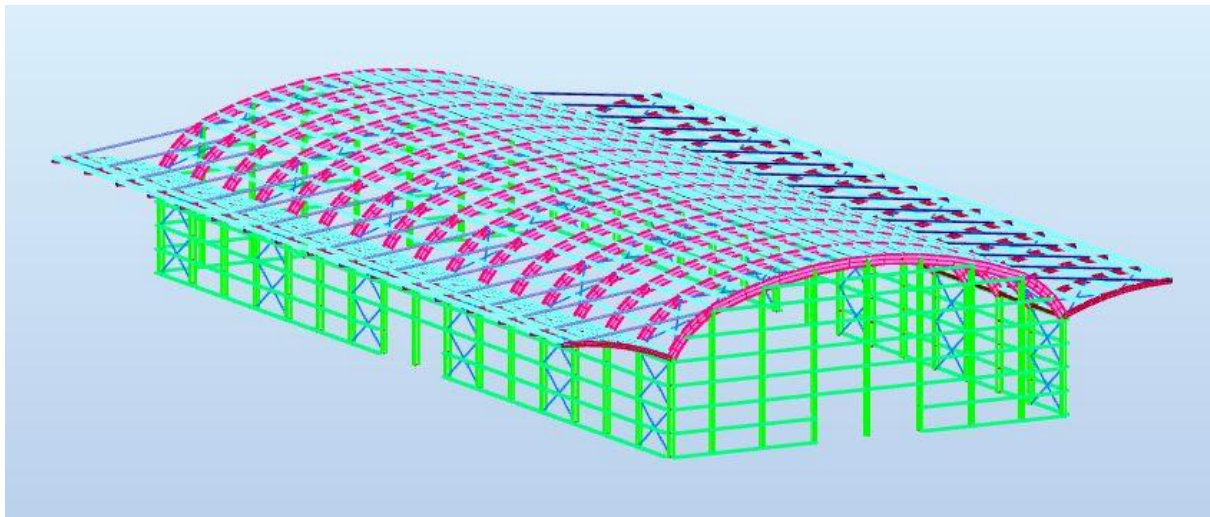




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Σχεδιασμός και Ανάλυση Καμπύλου
Μεταλλικού Στεγάστρου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Λάμπρου Ευάγγελος
Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Ιούλιος 2021
ΕΜΚ ΔΕ 2021/20

Copyright © Λάμπρου Ευάγγελος, Ιούλιος 2021

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 του συγγραφέα. 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 στην χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα. Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από την Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Lamprou Evangelos, July 2021

All rights reserved.

No part of the present thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, for commercial purpose, without the prior written permission of the author. Reproduction, storage and distribution for non-profit, educational or research purposes are permitted, provided the source is acknowledged and this message is retained. Questions regarding the use of the present thesis for profit should be addressed to the author. The approval of the present thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens does not imply acceptance of the views of the author (Law 5343/1932, Article 202).

Λάμπρου Ευάγγελος, Ιούλιος 2021
Σχεδιασμός και Ανάλυση Καμπύλου Μεταλλικού Στεγάστρου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/20
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Lamprou Evangelos, July 2021
Design and Analysis of Steel Shelter with a Curved Roof
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2021/20
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

<i>Περίληψη</i>	- 7 -
<i>Abstract</i>	- 8 -
<i>Ευχαριστίες</i>	- 9 -
<i>Αφιέρωση</i>	- 9 -
1 Περιγραφή του Έργου	- 10 -
1.1 Εισαγωγή.....	- 10 -
1.2 Έμπνευση του στεγάστρου.....	- 11 -
1.3 Αρχιτεκτονική δομή στεγάστρου 1.....	- 12 -
1.3.1 Μήκη δομικών στοιχείων στεγάστρου 1.....	- 14 -
1.4 Εναλλακτική Λύση.....	- 14 -
1.4.1 Κύρια όψη φορέα στεγάστρου 2.....	- 14 -
1.4.2 Μήκη δομικών στοιχείων στεγάστρου.....	- 15 -
1.5 Παρατηρήσεις για τον σχεδιασμό των στεγάστρων.....	- 15 -
1.6 Υλικό Κατασκευής.....	- 16 -
1.6.1 Δομικός Χάλυβας S355.....	- 16 -
1.6.2 Ο χάλυβας ως δομικό στοιχείο.....	- 16 -
1.6.3 Πλεονεκτήματα του δομικού χάλυβα.....	- 17 -
1.6.4 Μειονεκτήματα του δομικού χάλυβα.....	- 17 -
2 Βασικά στοιχεία μεταλλικών στεγάστρων	- 18 -
2.1 Μεταλλικές κατασκευές.....	- 18 -
2.1.1 Πλεονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κατασκευών.....	- 18 -
2.1.2 Μειονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κατασκευών.....	- 19 -
2.1.3 Δομικά στοιχεία στεγάστρου.....	- 19 -
2.1.4 Κύριος Φορέας – Πλαίσιο.....	- 19 -
2.1.5 Αναρτήσεις.....	- 19 -
2.1.6 Τεγίδες.....	- 20 -
2.1.7 Μηκίδες.....	- 21 -
2.1.8 Κεφαλοδοκός.....	- 21 -
2.1.9 Μετωπικά υποστυλώματα.....	- 21 -
2.1.10 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	- 22 -
2.1.11 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	- 23 -
3 Δράσεις Επί της Κατασκευής	- 24 -
3.1 Γενικά.....	- 24 -

3.2	Μόνιμες δράσεις.....	24 -
3.3	Μεταβλητές δράσεις.....	25 -
3.4	Δράσεις ανέμου.....	25 -
3.4.1	Υπολογισμός Πίεσης Ταχύτητας Αιχμής.....	25 -
3.4.2	Εσωτερικές Πιέσεις του Ανέμου.....	28 -
3.4.3	Εξωτερική Οριζόντια Ανεμοπίεση.....	29 -
3.4.4	Εξωτερική πίεση ανέμου στα υποστυλώματα.....	31 -
3.4.5	Πίεση του ανέμου στην στέγη.....	35 -
3.4.6	Πίεση του ανέμου στους προβόλους.....	39 -
3.5	Φορτίο χιονιού.....	48 -
3.5.1	Εύρεση συντελεστών χιονιού ψ_0, ψ_1, ψ_2	48 -
3.5.2	Συντελεστής εκθέσεως C_e	49 -
3.5.3	Θερμικός Συντελεστής C_t	49 -
3.5.4	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ_i	49 -
3.5.5	Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k	53 -
3.5.6	Φορτίο χιονιού κατασκευής.....	54 -
3.6	Σεισμικές δράσεις.....	56 -
3.6.1	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{gR}	56 -
3.6.2	Κατηγορίες Εδάφους.....	57 -
3.6.3	Κατηγορία και σπουδαιότητα κατασκευής.....	58 -
3.6.4	Συντελεστής συμπεριφοράς q	59 -
3.6.5	Δεδομένα αντισεισμικού σχεδιασμού στεγάστρου.....	59 -
3.7	Οριακές Καταστάσεις Κατασκευής.....	60 -
3.7.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	60 -
3.7.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	66 -
4	Προδιαστασιολόγηση και ανάλυση επίπεδων προσομοιωμάτων.....	68 -
4.1	Προσομοίωση Κτιρίου.....	68 -
4.1.1	Γενικά.....	68 -
4.1.2	Κάνναβος σχεδίασης μοντέλων.....	68 -
4.1.3	Προσομοίωση υλικών.....	68 -
4.1.4	Προσομοίωση διατομών.....	69 -
4.1.5	Προσομοίωση στηρίξεων.....	70 -
4.1.6	Τοπικοί άξονες.....	70 -
4.1.7	Προσομοίωση φορτίων.....	71 -

4.2	Ανάλυση στεγάστρων.....	- 74 -
4.2.1	Συνδυασμοί φορτίσεων στο πρόγραμμα ανάλυσης.....	- 75 -
4.3	Μήκη λυγισμού δομικών στοιχείων.....	- 75 -
4.3.1	Διαστασιολόγηση στεγάστρων.....	- 79 -
4.4	Αποτελέσματα.....	- 81 -
4.4.1	Διατομές στεγάστρου 1.....	- 81 -
4.4.2	Διατομές στεγάστρου 2.....	- 82 -
4.4.3	Μάζα πλαισίων στεγάστρων.....	- 82 -
4.4.4	Επιλογή στεγάστρου για ανάλυση στον χώρο.....	- 83 -
5	Προσομοίωση και Ανάλυση Κτιρίου 3D.....	- 84 -
5.1	Κάνναβος κατασκευής.....	- 84 -
5.2	Προσομοίωση διατομών.....	- 85 -
5.3	Προσομοίωση στηρίξεων.....	- 85 -
5.4	Προσομοίωση τρισδιάστατου μοντέλου.....	- 86 -
5.4.1	Προσομοίωση τεγίδων.....	- 86 -
5.4.2	Προσομοίωση μηκίδων.....	- 87 -
5.4.3	Προσομοίωση κεφαλοδοκού.....	- 89 -
5.4.4	Προσομοίωση μετωπικών στύλων.....	- 90 -
5.4.5	Προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας.....	- 91 -
5.5	Προσομοίωση φορτίων.....	- 93 -
5.6	Διαστασιολόγηση φορέα.....	- 96 -
5.6.1	Ομαδοποίηση δομικών στοιχείων φορέα.....	- 97 -
5.6.2	Αποτελέσματα διαστασιολόγησης.....	- 97 -
5.6.3	Αναλυτική παρουσίαση αποτελεσμάτων – Κρίσιμοι συνδυασμοί.....	- 98 -
5.6.4	Εντατικά διαγράμματα φορέα.....	- 99 -
6	Έλεγχος περιορισμού βλαβών & μετακινήσεων.....	- 105 -
6.1	Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	- 105 -
6.1.1	Θεωρία.....	- 105 -
6.2	Έλεγχος μετακινήσεων.....	- 106 -
6.2.1	Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων στεγάστρου.....	- 107 -
6.2.2	Έλεγχος κατακόρυφων μετακινήσεων στεγάστρου.....	- 108 -
7	Συνδέσεις.....	- 109 -
7.1	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.....	- 109 -
7.2	Σύνδεση βάσης υποστυλώματος.....	- 111 -

7.3	Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας καμπύλης.....	- 115 -
7.4	Σύνδεση καμπύλης δοκού – υποστυλώματος.....	- 118 -
8	Υπολογισμός Κόστους Κατασκευής.....	- 123 -
8.1	Κόστος χάλυβα κατασκευής.....	- 123 -
9	Συμπεράσματα	- 124 -
10	Βιβλιογραφία.....	- 125 -
11	Παράρτημα.....	- 127 -
11.1	Παράρτημα φορτίων ανέμου	- 127 -
11.2	Παράρτημα φορτίων χιονιού	- 132 -
11.3	Προσομοίωση και ανάλυση στοιχείων στο επίπεδο.....	- 134 -
11.4	Τεγίδες & μηκίδες – Βασικές πληροφορίες.....	- 141 -
11.5	Προσομοίωση φορτίων ανέμου +Χ φορέα στον χώρο.....	- 144 -
11.6	Αποτελέσματα διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων	- 149 -

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2021 20

Σχεδιασμός και ανάλυση καμπύλου μεταλλικού στεγάστρου

Λάμπρου Ευάγγελος (Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος)

Περίληψη

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού στεγάστρου με καμπύλη στέγη και καμπύλους προβόλους, μήκους 40m και πλάτους 96m. Το κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στην περιοχή του Ελληνικού Αττικής (θέση Πρώην Ανατολικού Αεροδρομίου) και θα χρησιμοποιηθεί ως εκθεσιακό κέντρο. Το υλικό κατασκευής είναι δομικός χάλυβας κατηγορίας S355. Αποτελείται από πλαίσια που επαναλαμβάνονται ανά 6m, τα οποία εδράζονται στο έδαφος ως πάκτωση στον άξονα X και ως άρθρωση στον άξονα Y. Επιλέγεται αυτό το σύστημα θεμελίωσης για να εξασφαλίζεται πλαίσιακή λειτουργία στον ισχυρό άξονα και λειτουργία των συνδέσμων δυσκαμψίας στον ασθενή άξονα. Στην εργασία υπολογίζονται τα στατικά φορτία που είναι τα ίδια βάρη, τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, το κινητό φορτίο στέγης, ο άνεμος και το χιόνι και τα δυναμικά φορτία (σεισμός), πραγματοποιείται διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του φορέα και ελέγχεται η επάρκεια μετακινήσεων και ο περιορισμός βλαβών. Επιπλέον, παρουσιάζονται οι πιο σημαντικές συνδέσεις μεταξύ μελών της κατασκευής και πραγματοποιείται υπολογισμός του συνολικού βάρους του στεγάστρου και του συνολικού κόστους του. Η μελέτη, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιήθηκαν με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis 2017 της Autodesk, σύμφωνα με τους ισχύοντες ευρωπαϊκούς κανονισμούς (ευρωκώδικας 0,1,3,8) και τα ελληνικά εθνικά προσαρτήματα. Ο τελικός στόχος της μελέτης είναι να επιλεγούν οι βέλτιστες διατομές για την μόνωση των μελών του φορέα που θα ικανοποιούν τόσο τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας όσο και τις οικονομικές απαιτήσεις.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021/20

Design and Analysis of Steel Shelter with a Curved Roof

Lamprou Evangelos (supervisor: Thanopoulos Pavlos)

Abstract

The aim of the present thesis is the design, analysis and dimensioning of a steel shelter with a curved roof and curved cantilevers, 40m long and 96m wide. The building will be constructed in Hellinikon, Attica (at the location of the former Eastern Airport) and will be used as an exhibition center. The construction material is S355 Structural Steel. It consists of frames that are repeated every 6m, which are based on the ground, fixed on the X-axis and pinned on the Y-axis. This foundation system is chosen to ensure frame operation on the strong axis and operation of the bracing joints on the weak axis. In the study the static loads, which are the self-weights, the additional permanent loads, the roof's mobile load, the wind and snow as well as the dynamic loads (earthquake) are calculated, the structural elements of the body are dimensioned and the adequacy of movements and the limitation of damages are checked. Moreover, the most important connections between members of the construction are presented and the total weight of the shelter and its total cost are calculated. The study, analysis and dimensioning of the body was carried out using the Autodesk Robot Structural Analysis 2017 program, in accordance with applicable European regulations (Eurocode 0,1,3,8) and the Greek national appendices. The ultimate purpose of the dissertation is to select the optimal cross sections for the formation of the body's members, which will meet both the durability and functionality criteria and the economic requirements.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον λέκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, κύριο Θανόπουλο Παύλο, για την άριστη συνεργασία μας, τις πολύτιμες συμβουλές του και την αποτελεσματική του καθοδήγηση που συνέβαλλαν στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

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

Αφιέρωση

Αφιερώνω την διπλωματική μου εργασία στην μνήμη του πατέρα μου, Αναστασίου Λάμπρου, που ήταν το στήριγμα μου στις όμορφες και δύσκολες στιγμές της ζωής μου.

1 Περιγραφή του Έργου

1.1 Εισαγωγή

Σκοπός της εργασίας είναι η μελέτη, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού στεγάστρου, εμβαδού 3.840m^2 και συνολικού ύψους 16m. Για τον υπολογισμό των δράσεων που καταπονούν την κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν οι ισχύοντες ευρωπαϊκοί κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων
- Ευρωκώδικας 1 – Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός κανονισμός των κατασκευών

Στο 1^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα γενικά στοιχεία της μελέτης και μίας εναλλακτικής λύσης στεγάστρου που θα αναλυθεί μόνο στο επίπεδο. Επιπλέον, αναφέρονται πληροφορίες για το υλικό κατασκευής.

Στο 2^ο κεφάλαιο αναφέρονται τα δομικά στοιχεία από τα οποία αποτελείται η κατασκευή και δίδονται αναλυτικές πληροφορίες για την χρησιμότητα και την συμπεριφορά τους στην κατασκευή.

Στο 3^ο κεφάλαιο υπολογίζονται τα φορτία που ασκούνται στο στέγαστρο. Τα ίδια βάρη και το κινητό φορτίο στέγης, τα φορτία ανέμου με βασική ταχύτητα $V_b=33\text{m/s}$, κατηγορία εδάφους II, που επιβάλλεται στον φορέα με κατεύθυνση 0° και 90° , λόγω συμμετρίας του φορέα. Επίσης, στην στέγη επιβάλλεται φορτίο χιονιού. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική μέθοδος με χρήση του φάσματος του EC8 για σεισμό με επιτάχυνση αναφοράς $a_{gR}=0,16g$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,50$. Τέλος, προσδιορίζονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο 4^ο κεφάλαιο μελετώνται και διαστασιολογούνται τα δύο στέγαστρα στο επίπεδο (επιβάλλονται όλα τα φορτία πλην του ανέμου 90°) και επιλέγεται εκείνο που θα αναλυθεί στον χώρο, με βάση το βάρος και, συνεπώς, το κόστος τους και την αρχιτεκτονική του.

Στο 5^ο κεφάλαιο πραγματοποιείται πλήρης ανάλυση του επιλεγόμενου στεγάστρου, επιλέγονται οι διατομές των δομικών μελών, σύμφωνα με την επάρκεια τους σε ελέγχους διατομής και μελών.

Στο 6^ο κεφάλαιο γίνεται ο έλεγχος περιορισμού βλαβών και ο έλεγχος μετακινήσεων του φορέα.

