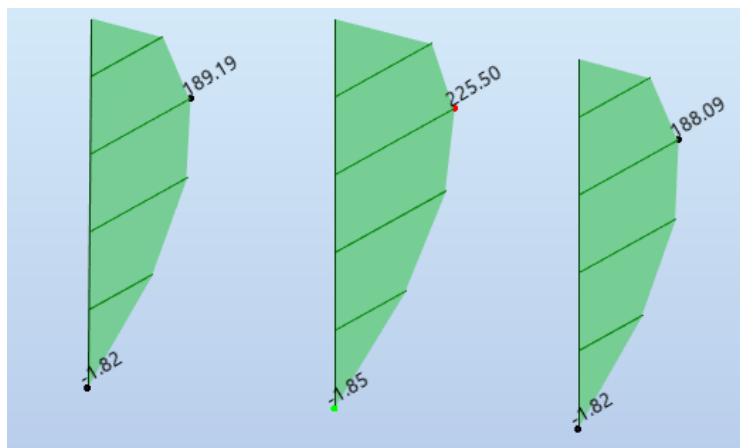
Detailed method [6.3.2.3] Beta = 0.75

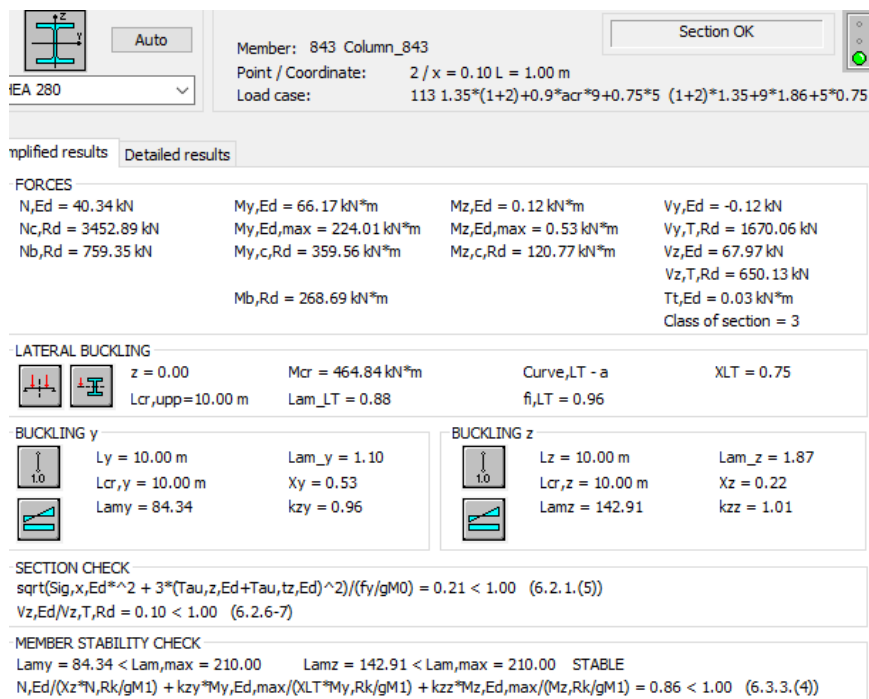
Simplified method for beams with lateral restraints [6.3.2.4] kfi = 1.1

Additional sets of member parameters

Limit deflections and displacements: Service

Σχήμα 5-25: Μήκη λυγισμού μετωπικών στύλων

Σχήμα 5-26: Διαγράμματα ροπών M_y μετωπικών υποστυλωμάτων για τον συνδυασμό (113)



Σχήμα 5-27: Αποτελέσματα ανάλυσης μετωπικών υποστυλωμάτων

5.10 Μηκίδες

Οι μηκίδες δέχονται οριζόντια φορτία από τον άνεμο και κατακόρυφα φορτία από το ίδιο βάρος τους και το βάρος της πλευρικής επένδυσης. Είναι τοποθετημένες με τα πέλματα παράλληλα στις όψεις ώστε τα φορτία ανέμου να ενεργοποιούν τον ισχυρό τους άξονα. Έτσι τα κατακόρυφα φορτία καταπονούν τον ασθενή τους άξονα. Οι μηκίδες κατασκευάζονται από διατομή HEA 240 και λειτουργούν ως αμφιαρθρωτά στοιχεία. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην μηκίδα "853" για τον συνδυασμό (83): $1.35 \cdot G_{tot} + 1.50 \cdot TEMP_1 + 0.75 \cdot SN_2 + 0.90 WIND_2$. Οι έλεγχοι φαίνονται στο σχήμα 5-29 και το ποσοστό εκμετάλλευσης είναι 0.91.

Member type: mikides

Buckling (y axis) Member length ly: Real Coefficient 1,00

Buckling length coeff. y: 1,00 1,0 Sway

Buckling curve y: auto

Buckling (z axis) Member length lz: Real Coefficient 1,00

Buckling length coeff. z: 1,00 1,0 Sway

Buckling curve z: auto

Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters

Lateral buckling

Load level: Upper flange Lcr = lo Lower flange Lcr = lo

Critical moment: Auto User Mcr = 1,00 kN*m

Lateral buckling curve: auto

General method [6.3.2.2] Lambda LT,0 = 0.4

Detailed method [6.3.2.3] Beta = 0.75

Simplified method for beams with lateral restraints [6.3.2.4] kfi = 1.1

Additional sets of member parameters

Limit deflections and displacements: Service

Σχήμα 5-28: Μήκη λυγισμού μηκίδων

HEA 240 Auto

Code 2 ΜΗΚΙΔΕΣ

Member: 853 mikides_853

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.33 m

Load case: 83 1,35*(1+2)+1,50*6+0,75*5+0,90*9 (1+2)*1.35+6*1.50+5*0

Section OK

Simplified results Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 723.52 kN	M _{y,Ed} = 2.82 kN*m	M _{z,Ed} = -6.45 kN*m	
N _{c,Rd} = 2727.66 kN	M _{y,Ed,max} = 2.82 kN*m	M _{z,Ed,max} = -6.45 kN*m	
N _{b,Rd} = 901.78 kN	M _{y,c,Rd} = 264.36 kN*m	M _{z,c,Rd} = 124.85 kN*m	V _{z,Ed} = -0.01 kN
	M _{N,y,Rd} = 222.03 kN*m	M _{N,z,Rd} = 124.80 kN*m	V _{z,c,Rd} = 516.00 kN
	M _{b,Rd} = 153.66 kN*m		

Class of section = 2

LATERAL BUCKLING

z = 1.00 Mcr = 210.12 kN*m Curve,LT - a XLT = 0.58

Lcr,upp=6.66 m Lam_LT = 1.12 f_{i,LT} = 1.23

BUCKLING y

Ly = 6.66 m Lam_y = 0.87

Lcr,y = 6.66 m Xy = 0.68

Lamy = 66.26 kzy = 1.07

BUCKLING z

Lz = 6.66 m Lam_z = 1.45

Lcr,z = 6.66 m Xz = 0.33

Lamz = 110.95 kzz = 1.68

SECTION CHECK

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.27 < 1.00 (6.2.4.(1))

V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 66.26 < Lam,max = 210.00 Lamz = 110.95 < Lam,max = 210.00 STABLE

N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + kzz*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 5-29: Αποτελέσματα ανάλυσης μηκίδων

5.11 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

Στον Πίνακα 5-2 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μέλος και τα αντίστοιχα ποσοστά εκμετάλλευσής τους.

Πίνακας 5-2: Πίνακας τελικών διατομών και μεγίστων ποσοστών εκμετάλλευσης

Μέλη	Διατομή	Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα	HEA 280	0.98
Κύριες δοκοί	HEA 220	0.68
Ορθοστάτες – Διαγώνιες δοκοί	DCED 60	0.86
Τεγίδες	HEA 160	0.54
Κάτω οριζόντιες δοκοί	HEA 140	0.73
Δικτύωμα σύνδεσης πλαισίων	DCED 60	0.45
Κεφαλοδοκοί	HEA 120	0.60
Μετωπικοί στύλοι	HEA 280	0.86
Μηκίδες	HEA 240	0.91
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	TCAR 90 * 3.2 (κοίλη τετραγωνική)	0.82
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	TCAR 135 * 7.1 (κοίλη τετραγωνική)	0.87

5.12 Περιορισμός βλαβών και μετακινήσεων

5.12.1 Περιορισμός βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην απαίτηση μη κατάρρευσης, η παραμόρφωση του στεγάστρου περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = \frac{\delta \cdot \nu}{h} \leq \gamma_{\max} \quad (5.6)$$

όπου:

γ η γωνιακή παραμόρφωση του στεγάστρου

δ η μέγιστη μετακίνηση του στεγάστρου υπό τα σεισμικά φορτία

ν συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Για κτίρια σπουδαιότητας III λαμβάνεται η τιμή $\nu=0,40$.

h το ύψος του στεγάστρου

γ_{max} 0.75% για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία

Υπολογίζονται από το πρόγραμμα οι μέγιστες μετακινήσεις για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G_{tot}+\psi_{0,Q}\cdot LIVE\pm 1.0\cdot E_x\pm 0.3\cdot E_y$ και $G_{tot}+\psi_{0,Q}\cdot LIVE\pm 0,3\cdot E_x\pm 1,0\cdot E_y$ και γίνεται ο έλεγχος περιορισμού βλαβών:

Διεύθυνση X

Πίνακας 5-3: Μέγιστες μετακινήσεις σεισμικού συνδυασμού $G_{tot}+\psi_{0,Q}\cdot LIVE\pm 1.0\cdot E_x\pm 0.3\cdot E_y$

	UX (cm)	UY (cm)
MAX	3,4	0,6
Node	376	35
Case	105 (C) (CQC)	105 (C) (CQC)
MIN	-3,4	-0,5
Node	377	238
Case	109 (C) (CQC)	109 (C) (CQC)

Μέγιστη μετακίνηση: $U_x=3.4$ cm στον κόμβο 376 ($X=13$ m, $Y=2$ m, $Z=10$ m)

$$\gamma_x=(u_x \cdot v)/12=(3.4\cdot 0.40)\%/12=0.11\% \leq \gamma_{max}=0.75\%$$

Επιτυχής ο έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά X.

Διεύθυνση Y

Πίνακας 5-4: Μέγιστες μετακινήσεις σεισμικού συνδυασμού $G_{tot}+\psi_{0,Q}\cdot LIVE\pm 0,3\cdot E_x\pm 1,0\cdot E_y$

	UX (cm)	UY (cm)
MAX	1,0	0,6
Node	376	35
Case	106 (C) (CQC)	106 (C) (CQC)
MIN	-1,0	-0,5
Node	377	238
Case	112 (C) (CQC)	112 (C) (CQC)

Μέγιστη μετακίνηση: $U_y=0.6$ cm στον κόμβο 35 ($X=24.42$ m, $Y=0$, $Z=8.47$ m)

$$\gamma_y=(u_y \cdot v)/12=(0.6\cdot 0.40)\%/12=0.02\% \leq \gamma_{max}=0.75\%$$

Επιτυχής ο έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Y.

5.12.2 Έλεγχος μετακινήσεων

Ο έλεγχος μετακινήσεων αφορά τη λειτουργικότητα του φορέα. Είναι ιδιαίτερα σημαντικός, διότι αποφεύγονται μεγάλα βέλη στο στέγαστρο, το οποίο δημιουργεί τεχνικά προβλήματα στην κατασκευή και μειώνει την αισθητική του.