Στο 7^ο κεφάλαιο διαμορφώνονται τέσσερις βασικές συνδέσεις της κατασκευής. Σύνδεση υποστυλώματος – καμπύλης δοκού, συνδέσμων δυσκαμψίας με το υποστύλωμα, αποκατάσταση συνέχειας στην καμπύλη δοκό και έλεγχος βάσης υποστυλώματος με χρήση μεταλλικής πλάκας και αγκυρίων.

Στο 8^ο κεφάλαιο υπολογίζεται το βάρος της κατασκευής και ένα ενδεικτικό κόστος της.

Στο 9^ο κεφάλαιο αναφέρονται τα βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν κατά την υλοποίηση της εργασίας.

1.2 Έμπνευση του στεγάστρου

Η έμπνευση για την μελέτη του καμπύλου στεγάστρου προήλθε από το Paul Horn Halle, το οποίο είναι ένα από τα 10 συγκροτήματα κτιρίων που απαρτίζουν το εκθεσιακό και εμπορικό κέντρο Messe Stuttgart, το οποίο βρίσκεται στην Στουτγκάρδη της Γερμανίας. Οι νέες εγκαταστάσεις του συγκροτήματος θεμελιώθηκαν το 2007 και ολοκληρώθηκαν μία δεκαετία αργότερα. Η γεωγραφική του θέση (το εκθεσιακό κέντρο Messe Stuttgart βρίσκεται δίπλα στο αεροδρόμιο της πόλης), ο μεγάλος αριθμός μέσων μαζικής μεταφοράς που έχουν σταθμούς σε αυτή την περιοχή, ο πρωτότυπος αρχιτεκτονικός σχεδιασμός του και η διαφήμισή του, προσελκύουν εκατομμύρια εμπόρους, πελάτες και επισκέπτες σε ετήσια βάση.

Το κτίριο Paul Horn Halle (Hall 10) είναι το μεγαλύτερο και πιο σύγχρονο τμήμα του εμπορικού κέντρου. Άνοιξε τις πύλες του το 2018 και καταλαμβάνει έκταση 14.600 τετραγωνικών μέτρων. Οι διαστάσεις του είναι 95 μέτρα μήκος και 153 μέτρα πλάτος. Η αρχιτεκτονική του είναι ιδιαίτερη, καθώς χαρακτηρίζεται από την διαπερατότητα του φωτός και από τις 4 πλευρές του, χάρη στα μεγάλα παράθυρα που διαθέτει και από την ύπαρξη της καμπύλης, ο οποίος είναι και ο λόγος που θα μελετήσουμε το καμπύλο στέγαστρο.



Εικόνα 1.1 Πρόσοψη Paul Horn Halle (Hall 10)



Εικόνα 1.2 Φωτογραφία: Νυχτερινή εικόνα Paul Horn Halle (Hall 10)

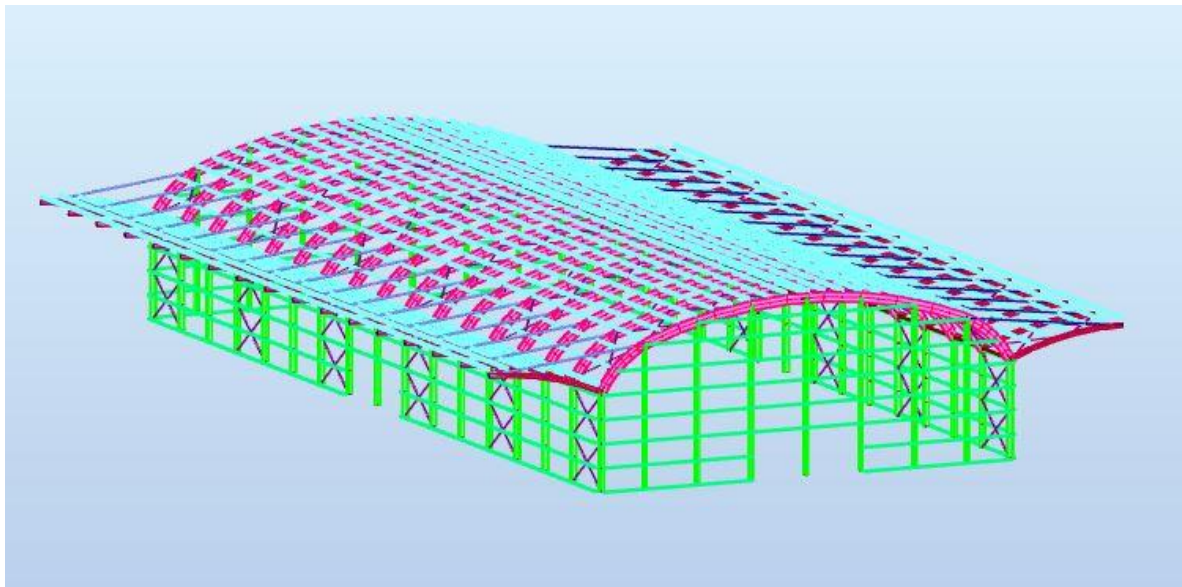
1.3 Αρχιτεκτονική δομή στεγάστρου 1

Αναφέρονται βασικές πληροφορίες για το στέγαστρο 1 και παρουσιάζεται η κύρια όψη, η πλάγια όψη και η κάτοψη του.

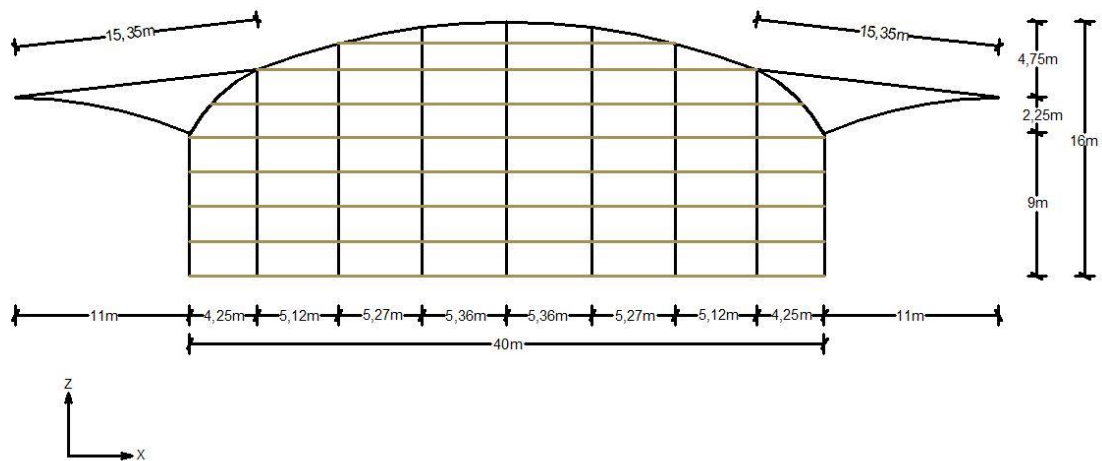
Το στέγαστρο 1 αποτελείται από μία μεγάλη καμπύλη που έχει στραμμένα τα κοίλα της προς τα κάτω και καταλήγει σε δύο υποστυλώματα που συνδέονται με το έδαφος. Δεξιά και αριστερά της καμπύλης και στο σημείο σύνδεσής της με τα υποστυλώματα συνδέονται δύο πρόβολοι, καμπύλης μορφής και αυτοί. Τα άκρα των προβόλων συγκρατούνται από έναν αναρτήρα που καταλήγει σε προκαθορισμένο σημείο της καμπύλης. Για σχεδιαστικούς λόγους, η καμπύλη της στέγης αποτελείται από 3 ανεξάρτητα καμπύλα τμήματα. Δύο μικρές καμπύλες που βρίσκονται στο δεξί και αριστερό τμήμα της στέγης, που ξεκινούν από το σημείο σύνδεσης του υποστυλώματος και της καμπύλης του προβόλου και καταλήγει στο σημείο που συναντά τον αναρτήρα. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι ο φορέας είναι συμμετρικός ως προς τους άξονες y και z.

Οι διαστάσεις του φορέα είναι:

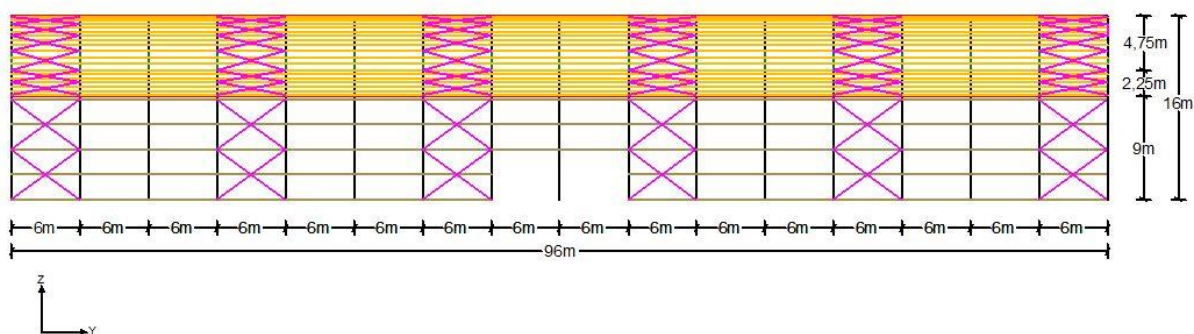
- 40m η απόσταση μεταξύ των 2 υποστυλωμάτων.
- 16m το συνολικό του ύψος, από το έδαφος έως την κορυφή της καμπύλης.
- 9m το ύψος των 2 υποστυλωμάτων
- 96m το πλάτος του φορέα, το οποίο προκύπτει θεωρώντας ότι ο φορέας θα αποτελείται από 16 φατνώματα, όμοια με την πρόσοψη, σε απόσταση 6m μεταξύ τους.
- Το συνολικό εμβαδόν του φορέα εκτιμάται σε $A_{\text{στεγαστρου1}} = 40\text{m} * 96\text{m} = 3840\text{m}^2$.
- Η προβολή των προβόλων στο έδαφος έχει μήκος 11m.



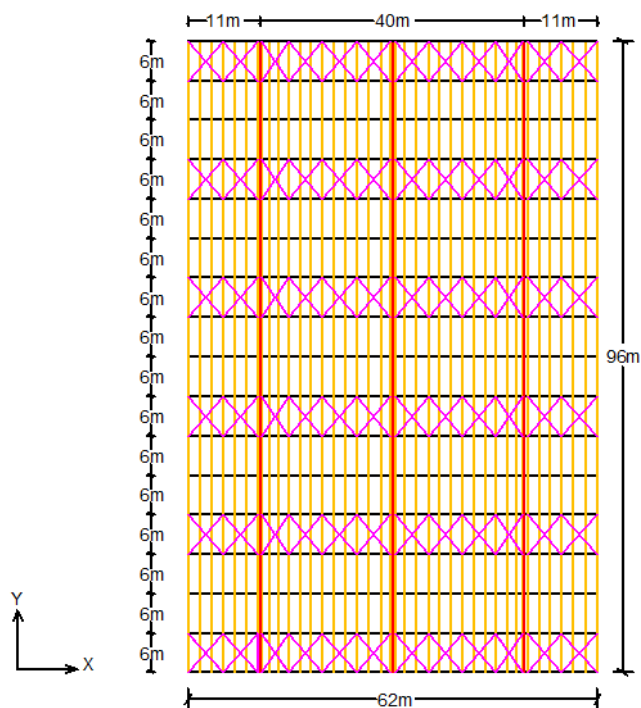
Εικόνα 1.3 Τρισδιάστατη απεικόνιση του στεγάστρου 1 στο πρόγραμμα



Εικόνα 1.4 Πρόσοψη στεγάστρου μελέτης



Εικόνα 1.5 Πλάγια όψη στεγάστρου μελέτης



Εικόνα 1.6 Κάτοψη στεγάστρου μελέτης

1.3.1 Μήκη δομικών στοιχείων στεγάστρου 1

Πίνακας 1.1 Δομικά στοιχεία κύριας όψης στεγάστρου 1 και μήκη

Δομικά Στοιχεία Στεγάστρου 1	Συνολικό Μήκος (m)
Αναρτήρας	15,35
Μεγάλη Καμπύλη	32,26
Μικρή Καμπύλη	5,93
Πρόβολοι	11,30
Υποστυλώματα	9,00

1.4 Εναλλακτική Λύση

Παρουσιάζεται η κύρια όψη του στεγάστρου 2 που θα διαστασιολογηθεί στο επίπεδο. Συγκρίνονται τα δύο κτίρια και επιλέγεται για λύση στον χώρο εκείνο που έχει μικρότερη μάζα και είναι ομορφότερο αρχιτεκτονικά.

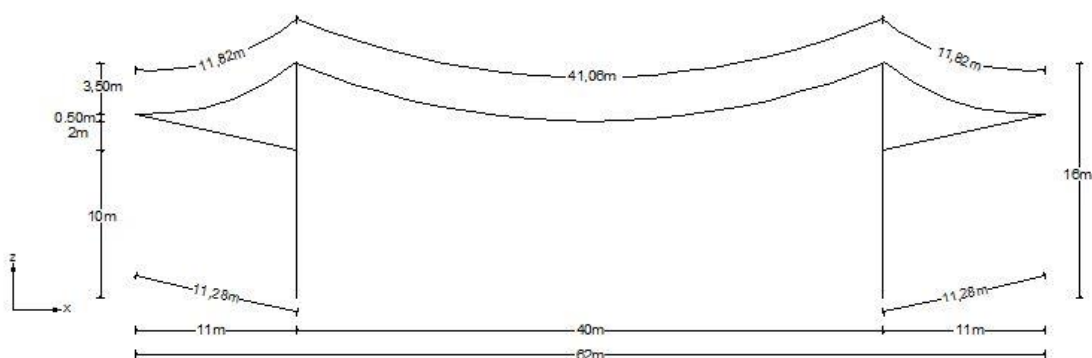
Αναφέρεται η κύρια όψη του στεγάστρου 2 με τις διαστάσεις του, ο τρόπος που σχεδιάζεται στο Autocad και υπολογίζονται τα μήκη όλων των δομικών στοιχείων του φορέα.

1.4.1 Κύρια όψη φορέα στεγάστρου 2

Το στέγαστρο 2 αποτελείται από μία μεγάλη καμπύλη που έχει στραμμένα τα κοίλα της προς τα άνω και τα άκρα της συνδέονται με δύο υποστυλώματα που καταλήγουν στο έδαφος. Δεξιά και αριστερά της καμπύλης και στο σημείο σύνδεσής της με τα υποστυλώματα συνδέονται δύο πρόβολοι, καμπύλης μορφής και αυτοί. Τα άκρα των προβόλων συγκρατούνται από έναν αναρτήρα που καταλήγει σε προκαθορισμένο σημείο της καμπύλης. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι ο φορέας είναι συμμετρικός ως προς τους άξονες y και z.

Οι διαστάσεις του φορέα είναι:

- 40m η απόσταση μεταξύ των 2 υποστυλωμάτων.
- 16m το ύψος των 2 υποστυλωμάτων, που συμπίπτει με το συνολικό ύψος του φορέα.
- 96m το πλάτος του φορέα, το οποίο προκύπτει θεωρώντας ότι ο φορέας θα αποτελείται από 16 φατώματα, όμοια με την πρόσοψη που θα παρουσιάσουμε, με απόσταση 6m μεταξύ τους.
- Το συνολικό εμβαδόν του φορέα εκτιμάται σε $A_{\text{στεγάστρου2}} = 40\text{m} * 96\text{m} = 3840\text{m}^2$.
- Η προβολή των προβόλων στο έδαφος έχει μήκος 11m.



Εικόνα 1.7 Διαστάσεις για τον σχεδιασμό του στεγάστρου 2

1.4.2 Μήκη δομικών στοιχείων στεγάστρου

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται τα μήκη των δομικών στοιχείων που διαμορφώνουν το στέγαστρο 1.

Πίνακας 1.2 Δομικά στοιχεία και μήκη κύριας όψης στεγάστρου 2

Δομικά Στοιχεία Στεγάστρου 2	Συνολικό Μήκος (m)
Αναρτήρας	11,28
Καμπύλη	41,06
Πρόβολοι	11,82
Υποστυλώματα	16,00

1.5 Παρατηρήσεις για τον σχεδιασμό των στεγάστρων

Κατά τον σχεδιασμό των 2 στεγάστρων, επιδιώκεται να υπάρχουν αρκετά κοινά στοιχεία ως προς τις διαστάσεις τους και να διαφέρουν μόνο ως προς την κυρτότητα της καμπύλης και το ύψος των υποστυλωμάτων. Το γεγονός αυτό θα συμβάλει στην αντικειμενικότερη μελέτη της συμπεριφοράς τους, αφού τα φορτία που ασκούνται σε αυτά και, συνεπώς, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που προκύπτουν θα είναι ευκολότερα και αντικειμενικότερα συγκρίσιμα μεταξύ τους. Έτσι, θα επιλεγεί με ορθότερα κριτήρια το στέγαστρο που θα αναλυθεί στον τρισδιάστατο χώρο.

1.6 Υλικό Κατασκευής

Τα δομικά στοιχεία των στεγάστρων συντίθενται από χάλυβα ποιότητας S355.

Στις επόμενες παραγράφους αναφέρονται οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του δομικού χάλυβα S355, βασικές πληροφορίες για αυτό το δομικό υλικό και παρουσιάζονται τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματά του.