Εντοπίζονται οι μέγιστες μετακινήσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά τους άξονες X, Y, Z από τους συνδυασμούς φορτίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Υπολογίζονται οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τους συνδυασμούς και συγκρίνονται με όρια μετακινήσεων που ορίζονται στον Ευρωκώδικα. Οι μέγιστες μετακινήσεις σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αναφέρονται στον Πίνακα 5-5.

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	2,6	3,0	0,3
Node	350	326	110
Case	146 (C)	152 (C)	183 (C)
MIN	-1,0	-1,5	-2,7
Node	308	326	425
Case	115 (C)	142 (C)	116 (C)

Πίνακας 5-5: Μέγιστες μετακινήσεις σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Διεύθυνση X

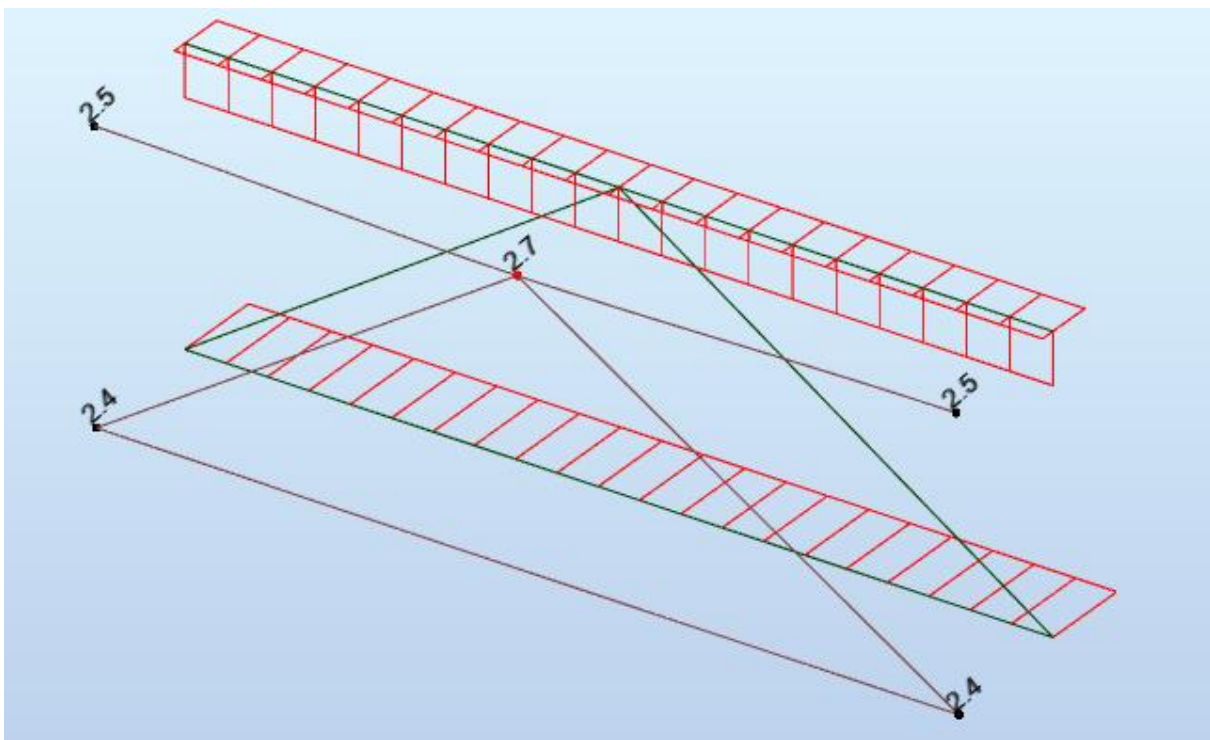
Μέγιστη μετακίνηση $U_x=2.6$ cm

Προκαλείται στον κόμβο 350 (στο σημείο επαφής της κεφαλοδοκού 513 με τους λάμδα κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας 699 και 700) από τον συνδυασμό 146: $1.00 \cdot G_{total} + 1.00 \cdot WIND_1 + 0.60 \cdot TEMP_2$

Ο κόμβος ανήκει στην κεφαλοδοκό. Συγκρίνεται η μετατόπιση με τον λόγο $\frac{L}{200}$, όπου L το μήκος της κεφαλοδοκού.

$$U_{x,OKL} = 2.6 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Επιτυχής ο έλεγχος μετακίνησης για την διεύθυνση X.



Σχήμα 5-30: Μέγιστη μετακίνηση κατά X

Διεύθυνση Y

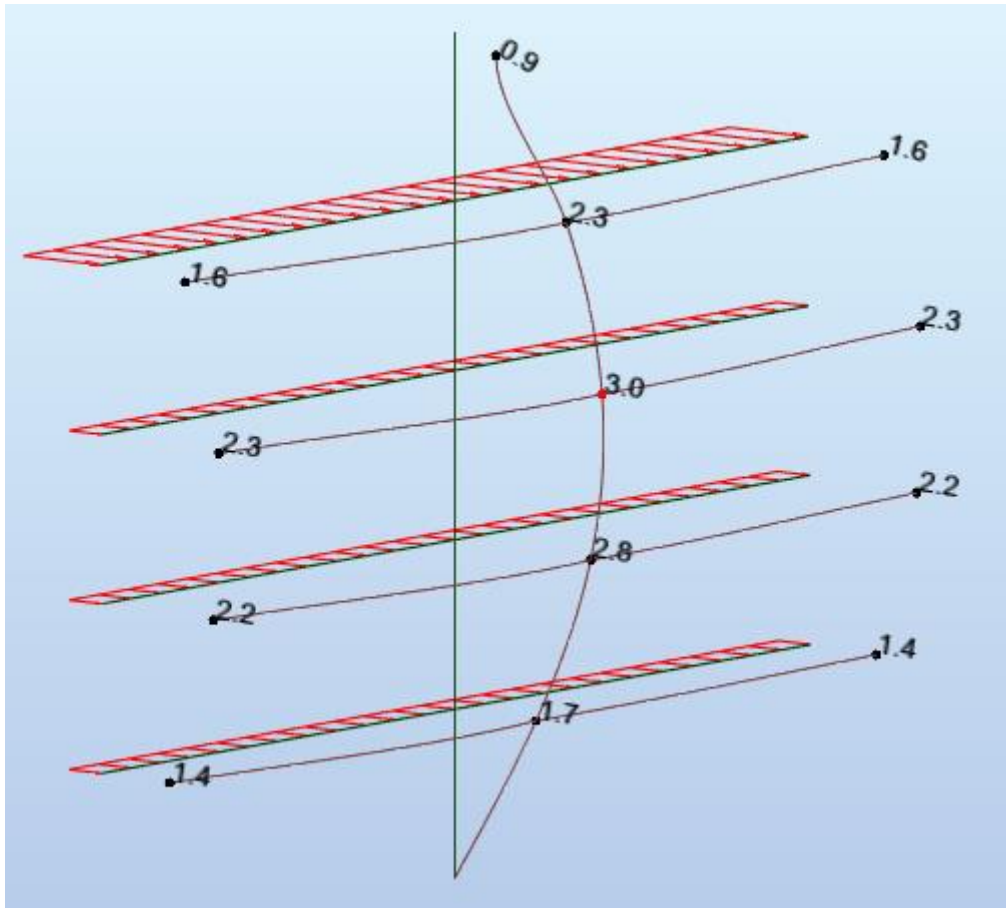
Μέγιστη μετακίνηση $U_Y=3.0$ cm

Προκαλείται στον κόμβο 326 από τον συνδυασμό 152: $1.00 \cdot G_{\text{total}} + 1.00 \cdot \text{WIND}_2 + 0.60 \cdot \text{TEMP}_2$

Ο κόμβος ανήκει σε σημείο επαφής μηκίδας με τον μετωπικό στύλο στην πρόσοψη. Συγκρίνεται η μετατόπιση με τον λόγο $\frac{h}{300}$, όπου h το ύψος του μετωπικού στύλου.

$$U_{Y,\text{OKL}} = 3.0 \text{ cm} < \frac{h}{200} = \frac{1000}{300} = 3.33 \text{ cm}$$

Επιτυχής ο έλεγχος μετακίνησης για την διεύθυνση Y.



Σχήμα 5-31: Μέγιστη μετακίνηση κατά Y

Διεύθυνση Z

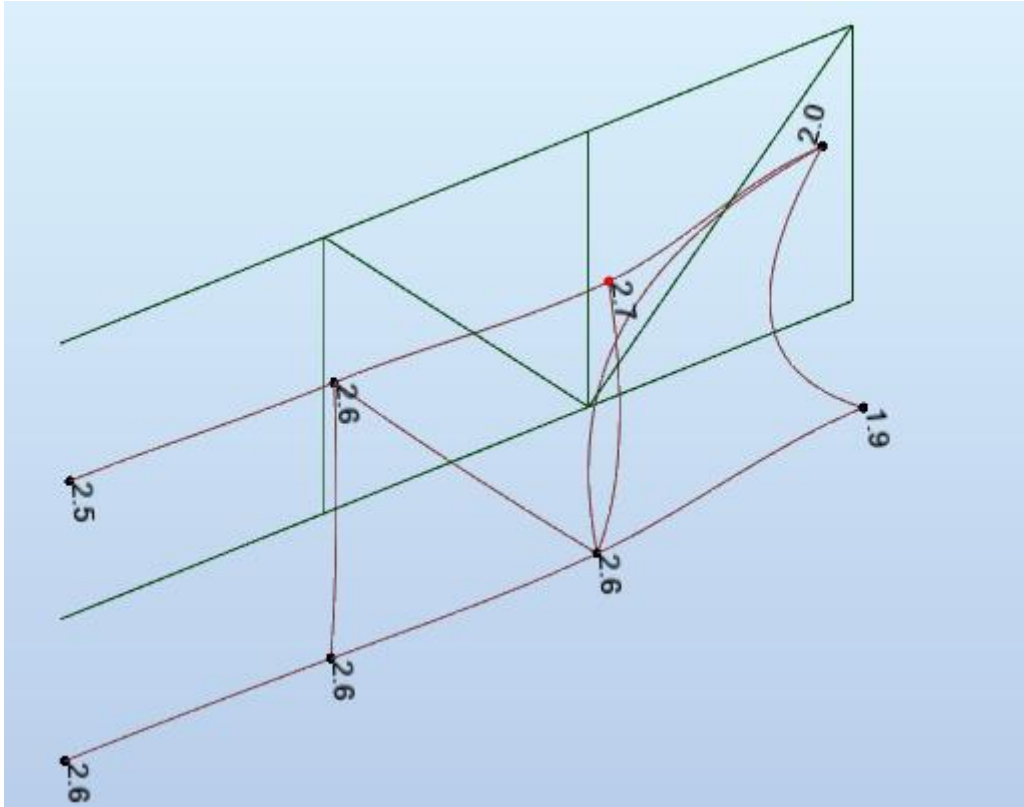
Μέγιστη μετακίνηση $U_z=2.7$ cm

Προκαλείται στον κόμβο 425 (στο σημείο επαφής της τεγίδας 505 με τον ορθοστάτη 926 από τον συνδυασμό 116: $1.00 \cdot G_{total} + 1.00 \cdot LIVE + 0.50 \cdot SN_2 + 0.60 \cdot TEMP_2$

Ο κόμβος ανήκει στην τεγίδα. Συγκρίνεται η μετατόπιση με τον λόγο $\frac{L}{200}$, όπου L το μήκος της τεγίδας.

$$U_z = 2.70 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

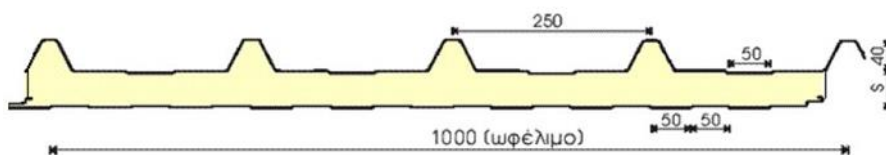
Επιτυχής ο έλεγχος μετακίνησης για την διεύθυνση Z.



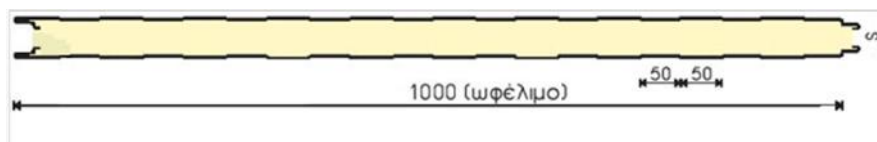
Σχήμα 5-32: Μέγιστη μετακίνηση κατά Z

5.13 Φύλλα επικάλυψης

Για την επένδυση του φορέα στην οροφή επιλέχθηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm RPU [12] και για την επένδυση του φορέα πλευρικά επιλέχθηκαν τα θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης Insotherm WPU. Η τελική επιλογή του πάχους των ελασμάτων και της πολυουρεθάνης των θερμομονωτικών πάνελ που επιλέχθηκαν, γίνεται με βάση τους Πίνακες 5-6 και 5-7 στους οποίους δίνονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες φορτίσεις ανάλογα το πάχος του πετάσματος και το πάχος των ελασμάτων.





Σχήμα 5-33: Πάνελ πολυουραιθάνης Insotherm RPU



Σχήμα 5-34: Πάνελ πολυουραιθάνης Insotherm WPU

Πίνακας 5-6: Μέγιστες επιτρεπόμενες φορτίσεις Insotherm RPU

ΠΑΧΟΣ ΠΕΤΑΣΜΑΤΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ	 ΑΜΦΙΕΡΙΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ						 ΣΤΗΡΙΞΗ ΠΟΛΛΑΠΛΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ							
		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
		ΜΕΓΙΣΤΑ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΑ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ daN/m ²													
S (mm)	t (mm)														
30	0,50 / 0,50	245	167	109	72			323	230	167	113	78	54		
	0,60 / 0,60	263	179	116	78			341	246	178	121	84	58		
40	0,50 / 0,50	289	216	157	108	73	49	410	289	211	162	113	84	61	
	0,60 / 0,60	307	230	168	116	77	53	429	305	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 5-7: 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 3 η μέγιστη πίεση που ασκείται στην οροφή είναι 2.18 kN/m² και η μέγιστη πίεση που ασκείται πλευρικά είναι 1.68 kN/m².

Για επιλογή πάχους ελασμάτων 0.6mm, πάχος πάνελ 60mm και με δεδομένο ότι η απόσταση των τεγίδων να είναι περίπου 2 m η μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση των πάνελ οροφής είναι 4.13 kN/m². Για επιλογή πάχους ελασμάτων 0.6mm, πάχος πάνελ 60mm και με δεδομένο ότι η απόσταση των μηκίδων να είναι 2m η μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση των πλευρικών πάνελ είναι 2,84 kN/m².

Επομένως επιλέχθηκε το Insotherm RPU 60 με πάχος ελασμάτων 0,6mm για την οροφή και το Insotherm WPU 60 με πάχος ελάσματος 0,6mm για την κάλυψη των πλευρικών όψεων.

6 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ

6.1 Λεπτομέρειες συνδέσεων

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 εκμετάλευση 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 2022, 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.

6.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Η σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας κοίλης τετραγωνικής διατομής TCAR 135 * 7.1 με το υποσύλωμα HEA 280 πραγματοποιείται με τη χρήση ελασμάτων πάχους 15 mm και κοχλιών M20 ποιότητας 10.9. Η διατομή του συνδέσμου είναι μία κοίλη τετράγωνη διατομή με εμβαδόν $A=34.60 \text{ cm}^2$. Η διαρροή του συνδέσμου επιλέγεται να γίνεται στην βασική διατομή του και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Αυτό συμβαίνει διότι ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος το οποίο απορροφά σεισμική ενέργεια. Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$R_d \geq 1.20 R_{fy} \quad (6.1)$$

όπου:

R_d η βασική αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη που καταπονεί τους συνδέσμους: $N_{Ed}=146.08$ kN

Επιλογή ελάσματος

- $t \cdot b \geq 1.20 \cdot A_{\text{διατομής}} \rightarrow b \geq \frac{1.20 \cdot A_{\text{διατομής}}}{t} \rightarrow b \geq 27.68$ cm
- $N_{u,Rd}(\text{ελάσματος}) \geq 1.20 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq 1.20 \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \frac{0.9 \cdot (b-d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq 1.20 \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow$
 $\frac{0.9 \cdot (b-2.2) \cdot 1.50 \cdot 100}{1.25} \geq 1.20 \frac{34.60 \cdot 35.5}{1} \rightarrow b \geq 15.84$ cm

Επιλέγεται έλασμα πλάτους $b=280$ mm

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγονται κοχλίες M20 10.9 με την παραδοχή ότι το σπείρωμα είναι εκτός της επιφάνειας διάτμησης. Τοποθετούνται δίμητοι κοχλίες με χρήση δύο κομβοελασμάτων. Η διατομή του ενός κοχλία ισούται με

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot a_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{2 \cdot 0.50 \cdot 3.14 \cdot 100}{1.25} \cdot m = 251.2 \text{ m} \quad (6.2)$$

$$1.20 N_{pl,Rd} = 1473.96 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} \geq 1.20 N_{pl,Rd} \rightarrow 251.2 \cdot m \geq 1473.96 \rightarrow m \geq 5.86 \rightarrow m = 6 \text{ κοχλίες}$$

Με 6 κοχλίες M20 10.9 η αντοχή κοχλιών σε διάτμηση είναι η εξής:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot a_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot 6 = \frac{2 \cdot 0.50 \cdot 3.14 \cdot 100}{1.25} \cdot 6 = 1507.2 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$k_1 = \min \left\{ 2.80 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.70; 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.70; 2.50 \right\} = 2.50 \quad (6.3)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \quad (6.4)$$

Η συνολική αντοχή του κοχλία του σε σύνθλιψη άντυγας ισούται με:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{2.50 \cdot \alpha_b \cdot 49 \cdot 2 \cdot 1.50}{1.25} \cdot 6 = 1764 \cdot \alpha_b \quad (6.5)$$

Πρέπει να ισχύει το 2^ο κριτήριο πλασσιμότητας 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 κοχλία που είναι ψαθυρή. Πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$1.20 N_{pl,Rd} \geq F_{b,Rd} \geq F_{v,Rd} \rightarrow 1473.96 \leq 1764 \cdot \alpha_b \leq 1507.2 \rightarrow 0.83 \leq \alpha_b \leq 0.85$$

Εξισώνω την παραπάνω ανισότητα με τις τιμές με τις οποίες ισούται το α_b

- $0.83 \leq \frac{e_1}{3d_0} \leq 0.85 \rightarrow 5.47 \leq e_1 \leq 5.61$ cm
- $0.83 \leq \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \leq 0.85 \rightarrow 7.12 \leq p_1 \leq 7.56$ cm

Ελάχιστες αποστάσεις

$$\min e_1 = 1.20 \cdot d_0 = 1.20 \cdot 2.2 = 2.64 \text{ cm} = 26.4 \text{ mm} \quad (6.6)$$

$$\min p_1 = 2.20 \cdot d_0 = 2.20 \cdot 2.20 = 4.84 \text{ cm} = 48.4 \text{ mm} \quad (6.7)$$

Μέγιστες αποστάσεις

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 15 = 100 \text{ mm} \quad (6.8)$$

$$\max p_1 = \min\{14 \cdot t; 200\} = \min\{14 \cdot 15; 200\} = \min\{210; 200\} = 200 \text{ mm} \quad (6.9)$$

Επιλέγονται αποστάσεις κοχλιών $e_1=55 \text{ mm}$, $e_2=75 \text{ mm}$, $p_1=75 \text{ mm}$ και $p_2=130 \text{ mm}$

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\} = \min\left\{\frac{55}{66}; \frac{75}{66} - \frac{1}{4}; \frac{100}{49}; 1\right\} = 0.88$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = 1764 \cdot 0.88 = 1552.32 \text{ kN} \geq 1.20N_{pl,Rd} = 1473.96 \text{ kN}$$

Έλεγχος συγκόλλησης

Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται ως εξής:

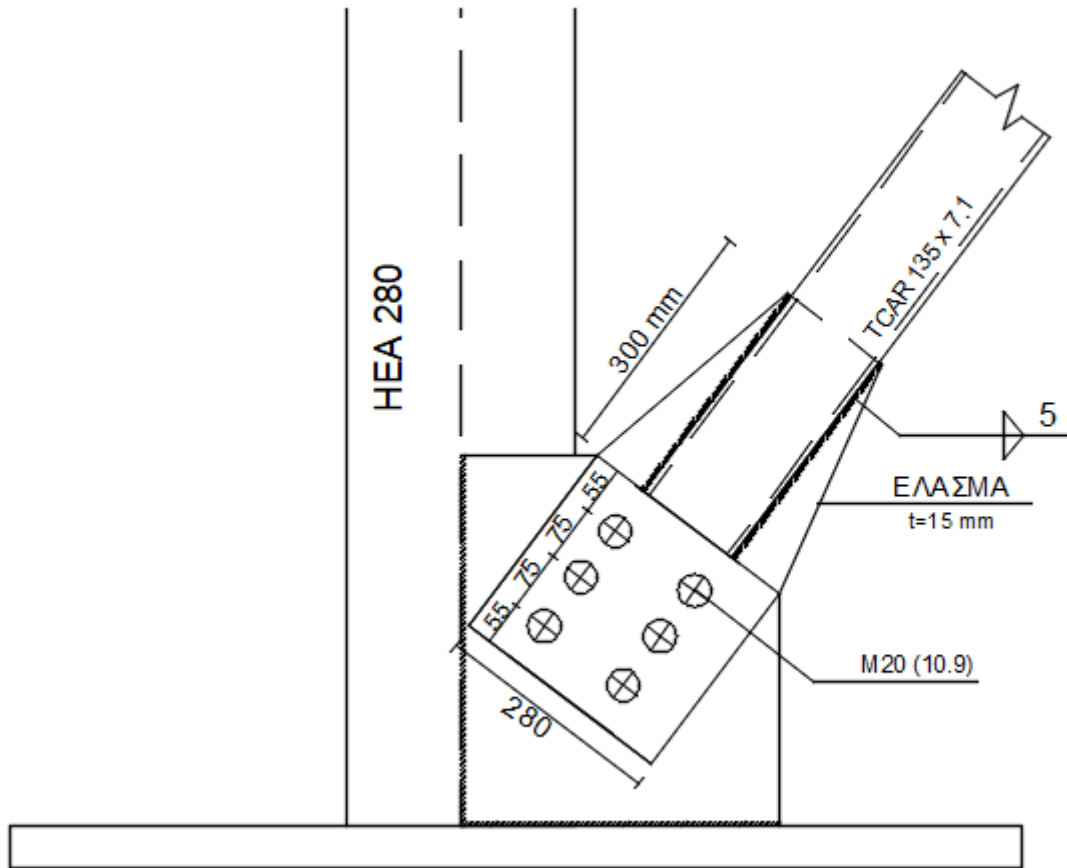
$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{49}{\sqrt{3} \cdot 0.90 \cdot 1.25} = 25.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.10)$$