1.6.1 Δομικός Χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας S355 είναι η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιείται για την ανάλυση, την διαστασιολόγηση και την κατασκευή των στεγάστρων που μελετώνται στην παρούσα εργασία.

Οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους παρουσιάζονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025. Στον πίνακα παρουσιάζονται οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης) f_u του δομικού χάλυβα S355.

- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210.000\text{MPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,30$
- Μέτρο Διάτμησης $G = 81.000\text{ MPa}$
- Ειδικό Βάρος $\gamma_s = 78,50\text{ kN/m}^3$
- Πυκνότητα $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$
- Συντελεστής Θερμικής Διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100^\circ\text{C}$)
- Τάση Σχεδιασμού $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M, \gamma_M = 1$

Πίνακας 1.3 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025	Πάχος στοιχείου t		Πάχος στοιχείου t	
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)
S355	355	490	325	470

1.6.2 Ο χάλυβας ως δομικό στοιχείο

Ο χάλυβας (ατσάλι) είναι κράμα σιδήρου – άνθρακα που περιέχει λιγότερο από 2,14% κατά βάρος άνθρακα (carbon), λιγότερο από 1,0% μαγγάνιο (manganese) και πάρα πολύ μικρά ποσοστά πυριτίου, φωσφόρου, θείου και οξυγόνου. Οι κραματωμένοι χάλυβες, όπως είναι οι ανοξείδωτοι χάλυβες και οι εργαλειοχάλυβες αποτελούν ειδική κατηγορία χαλύβων που περιέχουν υψηλότερα ποσοστά άλλων μετάλλων. Η ανάμειξη σιδήρου (Fe) σε κράμα μαζί με άνθρακα (C) βελτιώνει πάρα πολύ την αντοχή σε θραύση και σε κρούση, σε σύγκριση με τον καθαρό σίδηρο. Επίσης, υπάρχει και ο ανοξείδωτος χάλυβας, ο οποίος

έχει εξαιρετική αντοχή στην οξείδωση και την διάβρωση και ο οποίος περιέχει περίπου 11% χρώμιο (Cr).

1.6.3 Πλεονεκτήματα του δομικού χάλυβα

Ο δομικός χάλυβας, όπως και όλα τα υπόλοιπα δομικά υλικά έχουν κάποια σημαντικά πλεονεκτήματα που αφορούν τόσο τις ιδιότητες και τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά, όσο και την αγορά του και τον τρόπο χρήσης του στις κατασκευές.

Πιο συγκεκριμένα, τα πλεονεκτήματα του δομικού χάλυβα είναι τα εξής:

- Μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία ως προς το βάρος
- Μείωση των ιδίων βαρών της κατασκευής
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Απαιτήση μικρότερης και οικονομικότερης θεμελίωσης
- Ολκιμότητα – καλή αντισεισμική συμπεριφορά
- Ταχύτητα ανέγερσης Τυποποίηση παραγωγής (βιομηχανικό προϊόν) – ποιοτικός έλεγχος – εργασία εκτός εργοταξίου
- Δυνατότητα μόρφωσης επιθυμητών διατομών
- Μεγάλο πλήθος διατομών που διατίθενται στην αγορά
- Δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του υλικού
- Δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών
- Εύκολος εντοπισμός και αποκατάσταση βλαβών

1.6.4 Μειονεκτήματα του δομικού χάλυβα

Στον αντίποδα υπάρχουν ορισμένα αρνητικά στην χρήση του χάλυβα στις κατασκευές. Τα μειονεκτήματα του δομικού χάλυβα είναι τα εξής:

- Μεγάλο κόστος πρώτης ύλης
- Ανάγκη πυροπροστασίας
- Ανάγκη προστασίας από τη διάβρωση
- Ανάγκη συντήρησης
- Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων
- Λιγότερη τεχνογνωσία στην Ελλάδα

2 Βασικά στοιχεία μεταλλικών στεγάστρων

Στο κεφάλαιο αυτό αναφέρονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της κατασκευής μεταλλικών μονώροφων κτιρίων, παρουσιάζονται τα στοιχεία που απαρτίζουν το στέγαστρο μας και αναλύονται τον σκοπό χρήσης τους και πώς συντίθενται στην κατασκευή.

2.1 Μεταλλικές κατασκευές

Τα τελευταία χρόνια ο δομικός χάλυβας κυριαρχεί στον χώρο των κατασκευών. Τα πρώτα κτίρια που κατασκευάστηκαν από δομικό χάλυβα ήταν βιομηχανικά κτίρια, όπως βιομηχανικές εγκαταστάσεις, στέγαστρα και αποθήκες. Η κατασκευή χαλύβδινων κτιρίων επιτρέπει την δημιουργία στεγάστρων με μεγάλα ανοίγματα, χωρίς την ανάγκη ύπαρξης ενδιάμεσων στηρίξεων (υποστυλωμάτων). Έτσι, δημιουργείται περισσότερος εκμεταλλεύσιμος χώρος, που θα εξυπηρετεί κάθε είδους βιομηχανική δραστηριότητα. Επιπλέον, ένα μεταλλικό κτίριο μπορεί να επεκταθεί γρήγορα και απλά, ακόμη και να αποσυναρμολογηθεί και να μεταφερθεί.

Τα οφέλη αυτού του τρόπου κατασκευής σε συνδυασμό με την υψηλή ποιότητα του δομικού χάλυβα ώθησαν τους μελετητές και κατασκευαστές μηχανικούς να χρησιμοποιήσουν το υλικό αυτό σε μεγαλύτερες και πιο σύνθετες κατασκευές (γέφυρες, σήραγγες, πολυώροφα κτήρια, ιστοί τηλεπικοινωνιών, σιλό).

2.1.1 Πλεονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κατασκευών

- Ο χάλυβας έχει μικρό ίδιον βάρος και μεγάλη αντοχή. Επομένως, μειώνεται το μόνιμο φορτίο της κατασκευής, εξοικονομείται υλικό και χώρος, μειώνεται η αδρανειακή σεισμική δράση και γίνεται πιο απλή η θεμελίωση, ειδικά σε κακής ποιότητας εδάφη.
- Ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκριση σε συνθήκες σεισμού, οφειλούμενη κυρίως στην μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα και στα μικρά αδρανειακά φορτία.
- Μορφολογική ελευθερία και ευκολία επισκευής, τροποποίησης και ενίσχυσης της υπάρχουσας κατασκευής.
- Ομοιογένεια υλικού. Ο δομικός χάλυβας έχει σταθερά χαρακτηριστικά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού. Έτσι, εξασφαλίζεται η ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης και των ελέγχων αντοχής.
- Μονιμότητα υλικού. Εξασφαλίζεται απεριόριστη διάρκεια ζωής στην κατασκευή λόγω αμετάβλητων χαρακτηριστικών στον χρόνο. Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλη συντήρηση.

2.1.2 Μειονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κατασκευών

- Υψηλό κόστος πρώτης ύλης
- Αυξημένη ανάγκη προστασίας από διάβρωση και πυροπροστασίας
- Ανάγκη συντήρησης
- Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων

2.1.3 Δομικά στοιχεία στεγάστρου

Το στέγαστρο που μελετάται αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία:

- Κύριος Φορέας – Πλαίσιο
- Αναρτήρες
- Τεγίδες
- Μηκίδες
- Κεφαλοδοκοί
- Μετωπικά υποστυλώματα
- Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας
- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

2.1.4 Κύριος Φορέας – Πλαίσιο

Οι κύριοι φορείς του στεγάστρου είναι διατεταγμένοι ανά 6m μεταξύ τους. Αποτελούνται από τα υποστυλώματα, την καμπύλη και τους προβόλους. Για τα πλαίσια της κατασκευής επιλέγονται διατομές από την σειρά HEA και HEB. Επιλέγονται πλατύπελμες διατομές διότι προσφέρουν μία ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι του λυγισμού χωρίς να αυξάνεται σημαντικά το βάρος της κατασκευής και, συνεπώς, το κόστος της.

Στον φορέα προβλέπεται πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των φορτίων που την καταπονούν. Έτσι, ο προσανατολισμός των κύριων αξόνων των υποστυλωμάτων και του ζυγώματος έγινε με τρόπο, ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στην βάση τους εντός του επιπέδου του πλαισίου (διεύθυνση X) και αρθρωμένα εκτός αυτού (διεύθυνση Y).

Επιλέγεται αμφίπακτο πλαίσιο και όχι αμφιαρθρωτό για την ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και την μείωση των βελών κάμψης υπό την επιβολή κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων. Αυτό είναι ιδιαίτερος σοβαρό ζήτημα για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (έλεγχος μετακινήσεων, έλεγχος περιορισμού βλαβών) για το υπό μελέτη στέγαστρο που έχει μεγάλα ανοίγματα. Για την επιτυχή εγκατάσταση αμφίπακτου πλαισίου απαιτείται καλής ποιότητας έδαφος θεμελίωσης και συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου.

2.1.5 Αναρτήρες

Οι αναρτήρες είναι δομικά στοιχεία που συμπεριφέρονται ως ελκυστήρες ή θλιπτήρες ανάλογα την φόρτιση που δέχονται κάθε στιγμή. Στο στέγαστρο το ένα άκρο τους συνδέεται στο σημείο επαφής μεταξύ της μικρής και της μεγάλης καμπύλης και το άλλο στο άκρο του προβόλου. Ο βασικός τους ρόλος είναι να συγκρατεί το άκρο του προβόλου και να μην επιτρέπει την δημιουργία μεγάλων βελών που θα δυσχεραίνουν την

λειτουργικότητα του φορέα. Επιπλέον η παρουσία του προβόλου προκαλεί συνθήκες τέτοιες ώστε ο πρόβολος να μην έχει την ύπαρξη ελεύθερου άκρου και να συμπεριφέρεται αμφίπακτα.

Οι αναρτήρες σχεδιάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία έτσι ώστε να μην δέχονται άλλα φορτία, πλην του ίδιου βάρους τους. Για αυτόν τον λόγο εμφανίζουν μεγάλες αξονικές δυνάμεις και πολύ μικρές τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης που οφείλονται στα ίδια βάρη. Από την ανάλυση του προγράμματος διαπιστώνεται ότι εμφανίζονται μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις (σε σχέση με τις εφελκυστικές) και η διαστασιολόγηση τους πραγματοποιείται σε θλίψη.

Οι αναρτήρες έχουν μεγάλο μήκος (15,35m) και ο σχεδιασμός τους είναι ιδιαίτερα σημαντικός για την καλή στατική συμπεριφορά του φορέα και την αποφυγή αστοχίας τους. Επιλέγεται κοίλη κυκλική διατομή CHS για την κατασκευή τους, διότι εμφανίζουν καλή συμπεριφορά στην θλίψη.

2.1.6 Τεγίδες

Οι τεγίδες αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που τοποθετούνται στις στέγες των κτιρίων μεταξύ δύο διαδοχικών ζυγμάτων. Κύρια λειτουργία τους είναι να μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (κινητό, άνεμος, χιόνι) στους κύριους φορείς. Ο δευτερεύων ρόλος τους είναι ότι λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα.

Οι αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων κυμαίνονται μεταξύ 1,30m και 4,00m. Η επιλογή της απόστασης κατά τον σχεδιασμό εξαρτάται από την αντοχή και την δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, την μόρφωση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, τον χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής για τις τεγίδες και το μέγεθος των δράσεων. Η οικονομικότητα της επιλεγόμενης διάταξης συνδέεται με σχετικές μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων. Η οικονομικότερη απόσταση είναι ίση προς την ενδεικτική διάσταση των 1,80m. Στο στέγαστρο μελέτης οι τεγίδες διατάσσονται σε αποστάσεις από 1,79m έως 1,84m. Αυτή η απόκλιση οφείλεται στην ιδιομορφία της στέγης (καμπύλο σχήμα).

Οι τεγίδες κατασκευάζονται είτε ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων είτε ως συνεχείς δοκοί. Τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις με τον κύριο φορέα και ευκολία στην ανέγερση. Κατά την καταπόνησή τους από τα φορτία της κατασκευής, αναπτύσσουν μεγάλες καμπτικές ροπές και παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις. Τεγίδες συνεχείς επί δύο διαδοχικών ανοιγμάτων έχουν ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών κατά μήκος τους και μικρές παραμορφώσεις, αλλά απαιτούν συνδέσεις αποκατάστασης της συνέχειας σε πολλές ενδιάμεσες θέσεις.

Η χρήση κοχλιών για τις συνδέσεις στο άνω πέλμα των τεγίδων, δυσχεραίνει την τοποθέτηση των φύλλων επικάλυψης. Στο στέγαστρο οι τεγίδες έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δύο διαδοχικών ζυγμάτων. Οι τεγίδες καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και για την διαστασιολόγηση τους επιλέγεται διατομή από την σειρά IPE.

2.1.7 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι δομικά στοιχεία των μεταλλικών κατασκευών που κατασκευάζονται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων ή μετωπικών στύλων. Η κύρια λειτουργία τους είναι η παραλαβή οριζόντιων φορτίων, κυρίως των ανεμοπιέσεων. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά παρόμοιο τρόπο με αυτόν των τεγίδων και πολλές φορές χρησιμοποιείται η ίδια διατομή.

Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα στοιχεία, αλλά μπορούν να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Στο στέγαστρο μελέτης οι μηκίδες συμπεριφέρονται ως αμφιέριστες δοκοί. Οι συνηθισμένες αποστάσεις μεταξύ των μηκίδων είναι 1,50m έως 2,50m. Στην παρούσα εργασία, οι αποστάσεις των μηκίδων που συνδέουν τα υποστυλώματα είναι 2,18m, ενώ οι μηκίδες των μετωπικών στύλων απέχουν από 1,66m έως 2,18m. Επιλέγεται διατομή από την σειρά ΙΡΕ για την διαστασιολόγησή τους.

2.1.8 Κεφαλοδοκός

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε πλαισίου και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τον άξονα y (συνδέει τα ζυγώματα μεταξύ τους). Οι κύριες λειτουργίες της κεφαλοδοκού είναι:

α) Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν σημαντικό στοιχείο για την συναρμολόγηση του φορέα στην φάση της ανέγερσης, διότι συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά εγκάρσιους φορείς. Η σύνδεση, κατά την φάση αυτή, του νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενό του, μέσω της κεφαλοδοκού, συμβάλει στον προσδιορισμό της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

β) Οι σεισμικές και οι οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης, μέσω των κεφαλοδοκών, παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, μεταφέρονται και ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στην θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερα σημεία απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης.

Οι κεφαλοδοκοί συνδέουν τις κορυφές των υποστυλωμάτων, καθώς και τα μέγιστα σημεία της καμπύλης κάθε πλαισίου. Το στατικό σύστημα των κεφαλοδοκών που επιλέγεται για την κατασκευή είναι να τοποθετηθούν ως αμφιέριστες δοκοί για κατασκευαστικούς λόγους. Επιλέγονται διατομές από την σειρά ΗΕΑ.

2.1.9 Μετωπικά υποστυλώματα

Τα μετωπικά υποστυλώματα ή μετωπικοί στύλοι, όπως αναφέρονται συνηθέστερα, χρησιμοποιούνται για την κάλυψη των μετώπων του κτηρίου. Τοποθετούνται ανά αποστάσεις που αποφασίζει ο μηχανικός. Στο στέγαστρο που μελετάται οι στύλοι εδράζονται στα θεμέλια και στηρίζονται άνω στα πλαίσια. Σκοπός των μετωπικών στύλων είναι:

- Αποτελούν άμεση στήριξη των μηκίδων πρόσοψης και πίσω όψης του στεγάστρου και έμμεση στήριξη της αντίστοιχης πλαγιοκάλυψης.

- Παραλαμβάνουν τα φορτία της επικάλυψης των δύο όψεων (πρόσοψης και πίσω όψης) μέσω των μηκίδων.
- Οι μετωπικοί στύλοι καταπονούνται κυρίως από τα φορτία του ανέμου, οπότε ο προσανατολισμός της διατομής τους γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρό τους άξονας να παραλαμβάνει την ανεμοπίεση. Η βασική καταπόνηση των μετωπικών υποστρωμάτων είναι η κάμψη περί τον ισχυρό τους άξονα και η θλίψη τους εξαιτίας των μόνιμων φορτίων (ίδιου βάρους επικάλυψης στύλων και μηκίδων).

Οι στύλοι του στεγάστρου τοποθετούνται σε αποστάσεις μεταξύ τους που κυμαίνονται από 4,25m έως 5,36m. Για το στέγαστρο μελέτης χρησιμοποιούνται διατομές από τις κατηγορίες HEA ή HEB.

2.1.10 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι, κατά κανόνα, δικτυωτοί φορείς που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το διάστημα μεταξύ των διαδοχικών κύριων φορέων. Ονομάζονται και σύνδεσμοι στέγης. Αν και ονομάζονται «οριζόντιοι», οι σύνδεσμοι αυτοί ακολουθούν την κλίση των ζυγμάτων των κύριων φορέων και δεν είναι επίπεδοι. Επειδή η κλίση τους είναι συνήθως μικρή, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, οι δικτυωτοί αυτοί φορείς επιτρέπεται να θεωρούνται επίπεδοι, δηλαδή παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου. Στο στέγαστρο οι σύνδεσμοι στέγης του καμπύλου τμήματος συνδέονται στο κέντρο βάρους των διατομών του. Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή που ανήκει στην ομάδα διατομών TCAR. Σκοπός των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- Η μεταφορά των οριζόντιων φορτίων (ανεμοπιέσεων), που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης κάθετα στα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας (που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστρωμάτων).
- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων.
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής στην φάση της ανέγερσης για την διευκόλυνση των εργασιών συναρμολόγησης. Η ευστάθεια πρέπει να εξασφαλιστεί και στα ενδιάμεσα στάδια της κατασκευής. Για τον λόγο αυτόν, οι σύνδεσμοι στέγης μορφώνονται με τρόπο που να παρεμποδίζονται οι πλευρικές μετακινήσεις τόσο των μεμονωμένων τμημάτων, όσο και του συνόλου της κατασκευής. Συνεπώς, οι διαστάσεις των συνδέσμων δεν καθορίζονται μόνο βάσει των φορτίων ανέμου. Επίσης, για επιμήκη κτήρια ενδείκνυται να μην διατάσσονται μόνο στα δύο άκρα οι αντανεμικοί σύνδεσμοι.
- Η μείωση του μήκους λυγισμού του καμπύλου τμήματος του κτηρίου, ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη και οικονομικότερη διαστασιολόγησή του.

Για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέγονται κοίλες τετραγωνικές διατομές TCAR.

2.1.11 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην περίπτωση που τα οριζόντια φορτία δρουν κατά την διεύθυνση των κύριων φορέων, παραλαμβάνονται από αυτούς, μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας και μεταφέρονται στην θεμελίωση. Η πλαισιακή λειτουργία προϋποθέτει την διαμόρφωση κόμβων με ικανότητα παραλαβής αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων και καμπτικών ροπών. Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στην θεμελίωση επιτυγχάνεται:

μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων, δικτυωτής μορφής, που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις (αντιανέμοιοι σύνδεσμοι μεταξύ υποστυλωμάτων ή κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας) μέσω αντίστοιχων πλαισίων που θα διαμορφωθούν κατάλληλα.

Σκοπός των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- Η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση του κτηρίου και η μεταφορά τους στην θεμελίωση.
- Η παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν στήριξη στα υποστυλώματα. Τα δύσκαμπτα συστήματα θα πρέπει να διαθέτουν πρόσθετη αντοχή για την παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων πλευρικής στήριξης των υποστυλωμάτων (εκτός της αντοχής που έχουν για να παραλαμβάνουν τα φορτία του ανέμου και του σεισμού). Οι δυνάμεις αυτές φτάνουν στους κατακόρυφους συνδέσμους μέσω των μηκίδων, όπως συμβαίνει με τις τεγίδες και τους οριζόντιους συνδέσμους.
- Η εξασφάλιση προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσής της.
- Η μείωση του μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων του στεγάστρου, ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη και οικονομικότερη διαστασιολόγησή του.

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέγονται κοίλες τετραγωνικές διατομές TCAR.

3 Δράσεις Επί της Κατασκευής

Στο κεφάλαιο αυτό υπολογίζονται οι δράσεις (φορτία) που καταπονούν τα δύο στέγαστρα και προσδιορίζονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων που είναι πιθανόν να ασκηθούν σε αυτά.

3.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεων στις Κατασκευές) σε μία κατασκευή ενεργούν τρία είδη δράσεων βάσει της διακύμανσή τους στον χρόνο:

- *Μόνιμες Δράσεις (G)*, στις οποίες συγκαταλέγονται το ίδιο βάρος της κατασκευής, ο σταθερός εξοπλισμός, οι επιστρώσεις, οι έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και οι διαφορικές καθιζήσεις,
- *Μεταβλητές Δράσεις (Q)*, στις οποίες περιλαμβάνονται τα ωφέλιμα φορτία τις κατασκευής, οι πιέσεις του ανέμου, τα φορτία του χιονιού και τα φορτία από γερανογέφυρες,
- *Τυχηματικές Δράσεις (A)*, οι οποίες οφείλονται σε εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος ή πυρκαγιά.
- *Σεισμικές Δράσεις (E)*

3.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο “Μόνιμες Δράσεις” νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Μόνιμες δράσεις είναι όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ’ όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως είναι το ίδιο βάρος των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, επικαλύψεις και επενδύσεις, ψευδοροφές, υδραυλικά και ηλεκτρικά συστήματα, κλιματιστικά συστήματα. Πιθανές μελλοντικές τροποποιήσεις στα μόνιμα φορτία της κατασκευής θα πρέπει να λαμβάνονται υπ’ όψη στην μελέτη.

Τα μόνιμα φορτία που δρουν στα στέγαστρα που μελετάμε είναι τα ακόλουθα (σε παρένθεση εμφανίζεται το όνομα των φορτίων που δόθηκαν στο πρόγραμμα):

1. Ίδιον βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων

Το ίδιο βάρος χάλυβα προκύπτει από το ειδικό βάρος του χάλυβα ($\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$) επί το εμβαδόν της διατομής διαστασιολόγησης των μελών. Το φορτίο αυτό υπολογίζεται αυτομάτως από το πρόγραμμα.

2. Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία για τα στέγαστρά μας ασκούνται στην δισδιάστατη ανάλυση, μόνο στην στέγη και στους προβόλους. Αυτά είναι το επιφανειακό φορτίο των φύλλων επικάλυψης που ισούται με $q_{\text{επικάλυψης}} = 0,204 \text{ kN/m}^2$ και του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού που ισούται με $q_{\text{H/M}} = 0,150 \text{ kN/m}^2$. Αθροίζοντας τα δύο φορτία, παίρνουμε το

συνολικό επιφανειακό πρόσθετο μόνιμο φορτίο των στεγάστρων.
 $q_{\text{additional}}=0,354 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένων αγαθών και οχημάτων. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους. Έτσι, τα μεταβλητά φορτία προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς και πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Τα μόνιμα φορτία, που υπολογίζονται, είναι το κινητό φορτίο στέγης (LIVELOADS). Θεωρούμε ότι έχουμε μη βατή στέγη και το φορτίο που υπολογίζεται, οφείλεται στην παρουσία κάποιου εργάτη που ανεβαίνει στην στέγη για να πραγματοποιήσει μία επισκευή ή να καθαρίσει την περιοχή.

$q_{\text{live}}=0,50 \text{ kN/m}^2$.

3.4 Δράσεις ανέμου

Σε κάθε κατασκευή μελετάται το φορτίο του ανέμου που την καταπονεί στις τέσσερις διευθύνσεις του ορίζοντα, δηλαδή +X, +Y, -X, -Y. Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα μέλη και διαστασιολογείται ο φορέας με τον δυσμενέστερο συνδυασμό. Στην παρούσα εργασία, εξαιτίας της συμμετρικότητας του φορέα ως προς τους άξονες Y,Z, αρκεί να υπολογιστούν οι άνεμοι με διεύθυνση +X και +Y. Για την προδιαστασιολόγηση σε διασδιάστατο επίπεδο, χρειάζεται ο υπολογισμός μόνο για τον άνεμο +X. Όλη η διαδικασία που ακολουθείται για τον υπολογισμό των δράσεων του ανέμου, περιλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4).

3.4.1 Υπολογισμός Πίεσης Ταχύτητας Αιχμής

3.4.1.1 Κατηγορία εδάφους

Όλες οι περιοχές ταξινομούνται σε κατηγορίες ανάλογα με το ανάγλυφο του εδάφους τους. Μέσα από αυτή τη διαδικασία, προκύπτουν τα ύψη z_0 και z_{min} .

Ακόμη, υπάρχουν άλλα δύο ύψη που χρησιμεύουν στους υπολογισμούς.

Το z_{max} και το $z_{0,II}$.

- z_{max} , είναι το μέγιστο ύψος και λαμβάνεται ίσο με 200m
- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας και ορίζεται από τον πίνακα
- z_{min} , είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον πίνακα
- $z_{0,II}$ είναι το μήκος τραχύτητας της κατηγορίας εδάφους II και ορίζεται από τον ευρωκώδικα

Το στέγαστρο θα κατασκευαστεί στην περιοχή του Ελληνικού Αττικής. Επιλέγω **κατηγορία εδάφους II** - περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.

$z_0=0,05\text{m}$ και $z_{\min}=2\text{m}$

3.4.1.2 Βασική Ταχύτητα του Ανέμου

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $v_{b,0}$, είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $V_{b,0}$, ορίζεται για έναν τυπικό άνεμο στην Ελλάδα σε:

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

Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} \quad (3-1)$$

όπου:

- V_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II
- $V_{b,0}$ είναι θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητα του ανέμου, που σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα και την γεωγραφική θέση κατασκευής του έργου, η τιμή της ισούται με **$V_{b,0} = 33\text{m/s}$**
- C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, η τιμή του οποίου για διάφορες διευθύνσεις ανέμου ισούται με $1 \rightarrow C_{dir} = 1$
- C_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής, η τιμή του οποίου ισούται με $1 \rightarrow C_{season} = 1$

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} = 1 * 1 * 33(\text{m/s}) = 33\text{m/s} \rightarrow V_b = 33\text{m/s}$$

3.4.1.3 Συντελεστής Τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας, $C_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από την σχέση:

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3-2)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}), \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (3-3)$$

όπου:

- $k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$ (3-4)
- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19 * 1 = 0,19 \rightarrow k_r = 0,19$$

Συνολικό ύψος στεγάστρων: $z_e = 16m$

Για, $z_{min}=2m \leq z_e=16m \leq z_{max}=200m$:

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \rightarrow C_r(z) = 0,19 * \ln\left(\frac{16}{0,05}\right) = 1,10 \rightarrow C_{r(z_e=16m)} = 1,10$$

3.4.1.4 Μέση Ταχύτητα Ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $V_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, V_b , και θα προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση:

$$V_m(z) = C_{r(z)} * C_{o(z)} * V_b \quad (3-5)$$

όπου:

- $V_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου
- $C_{r(z)}$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας τον οποίο υπολογίστηκε αναλυτικά παρακάτω
- $C_{o(z)}$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους που ορίζεται στο εθνικό προσάρτημα με τιμή που ισούται με 1 $\rightarrow C_{o(z)}=1$
- V_b είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου

$$V_m(z) = C_{r(z)} * C_{o(z)} * V_b = 1,10 * 1 * 33 = 36,3m/s \rightarrow V_{m(z_e=16m)} = 36,30m/s$$

3.4.1.5 Στροβιλισμός Ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου. Οι προτεινόμενοι κανόνες για τον προσδιορισμό του $I_v(z)$ δίνονται στην παρακάτω εξίσωση:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{[c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)]} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3-6)$$

$$I_v(z) = I_{v(z_{min})}, \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (3-7)$$

όπου:

- k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_1 που θα χρησιμοποιηθεί σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του $k_1=1$.
- z_0 είναι ο συντελεστής τραχύτητας

- $c_{0(z)}$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Λαμβάνεται $c_{0(z)}=1$

Συνολικό ύψος στεγάστρων: $z_e = 16\text{m}$

Για, $z_{\min} = 2\text{m} \leq z_e = 16\text{m} \leq z_{\max} = 200\text{m}$:

$$I_{v(z)} = \frac{k_1}{[c_0(z) * \ln(\frac{z}{z_0})]} = \frac{1}{1 * \ln(\frac{16}{0,05})} = 0,17 \rightarrow I_{v(z_e=16\text{m})} = 0,17$$

3.4.1.6 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_{p(z)}$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$q_{p(z)} = [1 + 7 * I_v(z)] * 0,50 * \rho * V_m^2(z) \quad (3-8)$$

όπου

- $I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού του ανέμου
- 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 και είναι ίση με $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 = 1,25 * 10^{-3} \text{ kN/m}^3$
- $V_{m(z)}$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου

Υπολογίζεται παρακάτω η πίεση ταχύτητας αιχμής για τα δύο στέγαστρα. **Η τιμή της πίεσης ταχύτητας αιχμής για τα δύο στέγαστρα είναι η ίδια, διότι έχουν το ίδιο ύψος $z_e=16\text{m}$**

$$q_{p(z_e)} = [1 + 7 * I_{v(z_e)}] * 0,50 * \rho * V_m^2(z_e) = [1 + 7 * 0,17] * 0,50 * 1,25 * 10^{-3} * (36,3)^2 = 1,82 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{p(z_e=16\text{m})} = 1,82 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2 Εσωτερικές Πιέσεις του Ανέμου

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, W_i , θα λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$W_i = q_p(z_e) * C_{pi} \quad (3-9)$$

όπου:

- $q_{p(z_e)}$ είναι η πίεση της ταχύτητας αιχμής
- z_e είναι το ύψος αναφοράς
- C_{pi} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

3.4.2.1 Συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης λαμβάνει δύο τιμές ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου. Πιο συγκεκριμένα:

- Πίεση ανέμου από μέσα προς τα έξω: $C_{pi,in_out} = 0,20$
- Πίεση ανέμου από έξω προς τα μέσα: $C_{pi,out_in} = -030$

3.4.2.2 Εσωτερική πίεση ανέμου από μέσα προς τα έξω και από έξω προς τα μέσα

Συνεπώς, για $q_{p(z_e)} = 1,82 \text{ kN/m}^2$, $z_e = 16\text{m}$, $C_{pi,in_out} = 0,20$, $C_{pi,out_in} = -030$, υπολογίζονται οι εσωτερικές πιέσεις του ανέμου για τα δύο στέγαστρα

$$W_{i,in_out} = q_{p(z_e)} * C_{pi,in_out} = 1,82 * 0,20 \rightarrow W_{i,in_out} = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

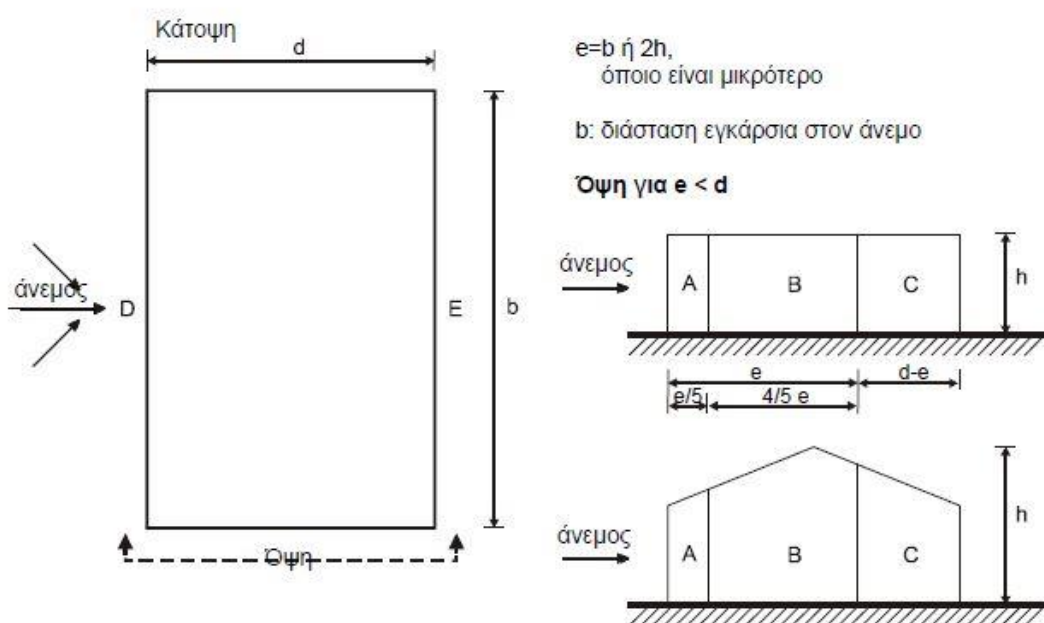
$$W_{i,out_in} = q_{p(z_e)} * C_{pi,out_in} = 1,82 * (-0,30) \rightarrow W_{i,out_in} = -0,55 \text{ kN/m}^2$$

3.4.3 Εξωτερική Οριζόντια Ανεμοπίεση

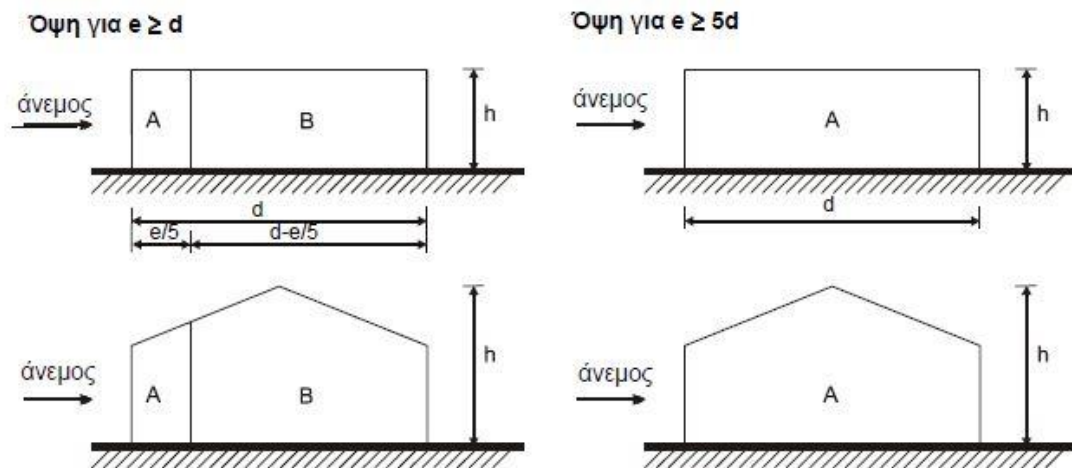
3.4.3.1 Κατανομή πίεσης ανέμου

Εξετάζεται ο τρόπος που κατανέμεται η πίεση του ανέμου στα υποστυλώματα των στεγάστρων.