Επιλογή πάχους συγκόλλησης $a_w = 5 \text{ mm}$

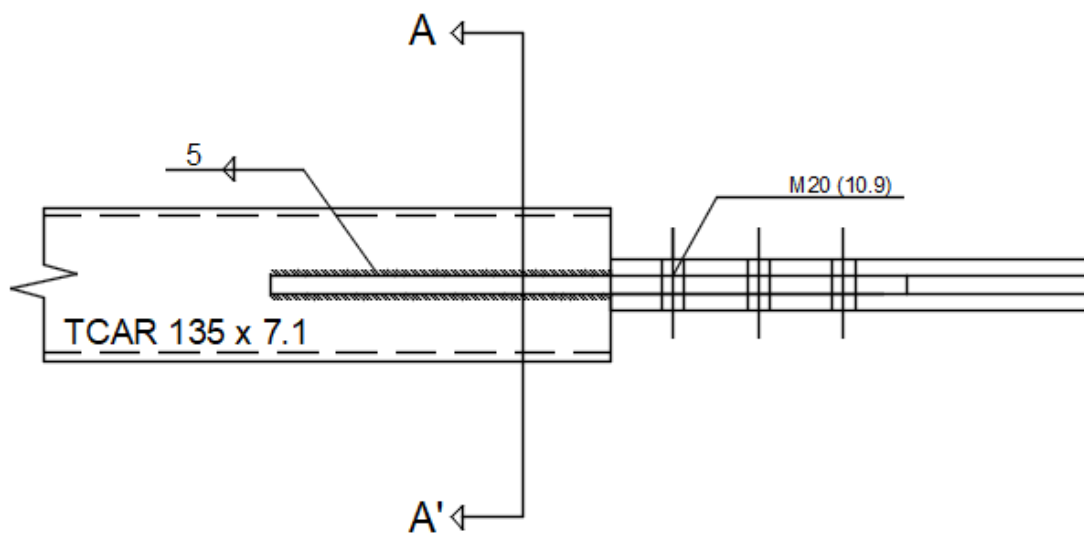
Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται από τον τύπο:

$$4 \cdot l \cdot \alpha_w \cdot f_{v,wd} \geq 1.20N_{pl,Rd} \rightarrow l \geq \frac{1.20N_{pl,Rd}}{4 \cdot \alpha_w \cdot f_{v,wd}} \rightarrow l \geq \frac{1473.96}{4 \cdot 0.5 \cdot 25.15} \rightarrow l \geq 29.30 \text{ cm} \quad (6.11)$$

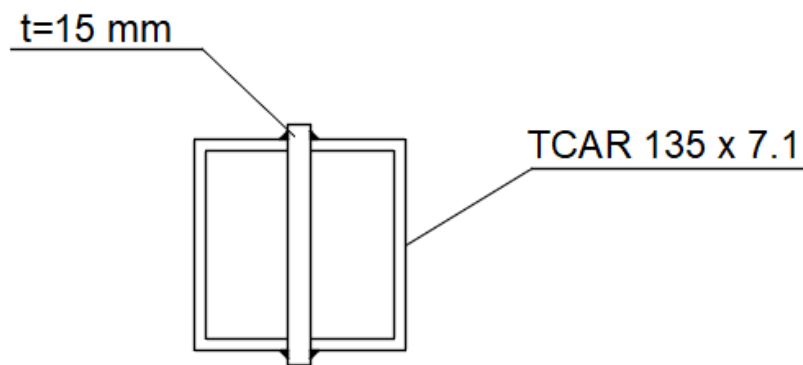
Επιλέγεται μήκος συγκόλλησης $l=30 \text{ cm}$.



Σχήμα 6-1: Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 6-2: Λεπτομέρεια σύνδεσης κοίλης τετράγωνης διατομής στο κομβόελασμα



Σχήμα 6-3 Τομή A-A'

6.3 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος

Πραγματοποιείται σύνδεση του υποστυλώματος με το έδαφος (θεμελίωση). Θεωρούμε πακτωμένη την σύνδεση, διότι αναπτύσσεται ροπή κάμψης κατά τον άξονα Υ. Παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στο υποσύλωμα 203.

$$N_{Ed} = -65 \text{ kN}$$

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

$$V_{Ed, z} = -11.26 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, y} = -205 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed, z} = 0 \text{ kNm}$$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Διατομή υποστυλώματος: HEA 280

Ύψος υποστυλώματος: 10 m

Πλάκα έδρασης

$$I_{pd} = 550 \text{ mm}$$

$$b_{pd} = 550 \text{ mm}$$

$$t_{pd} = 40 \text{ mm}$$

Αγκύρια

Ποιότητα κοχλιών M30 10.9

Αριθμός οριζόντιων σειρών 4

Αριθμός κατακόρυφων σειρών 4

Απόσταση οριζόντιων σειρών: $e_{v1}=140$ mm $e_{v2}=150$ mm

Απόσταση κατακόρυφων σειρών: $e_{h1}=140$ mm $e_{h2}=150$ mm

$L_1=50$ mm

$L_2=300$ mm

$L_3=50$ mm

Σφήνα

HEA 100 $l_w=200$ mm

Πλάκα αγκυρίων στην επιφάνεια της θεμελίωσης

$l_{ap}=70$ mm $b_{ap}=70$ mm $t_{ap}=10$ mm

Πλάκα αγκυρίων εντός της πλάκας σκυροδέματος

$l_{wd}=50$ mm $b_{wd}=50$ mm $t_{wd}=10$ mm

Πλάκα θεμελίωσης

$L=650$ mm $B=650$ mm $H=400$ mm $t_g=30$ mm

Πάχη συγκόλλησης

$a_p=10$ mm $a_w=10$ mm $a_s=10$ mm

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης των αντοχών της κοχλίωσης από το πρόγραμμα για αντοχή της σύνδεσης θεμελίωσης του υποστυλώματος.

- Έλεγχος αντοχής σύνδεσης σε αξονική δύναμη και ροπή κάμψης

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	verified
$e_y =$	3154 [mm]	Axial force eccentricity
$z_{c,y} =$	136 [mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$
$z_{t,y} =$	220 [mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$
$M_{j,Rd,y} =$	220,06 [kN*m]	Connection resistance for bending
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,93 < 1,00	verified

Σχήμα 6-4: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε αξονική δύναμη και ροπή κάμψης

- Έλεγχος διάτμησης κοχλιών

SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{t,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} =$	2262,39 [kN]	Connection resistance for shear
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verified

Σχήμα 6-5: Αποτελέσματα ελέγχου διάτμησης κοχλιών

- **Έλεγχος συγκόλλησης υποστυλώματος - πλάκας έδρασης**

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

σ_{\perp}	56,41	[MPa]	Normal stress in a weld		
τ_{\perp}	56,41	[MPa]	Perpendicular tangent stress		
τ_{yII}	0,00	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$		
τ_{zII}	-1,19	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$		
β_W	0,90		Resistance-dependent coefficient		
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)				0,17 < 1,00	verified
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,27 < 1,00	verified
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,23 < 1,00	verified

Σχήμα 6-6: Αποτελέσματα ελέγχου συγκόλλησης υποστυλώματος – πλάκας έδρασης

- **Έλεγχος συγκόλλησης οριζόντιων και κάθετων νευρώσεων**

VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

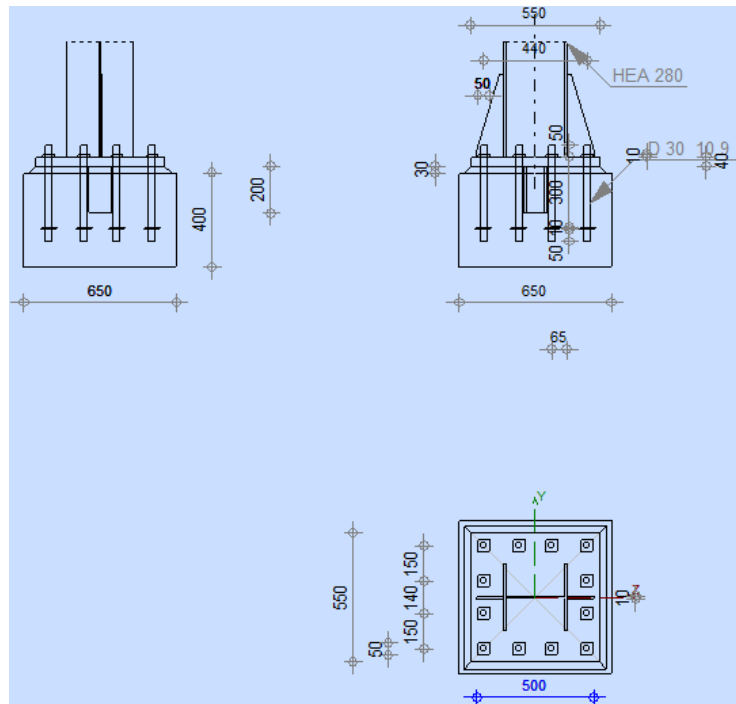
σ_{\perp}	81,12	[MPa]	Normal stress in a weld		
τ_{\perp}	81,12	[MPa]	Perpendicular tangent stress		
τ_{II}	78,73	[MPa]	Parallel tangent stress		
σ_z	211,94	[MPa]	Total equivalent stress		
β_W	0,90		Resistance-dependent coefficient		
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,51 < 1,00	verified

TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

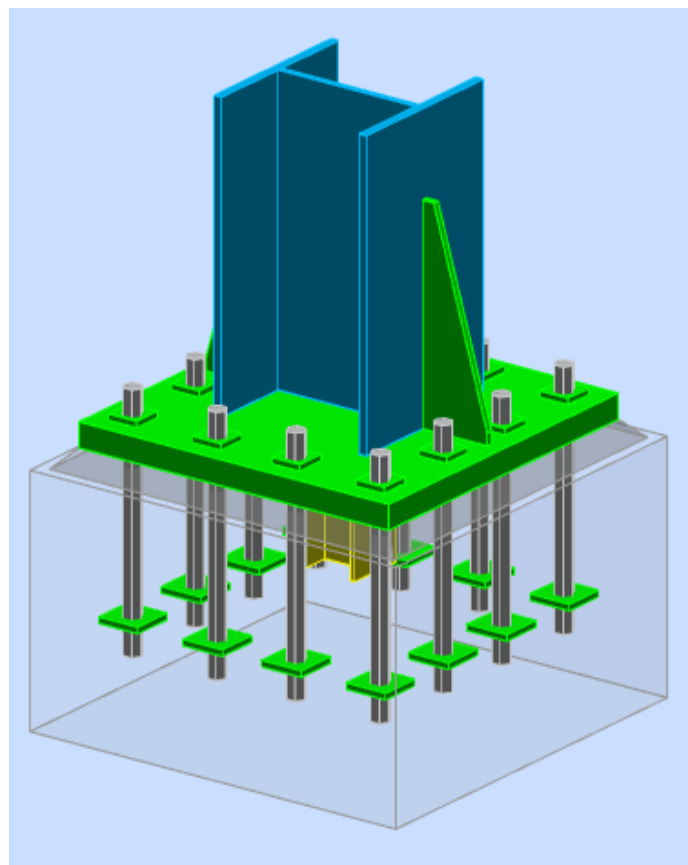
Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

σ_{\perp}	169,43	[MPa]	Normal stress in a weld		
τ_{\perp}	169,43	[MPa]	Perpendicular tangent stress		
τ_{II}	105,34	[MPa]	Parallel tangent stress		
σ_z	384,86	[MPa]	Total equivalent stress		
β_W	0,90		Resistance-dependent coefficient		
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,92 < 1,00	verified

Σχήμα 6-7: Αποτελέσματα ελέγχου συγκόλλησης οριζόντιων και κάθετων νευρώσεων



Σχήμα 6-8: Διαστάσεις θεμελίωσης υποστυλώματος



Σχήμα 6-9: Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης θεμελίωσης

6.4 Σύνδεση αποκατάσταση συνέχειας άνω πέλματος δικτυώματος

Η σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας τμήματος του άνω πέλματος δικτυώματος πραγματοποιείται με την μέγιστη ροπή που ασκείται στο άνω πέλμα σε σημείο της καμπύλης που έχει όσο το δυνατόν μικρότερη ροπή (ή και μηδενική αν είναι δυνατόν). Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη με τα οποία διαστασιολογείται ο φορέας:

- $M_{Ed,y} = -17.68$ kNm μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται στην καμπύλη
- $N_{Ed} = -263.17$ kN αξονική δύναμη στο σημείο που αναπτύσσεται η μικρότερη ροπή κάμψης (ίδιο πλαίσιο)
- $V_{Ed,z} = -0.27$ kN τέμνουσα δύναμη στο σημείο που αναπτύσσεται η μικρότερη ροπή κάμψης (ίδιο πλαίσιο)

Συνδεόμενα μέλη

1^ο μέλος HEA 220

2^ο μέλος HEA 220

Απόσταση μεταξύ συνδεόμενων μελών: $s_1 = 10$ mm

Συμμετρική διάταξη κοχλιών στον κορμό και τα πέλματα: ΝΑΙ

Κοχλίες

Ποιότητα κοχλιών M20 10.9

Κατηγορία A

Πλάκα σύνδεσης κορμού διατομής (τοποθετούνται πλάκες και στις δύο πλευρές του κορμού)

$l_{pw} = 390$ mm

$b_{pw} = 150$ mm

$t_{pw} = 10$ mm

Εσωτερική και εξωτερική πλάκα σύνδεσης πελμάτων διατομής

Πίνακας 6.1: Διαστάσεις εσωτερικής και εξωτερικής πλάκας έδρασης

Εξωτερική πλάκα σύνδεσης	Εσωτερική πλάκα σύνδεσης
$l_{pfe} = 370$ mm	$l_{pfi} = 370$ mm
$b_{pfe} = 200$ mm	$b_{pfi} = 200$ mm
$t_{pfe} = 10$ mm	$t_{pfi} = 10$ mm

Κοχλιώσεις

Πίνακας 6.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κοχλίωσης κορμού πελμάτων

	Κοχλίωση κορμού	Κοχλίωση πελμάτων
r	2	3
c	3	1
p ₁	65	50
p ₂	55	-
e ₁	42	30
e ₂	40	90

Παρακάτω περιγράφεται η διαδικασία ελέγχου της σύνδεσης αποκατάστασης συνέχειας και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται από το πρόγραμμα.

Διατομή HEA 220 έχουμε δικαίωμα πλαστικού ελέγχου

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,0}} \text{ και ελέγχω με την } V_{Ed} \quad (6.12)$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} \text{ και ελέγχω με την } M_{Ed} \quad (6.13)$$

$$\text{Δύναμη σε κάθε πέλμα: } N_{Ed} = \frac{A_f}{A} \cdot N_{Ed} \quad (6.14)$$

$$\text{Δύναμη στον κορμό: } N_{Ed} = \frac{A_w}{A} \cdot N_{Ed} \quad (6.15)$$

$$\text{Ροπές που ασκούνται σε κάθε πέλμα: } M_{Ed,f} = \frac{W_{pl,f}}{W_{pl}} \cdot M_{Rd,f} = W_{pl,f} \cdot f_y \quad (6.16)$$

$$\text{Ροπές που ασκούνται στον κορμό: } M_{Ed,w} = \frac{W_{pl,w}}{W_{pl}} \cdot M_{Rd,w} = W_{pl,w} \cdot f_y \quad (6.17)$$

Σύνδεση κορμού και πελμάτων

$$\text{Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση: } F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m \quad (6.18)$$

$$\text{Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας: } F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} \cdot m \quad (6.19)$$

Συγκρίνονται οι παραπάνω δυνάμεις με την δρώσα αξονική.

Αντοχή των ελασμάτων του κορμού και των πελμάτων:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} = \min\left\{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; 0.90 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}}\right\} \text{ και συγκρίνεται με την } N_{Ed} \quad (6.20)$$

$$\text{Αντοχή της συγκόλλησης πελμάτων: } f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad (6.21)$$

Γεωμετρία κοχλίωσης

Πίνακας 6.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών

	Μέγιστες αποστάσεις	ελάχιστες αποστάσεις
e_1	$40 \text{ mm} + t$	$1.20 \cdot d_0$
e_2	$\min\{14 \cdot t; 200 \text{ mm}\}$	$2.20 \cdot d_0$
p_1	$40 \text{ mm} + 4 \cdot t$	$1.20 \cdot d_0$
p_2	$\min\{14 \cdot t; 200 \text{ mm}\}$	$2.40 \cdot d_0$

Δυνάμεις στον δυσμενέστερο κοχλία:

$$F_{v,Ed,x} = \frac{M_{Ed,w}}{I_p} y_1 \text{ (κορμού)} \quad (6.22)$$

$$F_{v,Ed,x} = \frac{M_{Ed,f}}{I_p} y_1 \text{ (πελμάτων)} \quad (6.23)$$

$$F_{v,Ed,y} = \frac{M_{Ed,w}}{I_p} y_1 + \frac{V_{Ed}}{m} \text{ (κορμού)} \quad (6.24)$$

$$F_{v,Ed,y} = \frac{M_{Ed,f}}{I_p} y_1 + \frac{V_{Ed}}{m} \text{ (πελμάτων)} \quad (6.25)$$

Συνολική δύναμη στον δυσμενέστερο κοχλία:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left((F_{v,Ed,x})^2\right) + (F_{v,Ed,y})^2} \quad (6.26)$$

Δύναμη αντοχής κοχλιών:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_w \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m \text{ και συγκρίνεται με την } F_{v,Ed} \quad (6.27)$$

$$\text{Οριζόντια τάση στην συγκόλληση: } \tau_{Ed,x} = \frac{M_{w,Ed}}{I_p} \cdot y_{\max} \quad (6.28)$$

$$\text{Κατακόρυφη τάση στην συγκόλληση: } \tau_{Ed,y} = \frac{M_{w,Ed}}{I_p} \cdot x_{\max} + \frac{V_{Ed}}{A} \quad (6.29)$$

$$\text{Συνολική τάση στην συγκόλληση: } \tau_{v,Ed} = \sqrt{(\tau_{Ed,x})^2 + (\tau_{Ed,y})^2} \quad (6.30)$$

Το πρόγραμμα πραγματοποιεί όλους τους παραπάνω ελέγχους και παρουσιάζεται η σύνδεση.

6.5 Σύνδεση άνω πέλματος δικτυώματος - υποστυλώματος

Τα υποστυλώματα (HEA 280) συνδέονται στο άνω άκρο τους με το άνω πέλμα του δικτυώματος του κυλινδρικού στεγαστρού (HEA 220) με κλίση $\alpha = 8,7^\circ$.

Εντατικά μεγέθη άνω πέλματος

$$N_{Ed} = -95.90 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, \gamma} = -17.68 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed, \gamma} = 0.38 \text{ kN}$$

Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος

$$N_{Ed} = -150.11 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, \gamma} = -17.68 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed, \gamma} = 2.55 \text{ kN}$$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Πλάκα σύνδεσης

$$h_p = 320 \text{ mm} \quad b_p = 220 \text{ mm} \quad t_p = 10 \text{ mm}$$

Κοχλίωση

Κοχλίες ποιότητας M20 10.9

Αριθμός οριζόντιων σειρών: 2

Αριθμός κατακόρυφων σειρών: 2

Απόσταση οριζόντιων σειρών: 90 mm

Απόσταση κατακόρυφων σειρών: 90 mm

Συγκολλήσεις

$$a_f = 8 \text{ mm} \quad a_w = 5 \text{ mm} \quad a_s = 5 \text{ mm}$$

Με αυτά τα δεδομένα το πρόγραμμα υπολογίζει τα αποτελέσματα της αντοχής της σύνδεσης.

- Αντοχή άνω πέλματος

BEAM RESISTANCES

COMPRESSION

$$A_b = 64,34 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 2284,11 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design compressive resistance of the section}$$

SHEAR

$$A_{vb} = 20,67 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} \cdot (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 423,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design sectional resistance for shear}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00$$

verified

Σχήμα 6-12: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής άνω πέλματος (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή υποστυλώματος

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed}$	=	-17,68	[kN*m]	Bending moment (right beam)
$M_{b2,Ed}$	=	0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)
$V_{c1,Ed}$	=	2,55	[kN]	Shear force (lower column)
$V_{c2,Ed}$	=	0,00	[kN]	Shear force (upper column)
Z	=	144	[mm]	Lever arm
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed}$	=	-123,68	[kN]	Shear force acting on the web panel
A_{vs}	=	31,74	[cm ²]	Shear area of the column web
A_{vc}	=	31,74	[cm ²]	Shear area
d_s	=	204	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners
$M_{pl,fc,Rd}$	=	4,20	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending
$M_{pl,stu,Rd}$	=	1,59	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending
$M_{pl,sti,Rd}$	=	1,59	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd}$	=	642,21	[kN]	Resistance of the column web panel for shear

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{verified}$$

Σχήμα 6-13: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής υποστυλώματος (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε θλίψη

CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

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

$$N_{j,Rd} = 2032,78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for compression}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{verified}$$

Σχήμα 6-14: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε θλίψη (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε κάμψη

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 44,39 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Connection resistance for bending}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,40 < 1,00 \quad \text{verified}$$

Σχήμα 6-15: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε κάμψη (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε διάτμηση

$F_{tj,Rd,N}$ – Bolt row resistance for simple tension

$F_{tj,Ed,N}$ – Force due to axial force in a bolt row

$F_{tj,Rd,M}$ – Bolt row resistance for simple bending

$F_{tj,Ed,M}$ – Force due to moment in a bolt row

$F_{tj,Ed}$ – Maximum tensile force in a bolt row

$F_{vj,Rd}$ – Reduced bolt row resistance

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 564,93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,00 < 1,00$$

verified

Σχήμα 6-16: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε διάτμηση (Robot Structural Analysis)