Για τον προσδιορισμό της εξωτερικής πίεσης των ανέμων +X, +Y στα υποστυλώματα των στεγάστρων εξετάζεται η κάτοψη και η πλευρά των στεγάστρων, όπου χτυπάει ο άνεμος. Η προσήνεμη στον άνεμο πλευρά, χαρακτηρίζεται ως D και η υπήνεμη πλευρά ως E, ενώ οι κάθετες σε αυτές πλευρές χωρίζονται σε ζώνες A,B,C που το πλάτος τους εξαρτάται από τον παράγοντα e. Σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 1 έχουμε:



Σχήμα 3.1 Προσδιορισμός παράγοντα e για e < d



Σχήμα 3.2 Προσδιορισμός παράγοντα e για $e \geq 5d$

Αφού προσδιορίσουμε το εμβαδόν των ζωνών A,B,C,D,E που παρουσιάζονται στο παραπάνω υπόμνημα, συγκρίνεται η τιμή του με τις τιμές 1m^2 και 10m^2 και λαμβάνεται ο συντελεστής C_{pe} . Από τον ευρωκώδικα προσδιορίζεται ο συντελεστής C_{pe} για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Το θετικό πρόσημο του συντελεστή C_{pe} και, συνεπώς, της εξωτερικής πίεσης του ανέμου που καταπονεί τα κατακόρυφα στοιχεία του στεγάστρου (υποστυλώματα και μετωπικοί στύλοι), υποδηλώνει θλιπτικές πιέσεις, ενώ το αρνητικό πρόσημο υποδηλώνει εφελκυστικές πιέσεις.

Στέγαστρο 1

Ύψος υποστυλωμάτων: $h=9\text{m}$

Πλάτος στεγάστρου: $b=40\text{m}$

$h=9\text{m} < b=40\text{m}$ → ομοιόμορφη κατανομή της πίεσης του ανέμου κατά ύψος
 → $q_{p(ze)} = 1,82 \text{ kN/m}^2$ κατά ύψος του υποστυλώματος

Στέγαστρο 2

Ύψος υποστυλωμάτων: $h=16\text{m}$

Πλάτος στεγάστρου: $b=40\text{m}$

$h=16\text{m} < b=40\text{m}$ → έχω ομοιόμορφη κατανομή της πίεσης του ανέμου κατά ύψος
 → $q_{p(ze)} = 1,82 \text{ kN/m}^2$ κατά ύψος του υποστυλώματος

3.4.4 Εξωτερική πίεση ανέμου στα υποστυλώματα

3.4.4.1 Η εξωτερική πίεση του ανέμου στα υποστυλώματα υπολογίζεται από τον τύπο:

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe} \quad (3.10)$$

όπου:

- ✓ W_e είναι η εξωτερική πίεση του ανέμου
- ✓ $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- ✓ C_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

3.4.4.2 Άνεμος +X

Προσδιορίζονται οι πλευρές D, E και οι διαστάσεις b, d για τα δύο στέγαστρα

Στέγαστρο 1

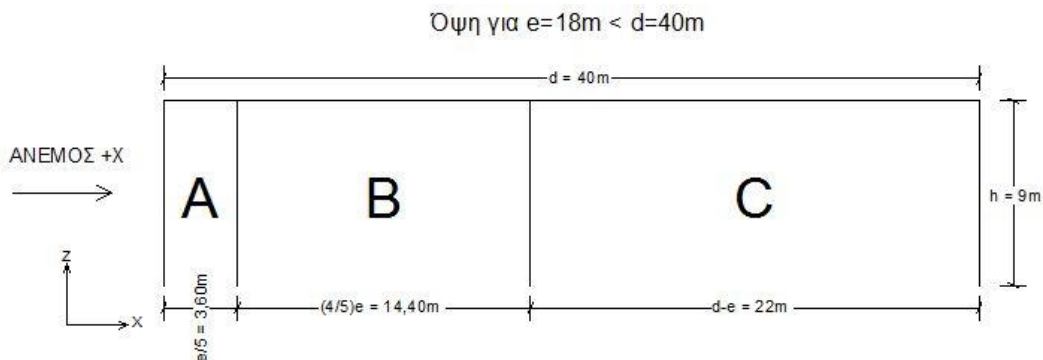
$$d = 40\text{m}$$

$$b = 96\text{m}$$

$$h = 9\text{m}$$

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{96, 2 \cdot 9\} = \min \{96, 18\} \rightarrow e = 18\text{m}$$

Όψη για $e=18\text{m} < d=40\text{m}$



Σχήμα 3.3 Προσδιορισμός ζωνών A,B,C στεγάστρου 1 για άνεμο +X

Από πίνακα 7.1 του ευρωκώδικα για το στέγαστρο 1 υπολογίζεται ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για τις ζώνες A,B,C,D,E, σύμφωνα με το πηλίκo h/d

$$h/d = 9/40 \rightarrow h/d = 0,225$$

Υπολογισμός εμβαδών ζωνών A,B,C,D,E

$$\text{Εμβαδόν ζώνης A} = h \cdot (e/5) = 9 \cdot 3,60 = 32,40\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης B} = h \cdot (4 \cdot e/5) = 9 \cdot 14,40 = 129,60\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης C} = h \cdot (d - e) = 9 \cdot 22 = 198\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης D} = h \cdot b = 9 \cdot 96 = 864\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης E} = h \cdot b = 9 \cdot 96 = 864\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή στα C_{pe} του πίνακα 7.1 και υπολογίζεται η οριζόντια εξωτερική πίεση του στεγάστρου 1 για Άνεμο +X:

$$\text{Ζώνη A: } W_{e,A} = q_{p(ze)} * C_{pe,10(A)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-1,20) \rightarrow W_{e,A} = \mathbf{-2,18 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη B: } W_{e,B} = q_{p(ze)} * C_{pe,10(B)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-0,80) \rightarrow W_{e,B} = \mathbf{-1,46 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη C: } W_{e,C} = q_{p(ze)} * C_{pe,10(C)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-1,20) \rightarrow W_{e,C} = \mathbf{-0,91 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη D: } W_{e,D} = q_{p(ze)} * C_{pe,10(D)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-1,20) \rightarrow W_{e,D} = \mathbf{1,27 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη E: } W_{e,E} = q_{p(ze)} * C_{pe,10(E)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-1,20) \rightarrow W_{e,E} = \mathbf{-0,55 \text{ kN/m}^2}$$

Στέγαστρο 2

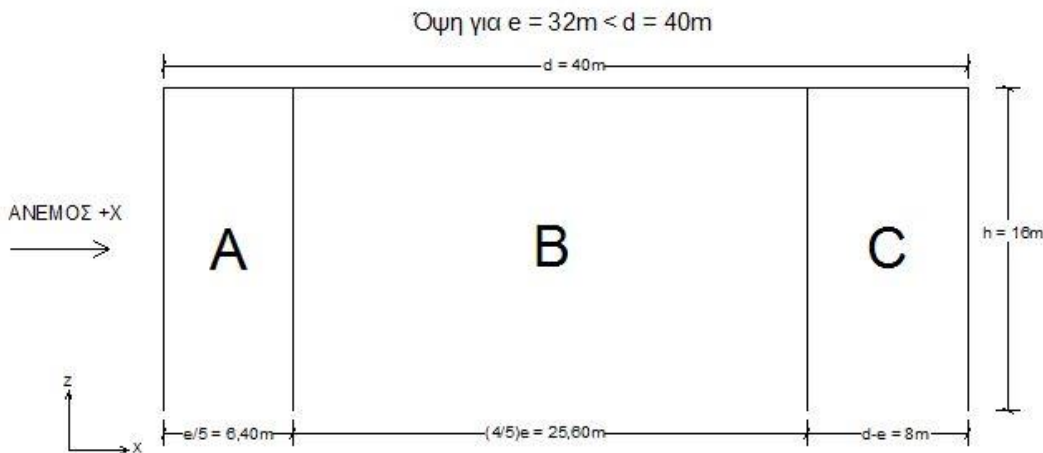
$$d = 40\text{m}$$

$$b = 96\text{m}$$

$$h = 16\text{m}$$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{96, 2*16\} = \min\{96, 32\} \rightarrow e = \mathbf{32\text{m}}$$

Όψη για $e=32\text{m} < d=40\text{m}$



Σχήμα 3.4 Προσδιορισμός ζωνών A,B,C στεγάστρου 2 για άνεμο +X

Από πίνακα 7.1 του ευρωκώδικα για το στέγαστρο 1 υπολογίζεται ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για τις ζώνες A,B,C,D,E, σύμφωνα με το πηλίκο h/d

$$h/d = 16/40 \rightarrow h/d = 0,40$$

Υπολογισμός εμβαδόν ζωνών A,B,C,D,E

$$\text{Εμβαδόν ζώνης A} = h * (e/5) = 16 * 6,40 = \mathbf{102,40\text{m}^2} > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης B} = h * (4 * e/5) = 16 * 25,60 = \mathbf{409,60\text{m}^2} > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης C} = h * (d - e) = 16 * 8 = \mathbf{128\text{m}^2} > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης D} = h * b = 16 * 96 = \mathbf{1536\text{m}^2} > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης E} = h * b = 16 * 96 = \mathbf{1536\text{m}^2} > 10\text{m}^2$$

Εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή στα C_{pe} του πίνακα 7.1 και υπολογίζεται η οριζόντια εξωτερική πίεση του στεγάστρου 2 για Άνεμο +X:

$$\text{Ζώνη A: } W_{e,A} = q_p(z_e) * C_{pe,10(A)} = 1,82(\text{kN/m}^2) * (-1,20) \rightarrow W_{e,A} = -2,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη B: } W_{e,B} = q_p(z_e) * C_{pe,10(B)} = 1,82(\text{kN/m}^2) * (-0,80) \rightarrow W_{e,B} = -1,46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη C: } W_{e,C} = q_p(z_e) * C_{pe,10(C)} = 1,82(\text{kN/m}^2) * (-0,50) \rightarrow W_{e,C} = -0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη D: } W_{e,D} = q_p(z_e) * C_{pe,10(D)} = 1,82(\text{kN/m}^2) * (0,72) \rightarrow W_{e,D} = 1,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη E: } W_{e,E} = q_p(z_e) * C_{pe,10(E)} = 1,82(\text{kN/m}^2) * (-0,34) \rightarrow W_{e,E} = -0,62 \text{ kN/m}^2$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την δισδιάστατη ανάλυση των 2 στεγάστρων, θα χρησιμοποιηθούν μόνο οι εξωτερικές πιέσεις $W_{e,D}$ και $W_{e,E}$. Οι πιέσεις $W_{e,A}$, $W_{e,B}$ και $W_{e,C}$ θα χρησιμεύσουν στην τρισδιάστατη σχεδίαση.

3.4.4.3 Άνεμος +Y

Προσδιορίζονται οι πλευρές D, E και οι διαστάσεις b, d για τα δύο στέγαστρα
Στέγαστρο 1

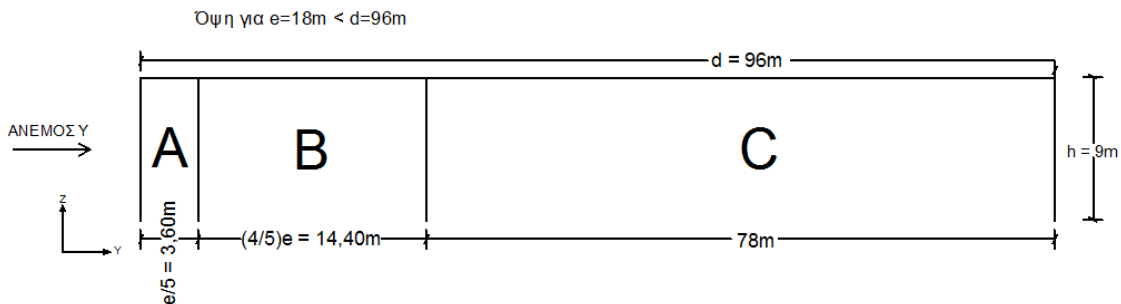
$$b = 40\text{m}$$

$$d = 96\text{m}$$

$$h = 9\text{m}$$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{40, 2*9\} = \min\{40, 18\} \rightarrow e = 18\text{m}$$

Όψη για $e = 18\text{m} < d = 96\text{m}$



Σχήμα 3.5 Προσδιορισμός ζωνών A,B,C στεγάστρου 1 για άνεμο +Y

Από πίνακα 7.1 για το στέγαστρο 2 υπολογίζεται ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για τις ζώνες A,B,C,D,E, σύμφωνα με το πηλίκο h/d

$$h/d = 9/96 \rightarrow h/d = 0,09$$

Υπολογισμός εμβαδών ζωνών A,B,C,D,E

$$\text{Εμβαδόν ζώνης A} = h * (e/5) = 9 * 3,60 = 32,40\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης B} = h * (4 * e/5) = 9 * 14,40 = 129,60\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης C} = h * (d - e) = 9 * 78 = 702\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης D} = h * b = 9 * 40 = 360\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης E} = h * b = 9 * 40 = 360\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή στα C_{pe} του πίνακα 7.1 και υπολογίζεται η οριζόντια εξωτερική πίεση του στεγαστρου 1 για Άνεμο +Y:

$$\text{Ζώνη A: } W_{e,A} = q_p(z_e) * C_{pe,10(A)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-1,20) \rightarrow \mathbf{W_{e,A} = -2,18 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη B: } W_{e,B} = q_p(z_e) * C_{pe,10(B)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-0,80) \rightarrow \mathbf{W_{e,B} = -1,46 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη C: } W_{e,C} = q_p(z_e) * C_{pe,10(C)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-0,50) \rightarrow \mathbf{W_{e,C} = -0,91 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη D: } W_{e,D} = q_p(z_e) * C_{pe,10(D)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (0,68) \rightarrow \mathbf{W_{e,D} = 1,24 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη E: } W_{e,E} = q_p(z_e) * C_{pe,10(E)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-0,26) \rightarrow \mathbf{W_{e,E} = -0,47 \text{ kN/m}^2}$$

Στέγαστρο 2

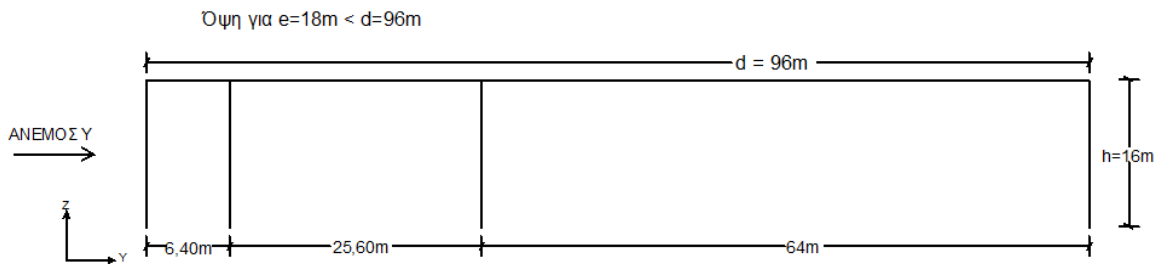
$$b = 40\text{m}$$

$$d = 96\text{m}$$

$$h = 16\text{m}$$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{40, 2*16\} = \min\{40, 32\} \rightarrow \mathbf{e = 32\text{m}}$$

Όψη για $e=32\text{m} < d=96\text{m}$



Σχήμα 3.6 Προσδιορισμός ζωνών A,B,C στεγαστρου 2 για άνεμο +Y

Από πίνακα 7.1 για το στέγαστρο 2 υπολογίζεται ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για τις ζώνες A,B,C,D,E, σύμφωνα με το πηλίκο h/d:

$$h/d = 16/96 \rightarrow h/d = 0,17$$

Υπολογισμός εμβαδών ζωνών A,B,C,D,E

$$\mathbf{\text{Εμβαδόν ζώνης A} = h * (e/5) = 16 * 6,40 = 102,40\text{m}^2 > 10\text{m}^2}$$

$$\mathbf{\text{Εμβαδόν ζώνης B} = h * (4 * e/5) = 16 * 25,60 = 409,60\text{m}^2 > 10\text{m}^2}$$

$$\mathbf{\text{Εμβαδόν ζώνης C} = h * (d - e) = 16 * 78 = 1248\text{m}^2 > 10\text{m}^2}$$

$$\mathbf{\text{Εμβαδόν ζώνης D} = h * b = 16 * 40 = 640\text{m}^2 > 10\text{m}^2}$$

$$\mathbf{\text{Εμβαδόν ζώνης E} = h * b = 16 * 40 = 640\text{m}^2 > 10\text{m}^2}$$

Εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή στα C_{pe} του πίνακα 7.1 και υπολογίζεται η οριζόντια εξωτερική πίεση του στεγαστρου 2 για Άνεμο +Y

$$\text{Ζώνη A: } W_{e,A} = q_p(z_e) * C_{pe,10(A)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-1,20) \rightarrow \mathbf{W_{e,A} = -2,18 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη B: } W_{e,B} = q_p(z_e) * C_{pe,10(B)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-0,80) \rightarrow \mathbf{W_{e,B} = -1,46 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη C: } W_{e,C} = q_p(z_e) * C_{pe,10(C)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-0,50) \rightarrow \mathbf{W_{e,C} = -0,91 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη D: } W_{e,D} = q_p(z_e) * C_{pe,10(D)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (0,69) \rightarrow \mathbf{W_{e,D} = 1,26 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ζώνη E: } W_{e,E} = q_p(z_e) * C_{pe,10(E)} = 1,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} * (-0,28) \rightarrow \mathbf{W_{e,E} = -0,51 \text{ kN/m}^2}$$

3.4.5 Πίεση του ανέμου στην στέγη

Υπολογίζεται η πίεση του ανέμου στην στέγη των υποστυλωμάτων. Αρνητική πίεση του ανέμου σημαίνει ότι η φορά του είναι προς τα πάνω, ενώ θετική πίεση του ανέμου σημαίνει πίεση του ανέμου προς τα κάτω.