- Έλεγχος συγκόλλησης

WELD RESISTANCE

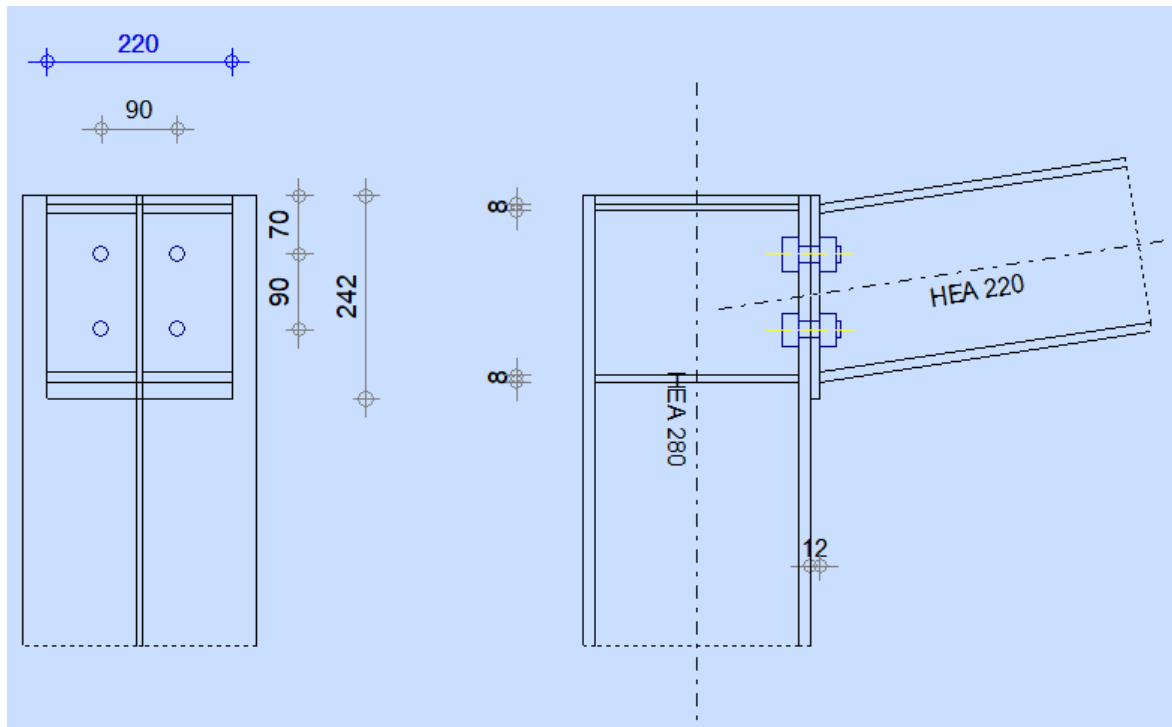
$A_w =$	78,90	[cm ²]	Area of all welds
$A_{wy} =$	63,52	[cm ²]	Area of horizontal welds
$A_{wz} =$	15,38	[cm ²]	Area of vertical welds
$I_{wy} =$	6932,84	[cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-28,47	[MPa]	Normal stress in a weld
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-22,46	[MPa]	Stress in a vertical weld
$\tau_{\parallel} =$	0,25	[MPa]	Tangent stress
$\beta_w =$	0,90		Correlation coefficient

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 56,94 < 417,78 \quad \text{verified}$$

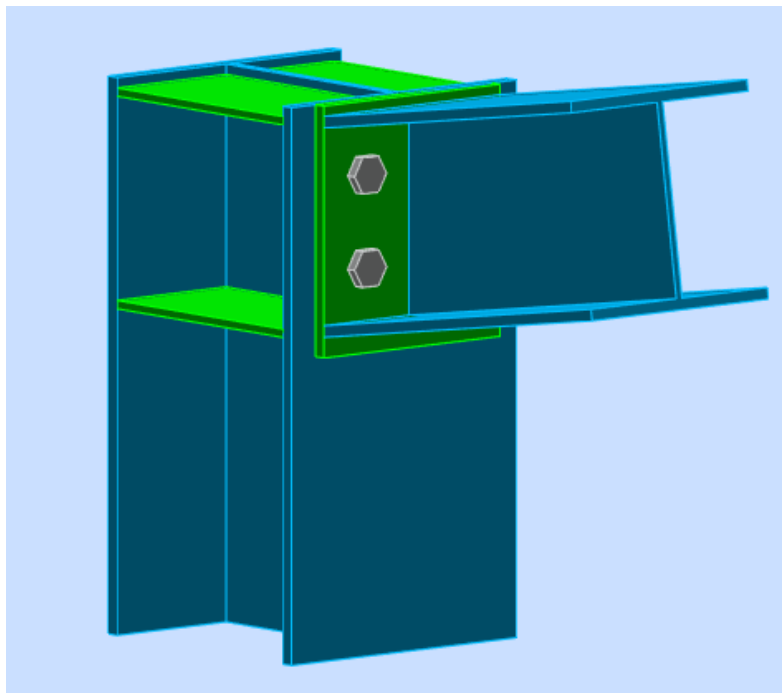
$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 44,92 < 417,78 \quad \text{verified}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 28,47 < 338,40 \quad \text{verified}$$

Σχήμα 6-17: Αποτελέσματα ελέγχου συγκόλλησης σύνδεσης υποστυλώματος – άνω πέλματος δικτυώματος (Robot Structural Analysis)



Σχήμα 6-18: Διαστάσεις σύνδεσης υποστυλώματος με άνω πέλαμα δικτυώματος κυλινδρικού στεγάστρου



Σχήμα 6-19: Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης υποστυλώματος με άνω πέλαμα δικτυώματος κυλινδρικού στεγάστρου

6.6 Σύνδεση κάτω πέλματος δικτυώματος – υποστυλώματος

Τα υποστυλώματα (HEA 280) συνδέονται στο ύψος των 8 m με το κάτω πέλμα του δικτυώματος του κυλινδρικού στεγάστρου (HEA 220) με κλίση $\alpha = 8,7^\circ$.

Εντατικά μεγέθη καμπύλης	Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος
$N_{Ed} = -26.75 \text{ kN}$	$N_{Ed} = -160.04 \text{ kN}$
$M_{Ed,y} = -36.70 \text{ kNm}$	$M_{Ed,y} = -64.89 \text{ kNm}$
$V_{Ed,y} = 0.02 \text{ kN}$	$V_{Ed,y} = 3.13 \text{ kN}$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Πλάκα σύνδεσης

$h_p = 310 \text{ mm}$ $b_p = 220 \text{ mm}$ $t_p = 12 \text{ mm}$

Κοχλίωση

Κοχλίες ποιότητας M20 10.9

Αριθμός οριζόντιων σειρών: 3

Αριθμός κατακόρυφων σειρών: 2

Απόσταση οριζόντιων σειρών: 95 mm

Απόσταση κατακόρυφων σειρών: 70 mm

Οριζόντιες νευρώσεις υποστυλώματος πάχους: $t_{hu} = t_{hd} = 8 \text{ mm}$.

Συγκολλήσεις

$a_f = 8 \text{ mm}$ $a_w = 5 \text{ mm}$ $a_s = 5 \text{ mm}$

Με αυτά τα δεδομένα το πρόγραμμα υπολογίζει τα αποτελέσματα της αντοχής της σύνδεσης.

- Αντοχή δοκού

BEAM RESISTANCES

COMPRESSION

$A_b = 64,34 \text{ [cm}^2\text{]}$ Area
 $N_{cb,Rd} = A_b \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 2284,11 \text{ [kN]}$ Design compressive resistance of the section

SHEAR

$A_{vb} = 20,67 \text{ [cm}^2\text{]}$ Shear area
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} \cdot (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 423,68 \text{ [kN]}$ Design sectional resistance for shear

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **verified**

Σχήμα 6-20: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής κάτω πέλματος (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή υποστυλώματος

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed}$	=	-36,70	[kN*m]	Bending moment (right beam)
$M_{b2,Ed}$	=	0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)
$V_{c1,Ed}$	=	3,13	[kN]	Shear force (lower column)
$V_{c2,Ed}$	=	0,00	[kN]	Shear force (upper column)
z	=	187	[mm]	Lever arm
$V_{wp,Ed}$	=	$(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed}$	=	-197,89	[kN]	Shear force acting on the web panel
A_{vs}	=	31,74	[cm ²]	Shear area of the column web
A_{vc}	=	31,74	[cm ²]	Shear area
d_s	=	204	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners
$M_{pl,fc,Rd}$	=	4,20	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending
$M_{pl,stu,Rd}$	=	1,59	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending
$M_{pl,sti,Rd}$	=	1,59	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending
$V_{wp,Rd}$	=	$0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd}$	=	642,21	[kN]	Resistance of the column web panel for shear

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,31 < 1,00	verified
----------------------------------	-------------	----------

Σχήμα 6-21: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής υποστυλώματος (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε θλίψη

CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

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

$N_{j,Rd}$	=	2032,78	[kN]	Connection resistance for compression
------------	---	---------	------	---------------------------------------

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	verified
---------------------------------	-------------	----------

Σχήμα 6-22: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε θλίψη (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε κάμψη

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

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

$M_{j,Rd}$	=	84,87	[kN*m]	Connection resistance for bending
------------	---	-------	--------	-----------------------------------

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,43 < 1,00	verified
---------------------------------	-------------	----------

Σχήμα 6-23: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε κάμψη (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε διάτμηση

$F_{tj,Rd,N}$ – Bolt row resistance for simple tension
 $F_{tj,Ed,N}$ – Force due to axial force in a bolt row
 $F_{tj,Rd,M}$ – Bolt row resistance for simple bending
 $F_{tj,Ed,M}$ – Force due to moment in a bolt row
 $F_{tj,Ed}$ – Maximum tensile force in a bolt row
 $F_{vj,Rd}$ – Reduced bolt row resistance
 $F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
 $F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$
 $V_{j,Rd} = 784,18 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear}$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verified}$

Σχήμα 6-24: Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε διάτμηση (Robot Structural Analysis)

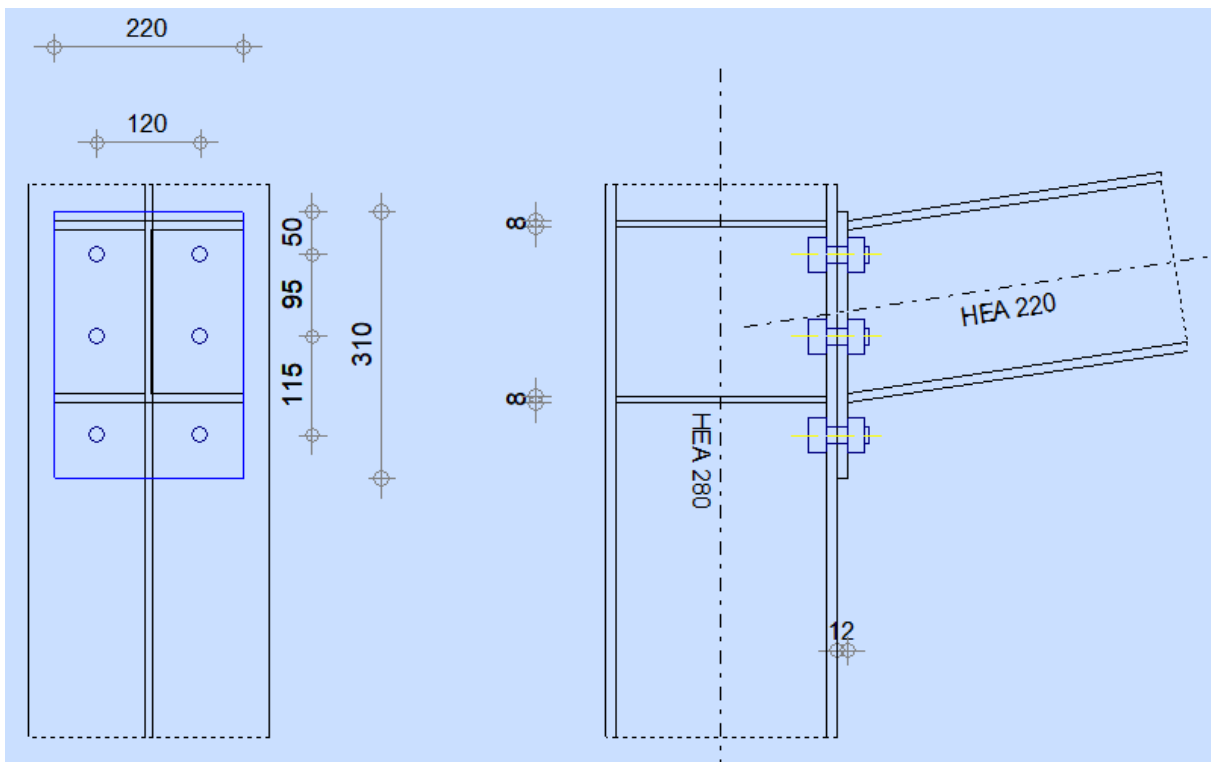
- Έλεγχος συγκόλλησης

WELD RESISTANCE

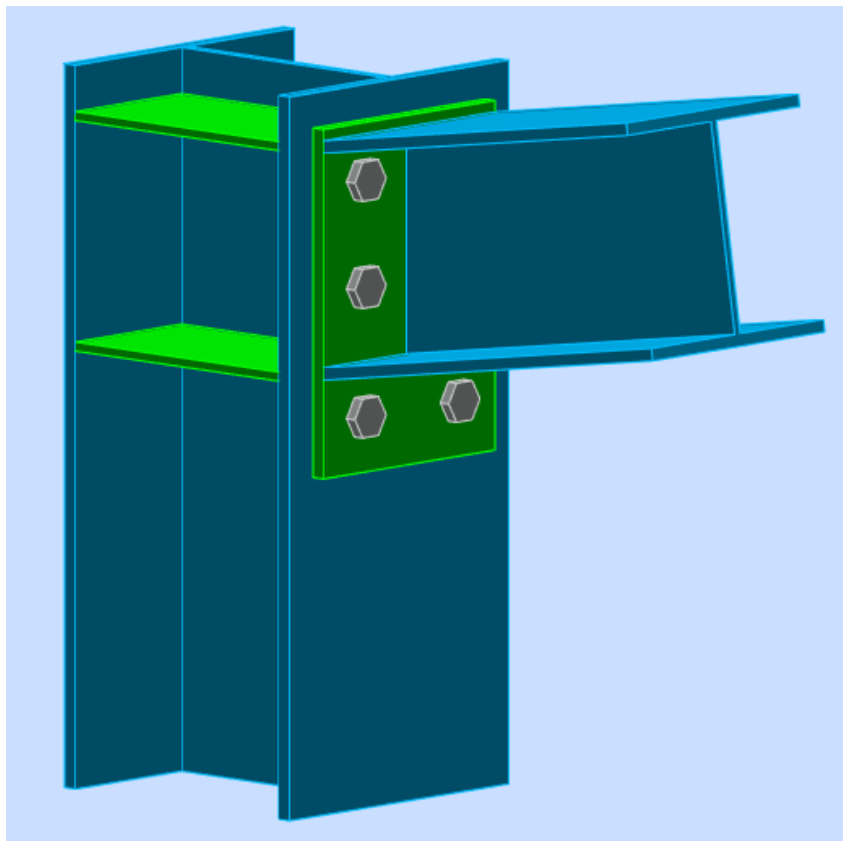
$A_w =$	78,90	[cm ²]	Area of all welds
$A_{wy} =$	63,52	[cm ²]	Area of horizontal welds
$A_{wz} =$	15,38	[cm ²]	Area of vertical welds
$I_{wy} =$	6932,84	[cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	-43,66	[MPa]	Normal stress in a weld
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-31,18	[MPa]	Stress in a vertical weld
$\tau_{\parallel} =$	0,01	[MPa]	Tangent stress
$\beta_w =$	0,90		Correlation coefficient

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	87,31 < 417,78	verified
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	62,35 < 417,78	verified
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$	43,66 < 338,40	verified

Σχήμα 6-25: Αποτελέσματα ελέγχου συγκόλλησης σύνδεσης υποστυλώματος – κάτω πέλματος δικτυώματος (Robot Structural Analysis)



Σχήμα 6-26: Διαστάσεις σύνδεσης υποστυλώματος με κάτω πέλαμα δικτυώματος



Σχήμα 6-27: Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης υποστυλώματος με κάτω πέλαμα δικτυώματος

6.7 Σύνδεση τεγίδας

Οι τεγίδες συνδέονται αμφιαρθρωτά μεταξύ των κύριων φορέων. Η σύνδεσή τους γίνεται στο άνω πέλμα του δικτυώματος. Από τη στιγμή που η τεγίδα συνδέεται αμφιαρθρωτά πάνω στο ζύγωμα η σύνδεσή της δεν καταπονείται από ροπή, παρά μόνο από τέμνουσα και αξονική. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για την σύνδεση της τεγίδας προέρχονται από αξονικά φορτία τα οποία είναι $V_{Ed}=9.50$ kN και $N_{Ed}=71.56$ kN

$$F_{v,Ed} = \sqrt{(F_x)^2 + (F_y)^2} = \sqrt{(9.50)^2 + (71.56)^2} = 72.18 \text{ kN} \quad (6.31)$$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση M16 (8.8)

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot a_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{1 \cdot 0.6 \cdot 2.01 \cdot 80}{\gamma_{M2}} \cdot 2 = 154 \text{ kN} \quad (6.32)$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

κατά x-x:

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{25}{3 \cdot 18}; \frac{40}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4}; \frac{80}{49}; 1 \right\} = 0.46 \quad (6.33)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2.80 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.70; 2.50 \right\} = \left\{ 2.80 \cdot \frac{35}{18} - 1.70; 2.50 \right\} = 2.50 \quad (6.34)$$

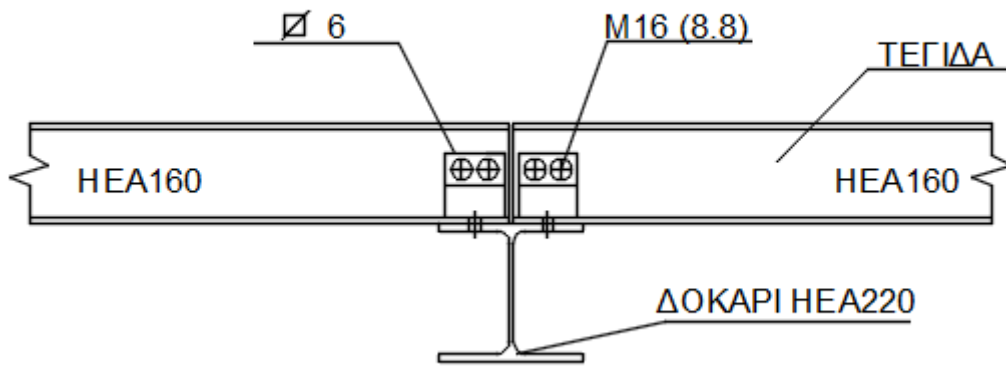
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2.50 \cdot 0.46 \cdot 49 \cdot 1.6 \cdot 0.6}{1.25} = 72.13 > \frac{F_x}{2} = \frac{71.56}{2} = 35,78 \text{ kN} \quad (6.35)$$

κατά y-y:

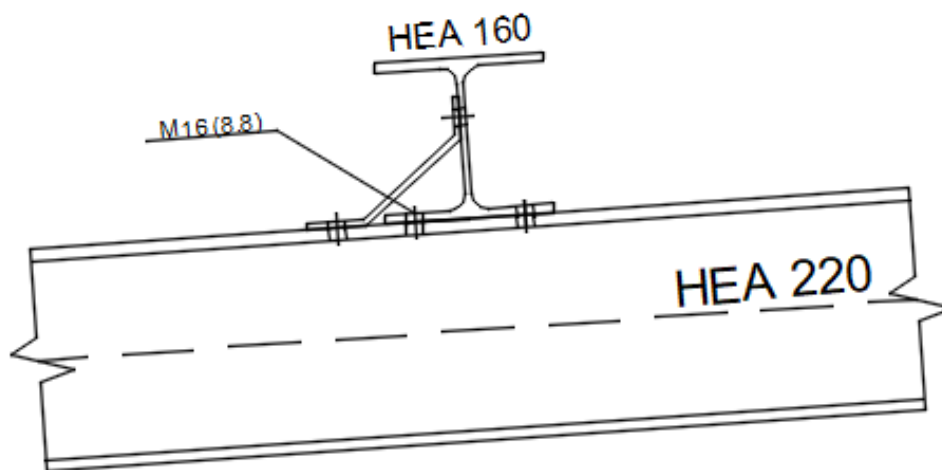
$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_2}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{3 \cdot 18}; \frac{80}{49}; 1 \right\} = 0.65$$

$$k_1 = \min \left\{ 2.80 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.70; 2.50 \right\} = \left\{ 2.80 \cdot \frac{35}{18} - 1.70; 2.50 \right\} = 2.50$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2.50 \cdot 0.65 \cdot 49 \cdot 1.6 \cdot 0.6}{1.25} = 61.15 > \frac{F_y}{2} = \frac{9.50}{2} = 4.75 \text{ kN}$$



Σχήμα 6-28: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα



Σχήμα 6-29: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα

6.8 Προϋπολογισμός

Ένας πρόχειρος προϋπολογισμός μπορεί να γίνει με βάση του μάζα του μεταλλικού σκελετού της κατασκευής και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των πάνελ.