3.4.5.1 Άνεμος +X

Στέγαστρο 1

Για τον άνεμο +X, ο ευρωκώδικας 1 παρουσιάζει το σχήμα 7.11 και δίνει σαφείς οδηγίες για τον προσδιορισμό του $C_{pe,10}$ στην παράγραφο 7.2.8 του ευρωκώδικα 1 (δράσεις ανέμου) – Κυλινδρικές στέγες και θόλοι

Από το σχήμα 7.11 του ευρωκώδικα αντλούνται οι εξής πληροφορίες: $h=9m$, $f=7m$, $d=40m$

Ύψος αναφοράς: $z_e=h+f=9+7 \rightarrow z_e=16m$

$f/d = 7/40=0,175 \rightarrow f/d=0,175$

$h/d = 9/40 \rightarrow h/d=0,225$

Εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή στο διάγραμμα που δίδεται στον ευρωκώδικα για f/d και h/d και υπολογίζεται ο συντελεστής πίεσης ανέμου στην στέγη $C_{pe,10}$ για τις ζώνες A,B,C

Πίνακας 3.1 Προσδιορισμός φορτίων στέγης στεγάστρου 1 για άνεμο +X

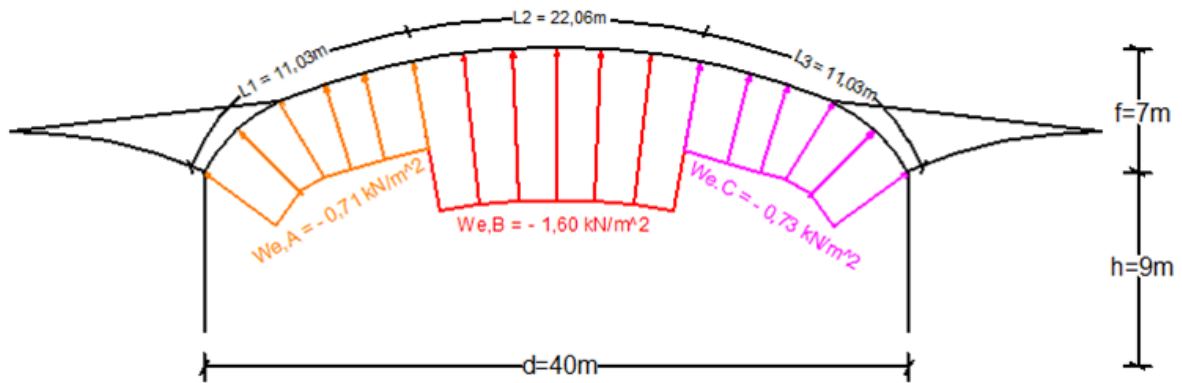
Δεδομένα διαστάσεων στεγάστρου	$h(m)$	9
	$f(m)$	7
	$d(m)$	40
Παράμετροι υπολογισμού $C_{pe,10}$	f/d	0,175
	h/d	0,225
$C_{pe,10}$ για τις 3 ζώνες	$C_{pe,10} (A)$	-0,39
	$C_{pe,10} (A)$	-0,88
	$C_{pe,10} (A)$	-0,4
Πίεση ταχύτητας αιχμής	$q_p(z_e) (kN/m^2)$	1,82
Εξωτερικές πιέσεις στέγης	$W_{e,στέγης} (A) (kN/m^2)$	-0,71
	$W_{e,στέγης} (B) (kN/m^2)$	-1,6
	$W_{e,στέγης} (C) (kN/m^2)$	-0,73
Μήκος επίδρασης πίεσης στην στέγη	$L_A (m)$	11,03
	$L_B (m)$	22,06
	$L_C (m)$	11,03

Εξωτερικές Πιέσεις Ανέμου για το στέγαστρο 1

$W_{e,στεγης(A)} = -0,71 \text{ kN/m}^2$ που ασκείται σε μήκος $L_A=11,03\text{m}$

$W_{e,στεγης(B)} = -1,60 \text{ kN/m}^2$ που ασκείται σε μήκος $L_B=22,06\text{m}$

$W_{e,στεγης(C)} = -0,73 \text{ kN/m}^2$ που ασκείται σε μήκος $L_C=11,03\text{m}$

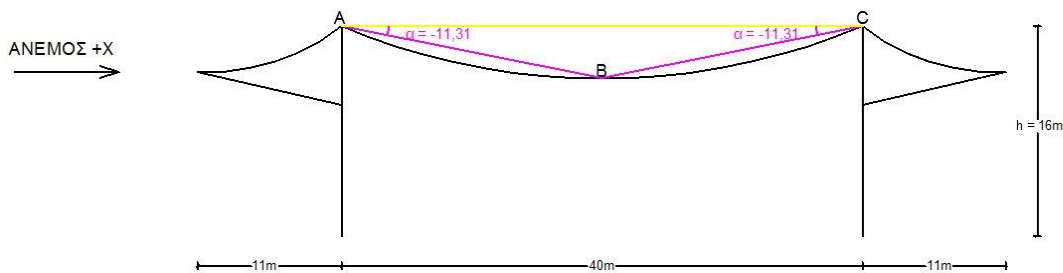


Σχήμα 3.7 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στο στέγαστρο 1

Στέγαστρο 2

Προσομοιώνεται η καμπύλη στέγη του φορέα ως δικλινή στέγη, διότι προσεγγίζει σημαντικά το υπάρχον σχήμα. Για άνεμο $\theta = 0^\circ$ ο ευρωκώδικας δίνει πολύτιμες πληροφορίες για τον υπολογισμό των πιέσεων του ανέμου στην στέγη.

Συνδέονται τα 2 άκρα της καμπύλης με το μέσο της και υπολογίζεται η γωνία που σχηματίζεται σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο. Η γωνία ισούται με $\alpha = -11,31^\circ$ (αρνητική γωνία κλίσης).



Σχήμα 3.8 Προσομοίωση καμπύλης με ευθύγραμμα τμήματα

Για $b=96\text{m}$ και $h=16\text{m}$:

$$e = \min\{b, 2 \cdot h\} = \min\{96, 32\} \rightarrow e = 32\text{m}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες για Άνεμο +X

Από τον πίνακα 7.4α του ευρωκώδικα, υπολογίζεται ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες για Άνεμο +X.

Για $\alpha = -11,31^\circ$ εφαρμόζοντας γραμμική παρεμβολή έχω:

$$\text{Εμβαδόν ζώνης F: } 8 \cdot 3,20 = 25,60\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10(F)} = -2,43$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης G: } 80 \cdot 3,20 = 256\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10(G)} = -1,26$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης Η: } 96 \cdot 16,80 = 1612,80\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10(H)} = -0,86$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης Ι: } 96 \cdot 16,80 = 1612,80\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10(I)} = -0,24$$

$$\text{Εμβαδόν ζώνης J: } 96 \cdot 3,20 = 307,20\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10(J)} = -0,37$$

Εξωτερικές Πιέσεις Ανέμου για το στέγαστρο 2

$$W_{e,καμπύλο,F,2(+X)} = q_{p(ze)} \cdot C_{pe,10(F)} = 1,82 \cdot (-2,43) \rightarrow W_{e,καμπύλο,F,2(+X)} = -4,42 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,καμπύλο,G,2(+X)} = q_{p(ze)} \cdot C_{pe,10(G)} = 1,82 \cdot (-1,26) \rightarrow W_{e,καμπύλο,G,2(+X)} = -2,29 \text{ kN/m}^2$$

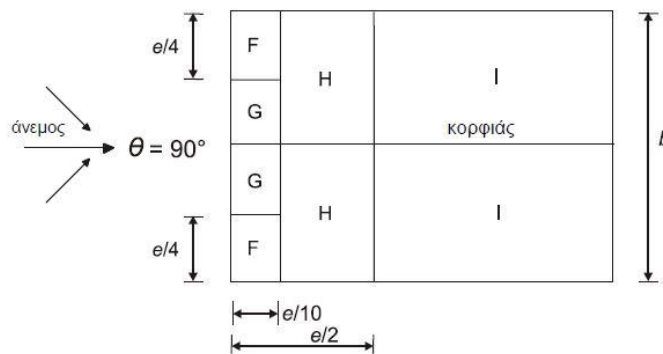
$$W_{e,καμπύλο,H,2(+X)} = q_{p(ze)} \cdot C_{pe,10(H)} = 1,82 \cdot (-0,86) \rightarrow W_{e,καμπύλο,H,2(+X)} = -1,57 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,καμπύλο,I,2(+X)} = q_{p(ze)} \cdot C_{pe,10(I)} = 1,82 \cdot (-0,24) \rightarrow W_{e,καμπύλο,I,2(+X)} = -0,44 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,καμπύλο,J,2(+X)} = q_{p(ze)} \cdot C_{pe,10(J)} = 1,82 \cdot (-0,37) \rightarrow W_{e,καμπύλο,J,2(+X)} = -0,67 \text{ kN/m}^2$$

3.4.5.2 Άνεμος +Y

Προσομοίωση του στεγάστρου 1 ως δικλινή στέγη. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, έχω στέγη με αρνητική γωνία κλίσης $\alpha = -11,31^\circ$.



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

Σχήμα 3.9 Προσομοίωση φοράς ανέμου +Y σε δικλινή στέγη – Διαστάσεις – Προσδιορισμός συντελεστή e

$$\text{Για } b=40\text{m, } d=96\text{m} \text{ και } h=9\text{m} \rightarrow e = \min\{b, 2h\} \rightarrow e = \min\{40, 18\} \rightarrow e=18\text{m}$$

3.4.5.3 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες για Άνεμο +Y

Από τον πίνακα 7.4β του ευρωκώδικα υπολογίζω τον συντελεστή εξωτερικής πίεσης για δικλινή στέγη για Άνεμο +Y

Πίνακας 3.2 Προσδιορισμός συντελεστή φορτίων ανέμου +Y, C_{pe}

Πίνακας 7.4β — 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	

Για $\alpha = -11,31^\circ$ εφαρμόζοντας γραμμική παρεμβολή έχω:

Εμβαδόν ζώνης F: $1,80 \cdot 4,50 = 8,10\text{m}^2 < 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,(8,10\text{m}^2)}(F) = -1,84$

Εμβαδόν ζώνης G: $1,80 \cdot 31 = 55,8\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10}(G) = -1,25$

Εμβαδόν ζώνης H: $9 \cdot 40 = 360\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10}(H) = -0,70$

Εμβαδόν ζώνης I: $40 \cdot 87 = 3480\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10}(I) = -0,60$

Εξωτερικές Πιέσεις Ανέμου για το στέγαστρο 1

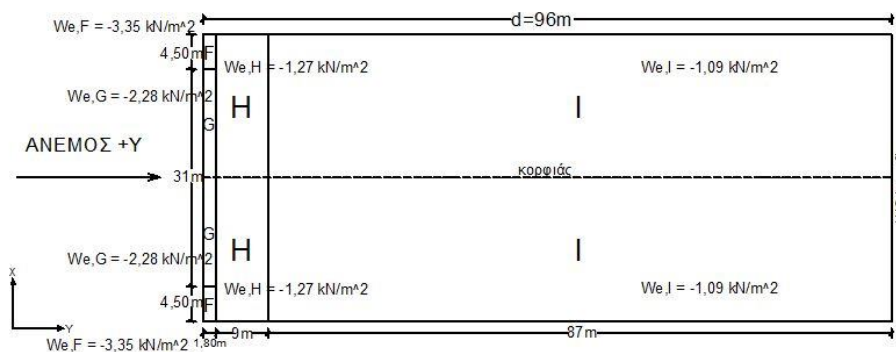
$$W_{e,\text{καμπύλο},F,1 (+Y)} = q_{p(z_e)} \cdot C_{pe,10}(F) = 1,82 \cdot (-1,84) \rightarrow W_{e,\text{καμπύλο},F,1 (+Y)} = -3,35\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,\text{καμπύλο},G,1 (+Y)} = q_{p(z_e)} \cdot C_{pe,10}(G) = 1,82 \cdot (-1,25) \rightarrow W_{e,\text{καμπύλο},G,1 (+Y)} = -2,28\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,\text{καμπύλο},H,1 (+Y)} = q_{p(z_e)} \cdot C_{pe,10}(H) = 1,82 \cdot (-0,70) \rightarrow W_{e,\text{καμπύλο},H,1 (+Y)} = -1,27\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,\text{καμπύλο},I,1 (+Y)} = q_{p(z_e)} \cdot C_{pe,10}(I) = 1,82 \cdot (-0,60) \rightarrow W_{e,\text{καμπύλο},I,1 (+Y)} = -1,09\text{kN/m}^2$$

W_e, στέγης (+Y)



Σχήμα 3.10 Φορτία ανέμου +Y που καταπονούν το στέγαστρο 1

3.4.6 Πίεση του ανέμου στους προβόλους

Προσομοιώνονται οι πρόβολοι των στεγαστρων με ευθύγραμμα τμήματα, με αρχή το σημείο επαφής του με την στέγη και το υποστύλωμα και τέλος το σημείο επαφής του με τον αναρτήρα. Υπολογίζονται τα φορτία του ανέμου που ασκούνται σε αυτά, θεωρώντας τους **προβόλους μονοκλινή στέγαστρα**.

Υπάρχουν 2 τρόποι υπολογισμού των φορτίων του ανέμου στους προβόλους:

A) Ως συγκεντρωμένα φορτία που δίνονται από τον τύπο:

$$F_w = C_s * C_d * C_f * q_p(z_e) * A_{ref}, \quad (3-11)$$

όπου:

- F_w είναι το συγκεντρωμένο φορτίο που υπολογίζουμε
- $C_s * C_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής
- C_f είναι ο καθολικός συντελεστής δύναμης
- $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς

B) Ως κατανεμημένα φορτία που δίνονται από τον τύπο:

$$q_w = q_p(z_e) * C_{p,net}, \quad (3-12)$$

όπου:

- q_w είναι το κατανεμημένο φορτίο που υπολογίζουμε
- $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- $C_{p,net}$ είναι ο συντελεστής τελικής πίεσης

Στην δισδιάστατη ανάλυση (Άνεμος +X) εφαρμόζεται το συγκεντρωμένο φορτίο που καταπονεί τους προβόλους. Στην τρισδιάστατη ανάλυση θα αναχθούν σε κατανεμημένα φορτία, διότι θα επιβληθούν στις τεγίδες.

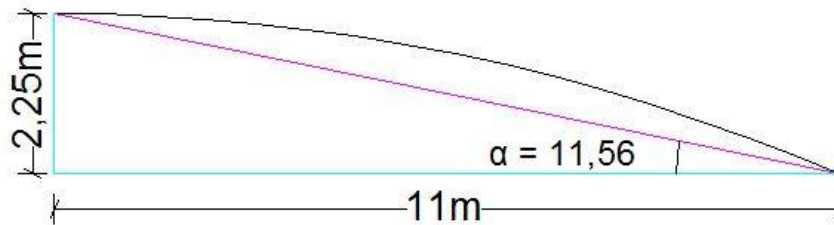
Ο πίνακας 7.6 του ευρωκώδικα δίνει πληροφορίες για τον υπολογισμό του συντελεστή παρεμπόδισης ϕ , του καθολικού συντελεστή δύναμης c_f και του συντελεστή τελικής πίεσης $C_{p,net}$ για μονοκλινή στέγαστρα.

Το συγκεντρωμένο φορτίο του ανέμου που υπολογίζεται, χρησιμοποιείται για την προδιαστασιολόγηση. Στην τρισδιάστατη σχεδίαση του στεγαστρου, μετατρέπεται το συγκεντρωμένο φορτίο του ανέμου σε επιφανειακό. Διαιρείται το συγκεντρωμένο φορτίο με το πλάτος επιρροής του ζυγώματος (βεπιρροής = 6m).

3.4.6.1 Φορτία προβόλων για άνεμο +X

Στέγαστρο 1

Προσομοιώνεται το καμπύλο στέγαστρο του προβόλου με ένα ευθύγραμμο τμήμα με άκρα του τα σημεία αρχής και τέλους του καμπύλου τμήματος.