Πίνακας 6.4: Μάζες μελών κατασκευής

Μέλη	Μάζα kg
Άνω – Κάτω πέλματα δικτυώματος	18674
Ορθοστάτες	3060
Διαγώνιες δοκοί δικτυώματος	4566
Υποστυλώματα	6263
Τεγίδες	16441
Κάτω οριζόντιες δοκοί	2664
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	2958
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	1904
Μετωπικά υποστυλώματα	4430
Μηκίδες	33075
Κεφαλοδοκοί	2865
Σύνολο	96900
Βάρος χάλυβα (kg/m ²)	37.72

Πίνακας 6.5: Εμβαδόν κάλυψης των πάνελ

Τμήμα	Εμβαδόν (m ²)
Περιμετρική κάλυψη	1292
Κάλυψη στέγης	950.40
Σύνολο	2242.40

Πίνακας 6.6: Προϋπολογισμός

Υλικό/Εργασία	Ποσότητα	Τιμή Μονάδος	Κόστος
Μεταλλικός σκελετός	96900 kg	3.00 €/kg	290.700 €
Πάνελ	2542.40 m ²	20 €/m ²	50.848 €
Συνδέσεις	15% του κόστους του μεταλλικού σκελετού		44.452 €
			386.000 €

Άρα το συνολικό κόστος είναι: 386.000 €

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι.: (2003) «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βαλτάς Θ., Διπλωματική εργασία (2018), «Σχεδιασμός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης από μεταλλικό κυλινδρικό στέγαστρο», Αθήνα
4. Βασιλείου Ν., Μεταπτυχιακή εργασία (2018) «Σχεδιασμός αθλητικού κέντρου από μεταλλική κατασκευή», Αθήνα
5. Λάμπρου Ε., Διπλωματική εργασία (2021), «Σχεδιασμός και ανάλυση καμπύλου μεταλλικού στεγάστρου», Αθήνα
6. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. (EN 1991-1-1)
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
9. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Θερμικές δράσεις, (EN 1991-1-5)
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για κτίρια. (EN 1993-1-1)
11. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1)
12. <https://www.kamaridis.gr>
13. Τεχνικά στοιχεία αθλητικών εγκαταστάσεων από τη ΓΕΝΙΚΗ ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ: ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Έχοντας θέσει ως loadcases:

- 1 DL1
- 2 DL2
- 3 LL
- 4 SN1
- 5 SN2
- 6 TEMP1
- 7 TEMP2
- 8 WIND1
- 9 WIND2

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
13 (C)	1.35(1+2)+1.50*	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50
14 (C)	1.35(1+2)+1.50*	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75
15	1.35(1+2)+1.50*	Combination of	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75
16 (C)	1.35(1+2)+1.50*	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+8*0.90
17 (C)	1.35(1+2)+1.50*	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+9*0.90
18 (C)	1.35(1+2)+1.50*	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90
19 (C)	1.35(1+2)+1.50*	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+7*0.90
20 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	3*1.50+4*0.75+8*0.90+(1+2)*1.35
21 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+8*0.90
22 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+9*0.90
23 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+9*0.90
24 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(8+6)*0.90
25 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(8+6)*0.90
26 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(9+6)*0.90

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
26 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(9+6)*0.90$
27 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(6+9)*0.90$
28 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+8)*0.90$
29 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+8)*0.90$
30 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75+(7+9)*0.90$
31 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.75+(7+9)*0.90$
32 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50$
33 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50$
34 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+8*0.90$
35 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+9*0.90$
36 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+8*0.90$
37 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+9*0.90$
38 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+6*0.90$
39 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+6*0.90$
40 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+7*0.90$
41 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+7*0.90$
42 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(6+8)*0.90$
43 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(6+8)*0.90$
44 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(6+9)*0.90$
45 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(6+9)*0.90$
46 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(7+8)*0.90$
47 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(7+8)*0.90$
48 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+(7+9)*0.90$
49 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+(7+9)*0.90$
50 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50$
51 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50$
52 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+4*0.75$
53 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+5*0.75$
54 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+4*0.75$
55	1,35*(1+2)+1,50	Combination of	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+5*0.75$
56 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+6*0.90$
57 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+7*0.90$
58 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+6*0.90$
59 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+7*0.90$
60 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+4*0.75+6*0.90$
61 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+4*0.75+6*0.90$
62 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+5*0.75+6*0.90$
63 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+5*0.75+6*0.90$
64 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+4*0.75+7*0.90$
65 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+4*0.75+7*0.90$
66 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+8*1.50+5*0.75+7*0.90$
67 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+9*1.50+5*0.75+7*0.90$
68 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+6*1.50$
69 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+7*1.50$
70 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+6*1.50+4*0.75$
71 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+6*1.50+5*0.75$
72 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+7*1.50+4*0.75$
73 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+7*1.50+5*0.75$
74 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+6*1.50+8*0.90$
75 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+6*1.50+9*0.90$
76 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+7*1.50+8*0.90$
77 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+7*1.50+9*0.90$
78 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+6*1.50+4*0.75+8*0.90$
79 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+7*1.50+4*0.75+8*0.90$
80 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+6*1.50+5*0.75+8*0.90$
81 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+7*1.50+5*0.75+8*0.90$

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
82 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+6*1.50+4*0.75+9*0.90
83 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+6*1.50+5*0.75+9*0.90
84 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+7*1.50+5*0.75+9*0.90
85 (C)	1,35*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+7*1.50+4*0.75+9*0.90
86 (C)	1,00*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+8*1.50
87 (C)	1,00*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+9*1.50
88 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+4*0.75+8*1.50
89 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+5*0.75+8*1.50
90 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+4*0.75+9*1.50
91 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+5*0.75+9*1.50
92 (C)	1,00*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+8*1.50+6*0.90
93 (C)	1,00*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+8*1.50+7*0.90
94 (C)	1,00*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+9*1.50+6*0.90
95 (C)	1,00*(1+2)+1,50	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+9*1.50+7*0.90
96 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+4*0.75+8*1.50+6*0.90
97 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+5*0.75+8*1.50+6*0.90
98 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+4*0.75+9*1.50+6*0.90
99 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+5*0.75+9*1.50+6*0.90
100 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+4*0.75+8*1.50+7*0.90
101 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+5*0.75+8*1.50+7*0.90
102 (C)	1,00*(1+2)+0,75	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+5*0.75+9*1.50+7*0.90
105 (C) (CQC)	1,00*(1+2)+1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2+103)*1.00+104*0.30
106 (C) (CQC)	1,00*(1+2)+1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2+104)*1.00+103*0.30
107 (C) (CQC)	1,00*(1+2)-1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+103*-1.00+104*0.30
108 (C) (CQC)	1,00*(1+2)+1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2+103)*1.00+104*-0.30
109 (C) (CQC)	1,00*(1+2)-1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+103*-1.00+104*-0.30
110 (C) (CQC)	1,00*(1+2)+1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2+104)*1.00+103*-0.30
111 (C) (CQC)	1,00*(1+2)-1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+104*-1.00+103*0.30
112 (C) (CQC)	1,00*(1+2)-1,00	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.00+104*-1.00+103*-0.30
113 (C)	1,35*(1+2)+0,9*	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.35+9*1.86+5*0.75
114 (C)	SLS:CHR/2=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+5*0.50
115 (C)	SLS:CHR/3=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+5*0.50+6*0.60
116 (C)	SLS:CHR/4=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+5*0.50+7*0.60
117 (C)	SLS:CHR/6=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00
118 (C)	SLS:CHR/7=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+6*0.60
119 (C)	SLS:CHR/8=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+7*0.60
120 (C)	SLS:CHR/10=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+8*0.60+5*0.50
121 (C)	SLS:CHR/11=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(8+6)*0.60+5*0.50
122 (C)	SLS:CHR/12=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(8+7)*0.60+5*0.50
123 (C)	SLS:CHR/14=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+8*0.60
124 (C)	SLS:CHR/15=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(8+6)*0.60
125 (C)	SLS:CHR/16=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(8+7)*0.60
126 (C)	SLS:CHR/18=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+9*0.60+5*0.50
127 (C)	SLS:CHR/19=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(9+6)*0.60+5*0.50
128 (C)	SLS:CHR/20=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(9+7)*0.60+5*0.50
129 (C)	SLS:CHR/22=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+9*0.60
130 (C)	SLS:CHR/23=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(9+6)*0.60
131 (C)	SLS:CHR/24=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(9+7)*0.60
132 (C)	SLS:CHR/27=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+4*0.50
133 (C)	SLS:CHR/28=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+4*0.50+6*0.60
134 (C)	SLS:CHR/29=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+4*0.50+7*0.60
135 (C)	SLS:CHR/31=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+8*0.60+4*0.50
136 (C)	SLS:CHR/32=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(8+6)*0.60+4*0.50
137 (C)	SLS:CHR/33=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(8+7)*0.60+4*0.50
138 (C)	SLS:CHR/35=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+9*0.60+4*0.50
139 (C)	SLS:CHR/36=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+(9+6)*0.60+4*0.50

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
139 (C)	SLS:CHR/36=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+3)*1.00+(9+6)*0.60+4*0.50$
140 (C)	SLS:CHR/37=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+3)*1.00+(9+7)*0.60+4*0.50$
141 (C)	SLS:CHR/39=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+5*0.50$
142 (C)	SLS:CHR/40=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+5*0.50+6*0.60$
143 (C)	SLS:CHR/41=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+5*0.50+7*0.60$
144 (C)	SLS:CHR/43=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00$
145 (C)	SLS:CHR/44=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+6*0.60$
146 (C)	SLS:CHR/45=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+7*0.60$
147 (C)	SLS:CHR/47=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+5*0.50$
148 (C)	SLS:CHR/48=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+5*0.50+6*0.60$
149 (C)	SLS:CHR/49=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+5*0.50+7*0.60$
150 (C)	SLS:CHR/51=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00$
151 (C)	SLS:CHR/52=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+6*0.60$
152 (C)	SLS:CHR/53=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+7*0.60$
153 (C)	SLS:CHR/55=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+4*0.50$
154 (C)	SLS:CHR/56=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+4*0.50+6*0.60$
155 (C)	SLS:CHR/57=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+8)*1.00+4*0.50+7*0.60$
156 (C)	SLS:CHR/59=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+4*0.50$
157 (C)	SLS:CHR/60=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+4*0.50+6*0.60$
158 (C)	SLS:CHR/61=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+9)*1.00+4*0.50+7*0.60$
159 (C)	SLS:CHR/63=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00$
160 (C)	SLS:CHR/64=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+6*0.60$
161 (C)	SLS:CHR/65=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+7*0.60$
162 (C)	SLS:CHR/67=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+8*0.60$
163 (C)	SLS:CHR/68=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+(8+6)*0.60$
164 (C)	SLS:CHR/69=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+(8+7)*0.60$
165 (C)	SLS:CHR/71=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+9*0.60$
166 (C)	SLS:CHR/72=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+(9+6)*0.60$
167 (C)	SLS:CHR/73=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+5)*1.00+(9+7)*0.60$
168 (C)	SLS:CHR/75=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00$
169 (C)	SLS:CHR/76=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+6*0.60$
170 (C)	SLS:CHR/77=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+7*0.60$
171 (C)	SLS:CHR/79=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+8*0.60$
172 (C)	SLS:CHR/80=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+(8+6)*0.60$
173 (C)	SLS:CHR/81=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+(8+7)*0.60$
174 (C)	SLS:CHR/83=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+9*0.60$
175 (C)	SLS:CHR/84=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+(9+6)*0.60$
176 (C)	SLS:CHR/85=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+4)*1.00+(9+7)*0.60$
177 (C)	SLS:CHR/87=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+5*0.50$
178 (C)	SLS:CHR/88=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+5*0.50$
179 (C)	SLS:CHR/90=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00$
180 (C)	SLS:CHR/91=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00$
181 (C)	SLS:CHR/93=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+8*0.60+5*0.50$
182 (C)	SLS:CHR/94=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+8*0.60+5*0.50$
183 (C)	SLS:CHR/96=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+8*0.60$
184 (C)	SLS:CHR/97=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+8*0.60$
185 (C)	SLS:CHR/99=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+9*0.60+5*0.50$
186 (C)	SLS:CHR/100=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+9*0.60+5*0.50$
187 (C)	SLS:CHR/102=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+9*0.60$
188 (C)	SLS:CHR/103=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+9*0.60$
189 (C)	SLS:CHR/105=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+4*0.50$
190 (C)	SLS:CHR/106=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+4*0.50$
191 (C)	SLS:CHR/108=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+8*0.60+4*0.50$
192 (C)	SLS:CHR/109=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+8*0.60+4*0.50$
193 (C)	SLS:CHR/111=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+6)*1.00+9*0.60+4*0.50$
194 (C)	SLS:CHR/112=1	Linear Combinati	SLS:CH	dead	$(1+2+7)*1.00+9*0.60+4*0.50$