Σχήμα 3.11 Προσομοίωση προβόλου στεγαστρού 1 με ευθύγραμμο τμήμα

Επιλέγεται συντελεστής παρεμπόδισης $\phi=1$, διότι το στέγαστρο είναι πλήρως φραγμένο με εμπόδιο μόνο προς το υπήνεμο γείσο του (σύνδεσή του με το υποστύλωμα).

Πίνακας 7.6 ευρωκώδικα:

Γωνία κλίσης: $\alpha=11,56^\circ \rightarrow C_{f,max} = +0,56$ και $C_{f,min} = -1,40$

$$A_{ref} = L_{\text{προβόλου}} * b_{\text{επιρροής}} = 11,30 * 6 = 67,8 \text{m}^2$$

$C_s * C_d = 1$, διότι για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m η τιμή του $C_s * C_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1 (κεφάλαιο 6, παράγραφος 6.2). Λαμβάνεται ως ύψος σύγκρισης το άκρο του προβόλου ως το υψηλότερο σημείο του ($h_{\text{προβόλου}} = 11,25\text{m}$)
 $q_p(z_e) = 1,82 \text{kN/m}^2$

Υπάρχουν δύο τιμές για το C_f , με διαφορετικό πρόσημο μεταξύ τους. Αυτό σημαίνει ότι ασκούνται στον πρόβολο 2 διαφορετικά φορτία ανέμου με αντίθετη κατεύθυνση. Θετικές τιμές δείχνουν δράση του ανέμου με φορά προς τα κάτω, ενώ αρνητικές τιμές δείχνουν δράση του ανέμου με φορά προς τα πάνω.

$$F_{w,up} = C_s * C_d * C_{f,min} * q_p(z_e) * A_{ref} = 1 * (-1,40) * 1,82 * 67,8 = -172,89 \text{kN} \rightarrow$$

$$\mathbf{F_{w,up} = -172,89 \text{kN}}$$

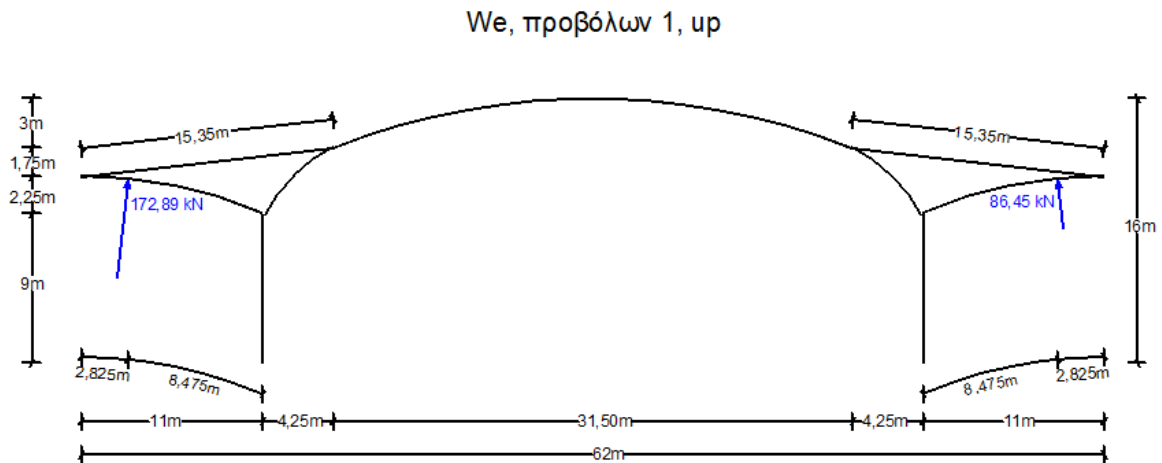
$$F_{w,down} = C_s * C_d * C_{f,max} * q_p(z_e) * A_{ref} = 1 * 0,56 * 1,82 * 67,8 = 69,16 \text{kN} \rightarrow$$

$$\mathbf{F_{w,down} = 69,16 \text{kN}}$$

Η δύναμεις $F_{w,up}$ και $F_{w,down}$ ασκούνται σε απόσταση $L_{\text{προβόλου}}/4 = 2,825\text{m}$ από το άκρο του προβόλου.

Στην υπήνεμη πλευρά του προβόλου ασκείται το μισό φορτίο ανέμου συγκριτικά με την προσήνεμη πλευρά του.

Συγκεντρωμένο Φορτίο Ανέμου προς τα Άνω



Σχήμα 3.12 Συγκεντρωμένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα πάνω (Στέγαστρο 1)

Καταμεμημένο Φορτίο Ανέμου προς τα Άνω

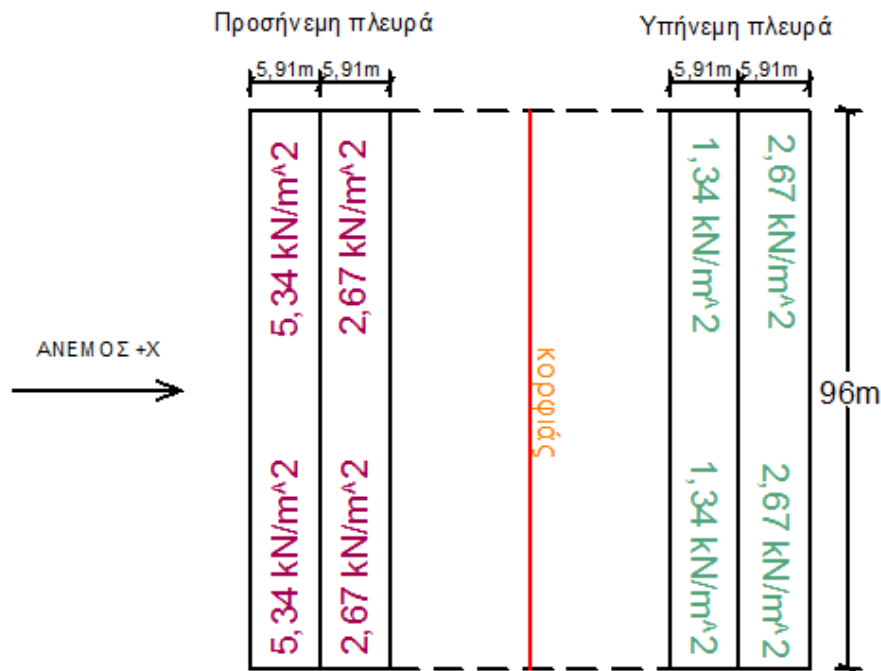
$$F_{w,up} = 172,89 \text{ kN} \rightarrow q_{w,up} = F_{w,up} / b_{επιρροής} \rightarrow q_{w,up} = 172,89 / (6 * 11,30) \rightarrow$$
$$q_{w,up} = 2,55 \text{ kN/m}^2$$

Επειδή το συγκεντρωμένο φορτίο του ανέμου ασκείται σε απόσταση $L_{\text{προβόλου}}/4$ από το άκρο του προβόλου, στο μισό μήκος του προβόλου της προσήνεμης πλευράς (από το συνδεδεμένο με τον αναρτήρα άκρο του προβόλου έως το μέσο του) ασκείται το διπλάσιο φορτίο του $q_{w,up}$ και στο υπόλοιπο μισό μήκος (από το μέσο του προβόλου έως την σύνδεση του με το υποστύλωμα) το φορτίο $q_{w,up}$.

$$q_{w,up} = 2,55 \text{ kN/m}^2$$
$$2 * q_{w,up} = 5,10 \text{ kN/m}^2$$

Αντίστοιχα, στο μισό μήκος του προβόλου της υπήνεμης πλευράς (από το συνδεδεμένο με τον αναρτήρα άκρο του προβόλου έως το μέσο του) ασκείται το διπλάσιο φορτίο του $q_{w,up}/2$ και στο υπόλοιπο μισό μήκος (από το μέσο του προβόλου έως την σύνδεση του με το υποστύλωμα) το φορτίο $q_{w,up}/2$.

$$q_{w,up}/2 = 1,28 \text{ kN/m}^2$$
$$2 * q_{w,up}/2 = 2,55 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 3.13 Κατανεμημένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα πάνω (Στέγαστρο 1)

Συγκεντρωμένο Φορτίο Ανέμου προς τα Κάτω



Σχήμα 3.14 Συγκεντρωμένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα κάτω (Στέγαστρο 2)

Κατανεμημένο Φορτίο Ανέμου προς τα Κάτω

$$F_{w,down} = 69,16 \text{ kN} \rightarrow q_{w,down} = F_{w,up} / b_{επιρροής} \rightarrow q_{w,down} = 69,16 / (6 * 11,30) \rightarrow q_{w,down} = 1,02 \text{ kN/m}^2$$

Επειδή το συγκεντρωμένο φορτίο του ανέμου ασκείται σε απόσταση $L_{\text{προβόλου}}/4$ από το άκρο του προβόλου, στο μισό μήκος του προβόλου της προσήνεμης πλευράς (από το

συνδεδεμένο με τον αναρτήρα άκρο του προβόλου έως το μέσο του) ασκείται το διπλάσιο φορτίο του $q_{w,down}$ και στο υπόλοιπο μισό μήκος (από το μέσο του προβόλου έως την σύνδεση του με το υποστύλωμα) το φορτίο $q_{w,down}$.

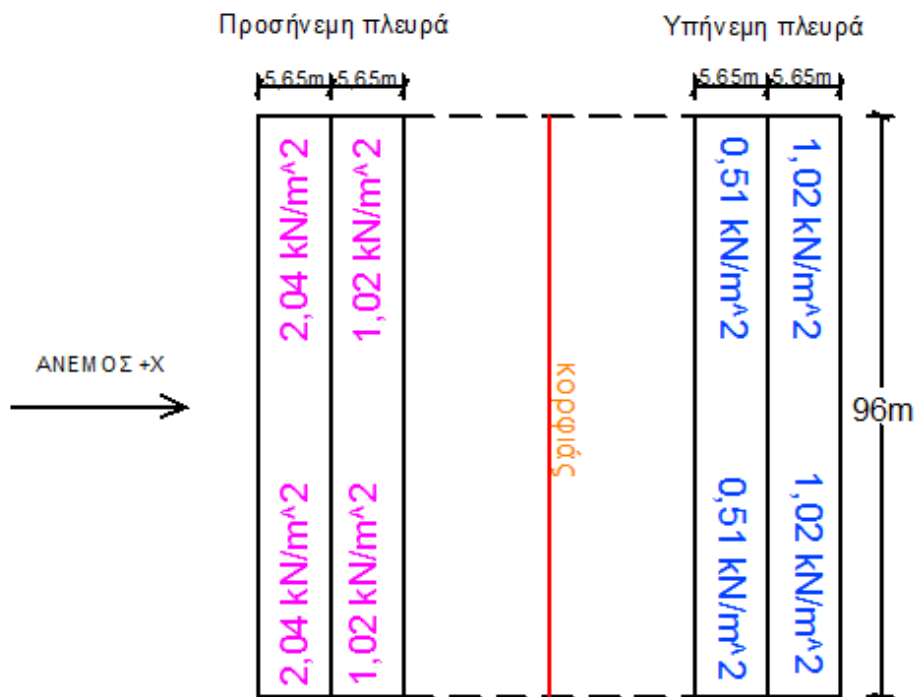
$$q_{w,down} = 1,02 \text{ kN/m}^2$$

$$2 * q_{w,down} = 2,04 \text{ kN/m}^2$$

Αντίστοιχα, στο μισό μήκος του προβόλου της υπήνεμης πλευράς (από το συνδεδεμένο με τον αναρτήρα άκρο του προβόλου έως το μέσο του) ασκείται το διπλάσιο φορτίο του $q_{w,down}/2$ και στο υπόλοιπο μισό μήκος (από το μέσο του προβόλου έως την σύνδεση του με το υποστύλωμα) το φορτίο $q_{w,down}/2$.

$$q_{w,down}/2 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

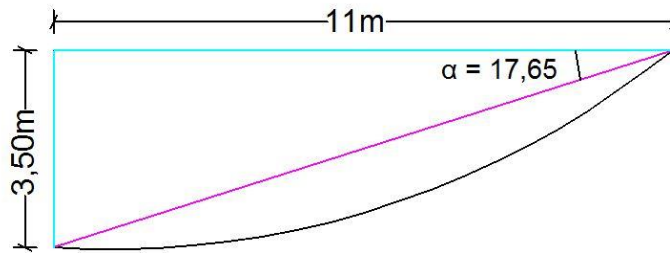
$$2 * q_{w,down}/2 = 1,02 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 3.15 Κατανεμημένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα κάτω (Στέγαστρο 2)

Στέγαστρο 2

Προσομοιώνεται το καμπύλο στέγαστρο του προβόλου με ένα ευθύγραμμο τμήμα με άκρα του τα σημεία αρχής και τέλους του καμπύλου τμήματος



Σχήμα 3.16 Προσομοίωση προβόλου στεγάστρου 2 με ευθύγραμμο τμήμα

Επιλέγεται συντελεστή παρεμπόδισης $\phi=1$, διότι το στέγαστρο είναι πλήρως φραγμένο με εμπόδιο μόνο προς το υπήνεμο γείσο του (σύνδεσή του με το υποστύλωμα)

Πίνακας 7.6 ευρωκώδικα:

Γωνία κλίσης: $\alpha = 17,65^\circ \rightarrow C_{f,max} = +0,75$ και $C_{f,min} = -1,40$,

$$A_{ref} = L_{\text{προβόλου}} * b_{\text{επιρροής}} = 11,82 * 6 = 70,92 \text{m}^2,$$

$C_s * C_d = 1$, διότι για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m η τιμή του $C_s * C_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1 (κεφάλαιο 6, παράγραφος 6.2). Λαμβάνεται ως ύψος σύγκρισης το άκρο του προβόλου ως το υψηλότερο σημείο του ($h_{\text{προβόλου}} = 15\text{m}$)

$$q_p(z_e) = 1,82 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{w,up} = C_s * C_d * C_{f,min} * q_p(z_e) * A_{ref} = 1 * (-1,40) * 1,82 * 70,92 = -180,85 \text{ kN} \rightarrow$$

$F_{w,up} = -180,85 \text{ kN}$

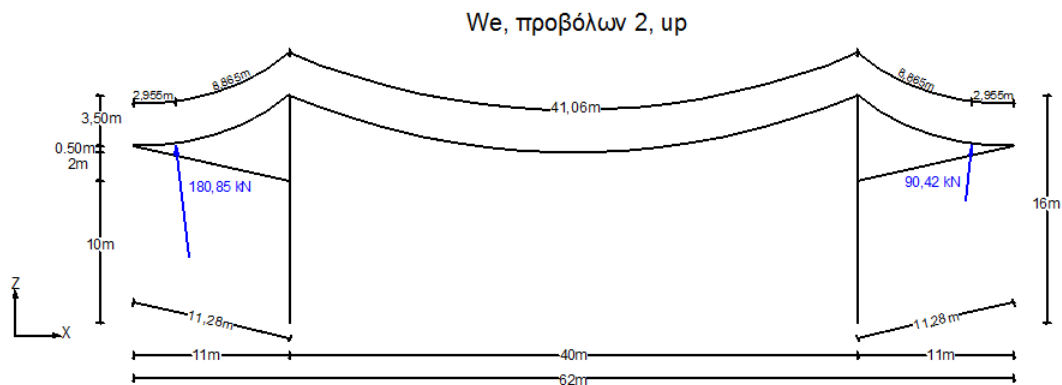
$$F_{w,down} = C_s * C_d * C_{f,max} * q_p(z_e) * A_{ref} = 1 * 0,75 * 1,82 * 70,92 = 97,16 \text{ kN} \rightarrow$$

$F_{w,down} = 97,16 \text{ kN}$

Η δύναμεις $F_{w,up}$ και $F_{w,down}$ ασκούνται σε απόσταση $L_{\text{προβόλου}}/4 = 2,955\text{m}$ από το άκρο του προβόλου.

Στην υπήνεμη πλευρά του προβόλου ασκείται το μισό φορτίο ανέμου συγκριτικά με την προσήνεμη πλευρά του.

Συγκεντρωμένο Φορτίο Ανέμου προς τα Άνω



Σχήμα 3.17 Συγκεντρωμένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα πάνω (Στέγαστρο 2)

Κατανεμημένο Φορτίο Ανέμου προς τα Άνω

$$F_{w,up} = 180,85 \text{ kN} \rightarrow q_{w,up} = F_{w,up} / b_{επιρροής} \rightarrow q_{w,up} = 180,85 / (6 * 11,30) \rightarrow q_{w,up} = 2,67 \text{ kN/m}^2$$

Προσήνεμη πλευρά προβόλου:

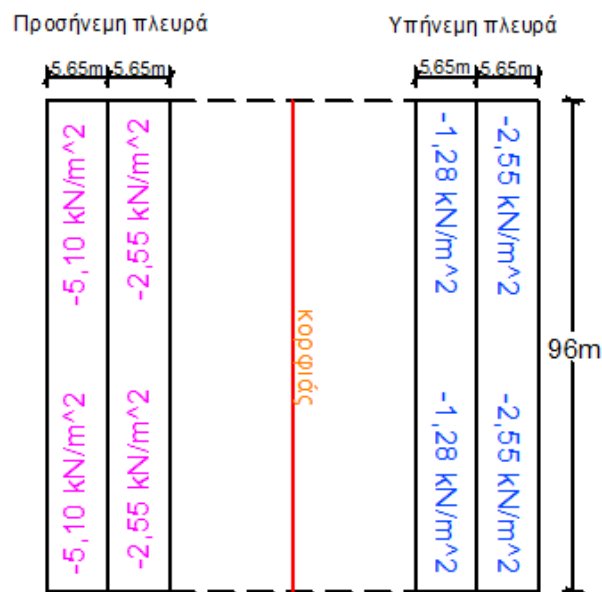
$$q_{w,up} = 2,67 \text{ kN/m}^2$$

$$2 * q_{w,up} = 5,34 \text{ kN/m}^2$$

Υπήνεμη πλευρά προβόλου:

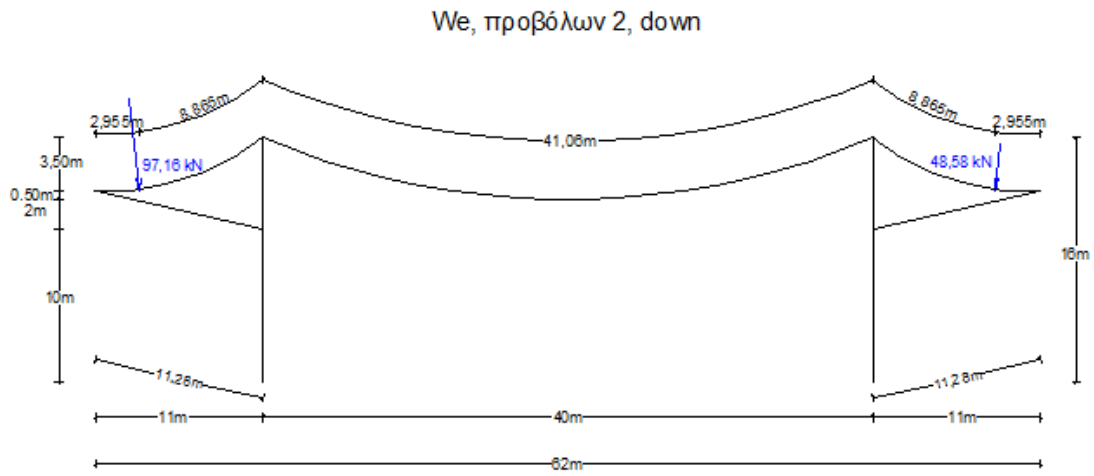
$$q_{w,up} / 2 = 1,34 \text{ kN/m}^2$$

$$2 * q_{w,up} / 2 = 2,67 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 3.18 Κατανεμημένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα πάνω (Στέγαστρο 2)

Συγκεντρωμένο Φορτίο Ανέμου προς τα Κάτω



Σχήμα 3.19 Συγκεντρωμένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα κάτω
(Στέγαστρο 2)

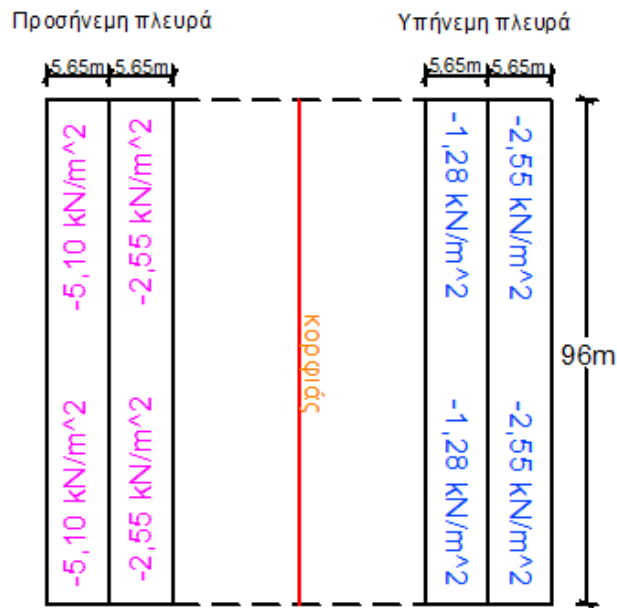
$$F_{w,down} = 97,16 \text{ kN} \rightarrow q_{w,down} = F_{w,down} / b_{\text{επιρροής}} \rightarrow q_{w,down} = 97,16 / (6 * 11,30) \rightarrow$$
$$q_{w,down} = 1,37 \text{ kN/m}^2$$

Προσήνεμη πλευρά προβόλου:

$$q_{w,down} = 1,37 \text{ kN/m}^2$$
$$2 * q_{w,down} = 2,74 \text{ kN/m}^2$$

Υπήνεμη πλευρά προβόλου:

$$q_{w,down} / 2 = 0,69 \text{ kN/m}^2$$
$$2 * q_{w,down} / 2 = 1,37 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 3.20 Κατανεμημένα φορτία προβόλων ανέμου +X με φορά προς τα κάτω (Στέγαστρο 2)

3.4.6.2 Φορτία προβόλων για άνεμο +Y

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.6 του ευρωκώδικα, υπολογίζεται το φορτίο που καταπονεί τον πρόβολο του στεγαστρού 1 για Άνεμο +Y. Το στέγαστρο 2 αναλύεται μόνο σε διδιάστατο επίπεδο και γι' αυτόν τον λόγο δεν θα μελετηθεί για Άνεμο +Y.

Ο υπολογισμός των φορτιών ανέμου πραγματοποιείται με την διαδικασία προσδιορισμού του συντελεστή τελικής πίεσης $C_{p,net}$ και τον διαχωρισμό της επιφάνειας του στεγαστρού σε ζώνες A,B,C.

Ο άνεμος χτυπάει το στέγαστρο κάθετα $\rightarrow b=11,30m$ και $d=96m$

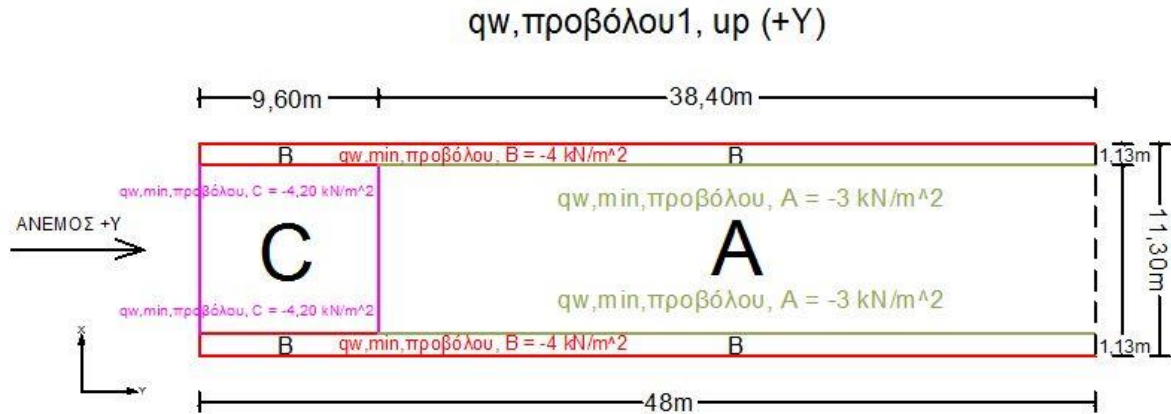
Κλίση στεγαστρού 1: $\alpha=11,56^\circ$

Επιλέγεται συντελεστής παρεμπόδισης $\varphi = 0$, διότι το στέγαστρο είναι ανοιχτό, χωρίς καθόλου εμπόδια.

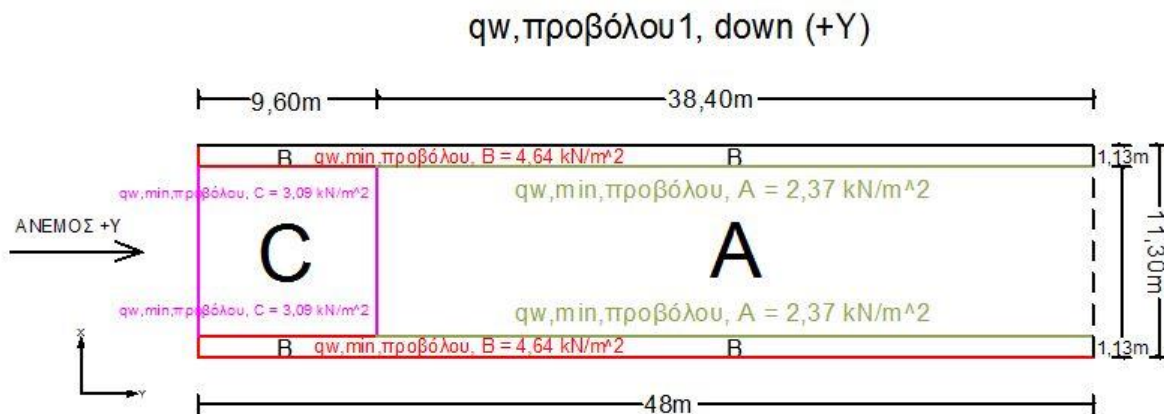
Γωνία κλίσης: $\alpha = 11,56^\circ$, $\varphi=0$ και $q_{p(z=16m)}=1,82 \text{ kN/m}^2$:

Πίνακας 3.3 Υπολογισμός κατανεμημένων φορτιών ανέμου +Y (στεγαστρο 1)

ZΩNH	$C_{p,net,min}$	$C_{p,net,max}$	$q_{w,min,προβόλου} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$q_{w,max,προβόλου} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	-1,65	1,3	-3	2,37
B	-2,2	2,55	-4	4,64
C	-2,3	1,7	-4,2	3,09



Σχήμα 3.21 Κατανεμημένο φορτίο ανέμου +Y στον πρόβολο με φορά προς τα πάνω



Σχήμα 3.22 Κατανεμημένο φορτίο ανέμου +Y στον πρόβολο με φορά προς τα κάτω

3.5 Φορτίο χιονιού

Για τον προσδιορισμό του φορτίου χιονιού που καταπονεί την στέγη των κατασκευών, αντλούνται πληροφορίες από τον ευρωκώδικα 1, μέρος EN 1991-1-3.

Η κατασκευή που μελετάται βρίσκεται στην Ελλάδα, στον νομό Αττικής, στον δήμο Αργυρούπολης – Ελληνικού. Το υψόμετρο της περιοχής ορίζεται στα 5m. Στην περιοχή αυτή δεν είναι πιθανό να συμβούν εξαιρετικές χιονοπτώσεις ούτε και εξαιρετικές συσσωρεύσεις χιονιού. Χρησιμοποιείται η «με διάρκεια/παροδική» κατάσταση σχεδιασμού για μη παρασυρμένο φορτίο χιονιού επί της στέγης.

3.5.1 Εύρεση συντελεστών χιονιού ψ_0, ψ_1, ψ_2

Οι συντελεστές ψ_0, ψ_1, ψ_2 δίδονται από τον πίνακα 4.1 του ευρωκώδικα 1 για διάφορες τοποθεσίες της Ευρώπης. Για την περιοχή κατασκευής του στεγάστρου έχουμε:

$$1000\text{m} > H = 5\text{m} \rightarrow \psi_0 = 0,50, \psi_1 = 0,20, \psi_2 = 0$$

Για τις «με διάρκεια/παροδικές» καταστάσεις σχεδιασμού, τα φορτία χιονιού σε στέγες θα προσδιορίζονται ως εξής: $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$, όπου:

- μ_i είναι ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού
- C_e είναι ο συντελεστής εκθέσεως
- C_t είναι ο θερμικός συντελεστής
- s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

3.5.2 Συντελεστής εκθέσεως C_e

Ο πίνακας 5.1 του ευρωκώδικα μας δίνει επαρκής πληροφορίες για τον υπολογισμό του συντελεστή εκθέσεως C_e .

Στην περιοχή του Ελληνικού, όπου θα κατασκευαστεί το στέγαστρο, δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών ή των δέντρων. Συνεπώς, έχει **κανονικό** τοπογραφικό χαρακτηριστικό $\rightarrow C_e = 1$

3.5.3 Θερμικός Συντελεστής C_t

Ο θερμικός συντελεστής C_t πρέπει να χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), ειδικά σε ορισμένες γυάλινες στέγες, όπου το χιόνι λιώνει λόγω των απωλειών θερμότητας. Για όλες τις άλλες περιπτώσεις η τιμή του ισούται με $C_t = 1$.

Στο στέγαστρο που μελετάται, έχουμε χαλύβδινη στέγη $\rightarrow C_t = 1$

3.5.4 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ_i

Σύμφωνα με το σχήμα της στέγης, επιλέγεται το κατάλληλο σύστημα σχήματος φορτίου χιονιού. Ανάλογα με την γωνία που σχηματίζεται, υπολογίζουμε τον παράγοντα μ_i .

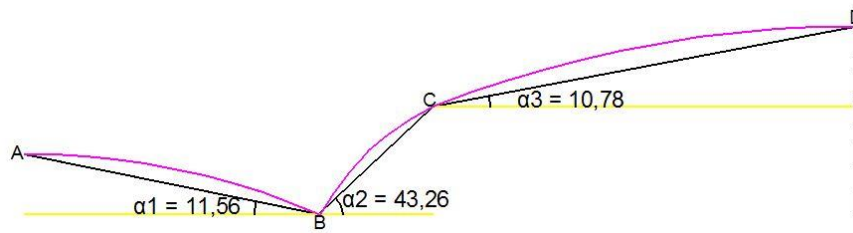
Στέγαστρο 1

Δημιουργείται σύστημα ευθύγραμμων τμημάτων που προσομοιώνουν τα καμπύλα τμήματα που σχηματίζουν την στέγη.

1^ο ευθύγραμμο τμήμα – Προσομοίωση προβόλου: Με άκρα του τα σημεία αρχής και τέλους του προβόλου.

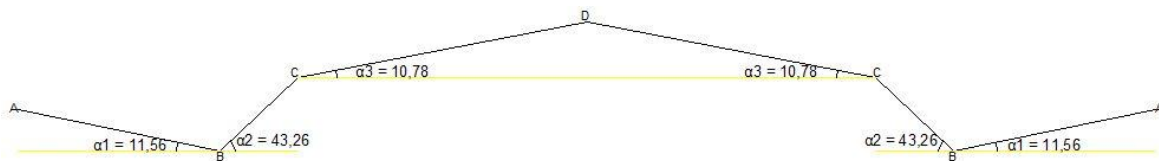
2^ο ευθύγραμμο τμήμα – Προσομοίωση μικρής καμπύλης: Με άκρα του τα σημεία αρχής και τέλους της καμπύλης.

3^ο ευθύγραμμο τμήμα – Προσομοίωση μεγάλης καμπύλης: Με άκρα του τα σημεία αρχής και μέσο της καμπύλης.



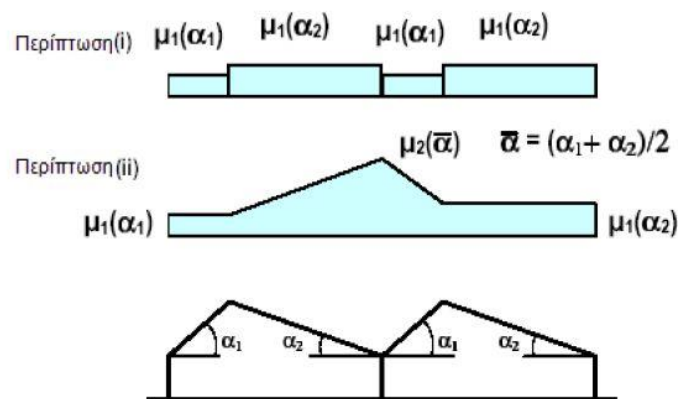
Σχήμα 3.23 Προσομοίωση καμπυλών στεγάστρου 1 με ευθύγραμμα τμήματα

Το σχήμα που προκύπτει παραπέμπει σε στέγες πολλών ανοιγμάτων, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα, όπου το μεγαλύτερο φορτίο χιονιού συγκεντρώνεται στο σημείο επαφής του προβόλου με την μικρή καμπύλη.



Σχήμα 3.24 Προσομοίωση στεγάστρου 1 σε στέγες πολλών ανοιγμάτων

Το σχήμα 5.4 του ευρωκώδικα μας δίνει τον τρόπο υπολογισμού των δύο περιπτώσεων φορτίου χιονιού που ενδέχεται να καταπονήσει το στέγαστρο για στέγη πολλών ανοιγμάτων,



Σχήμα 3.25 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – στέγη πολλών ανοιγμάτων

ενώ με τον πίνακα 3.4 υπολογίζουμε τον συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού.

Πίνακας 3.4 Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

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

Πρόβολος:

$$i) 0^\circ \leq \alpha_1 = 11,56^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{1(\alpha_1)} = \mathbf{0,80} \quad (3-12)$$

$$ii) 0^\circ \leq \alpha_1 = 11,56^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{2(\alpha_1)} = 0,80 + 0,80 * \left(\frac{11,56^\circ}{30^\circ}\right) \rightarrow \mu_{2(\alpha_1)} = \mathbf{1,11} \quad (3-13)$$

Μικρή Καμπύλη:

$$i) 30^\circ \leq \alpha_2 = 43,26^\circ \leq 60^\circ \rightarrow \mu_{1(\alpha_2)} = 0,80 * \frac{(60^\circ - 43,26^\circ)}{30^\circ} \rightarrow \mu_{1(\alpha_2)} = \mathbf{0,45} \quad (3-14)$$

$$ii) 30^\circ \leq \alpha_2 = 43,26^\circ \leq 60^\circ \rightarrow \mu_{2(\alpha_2)} = \mathbf{1,60} \quad (3-15)$$

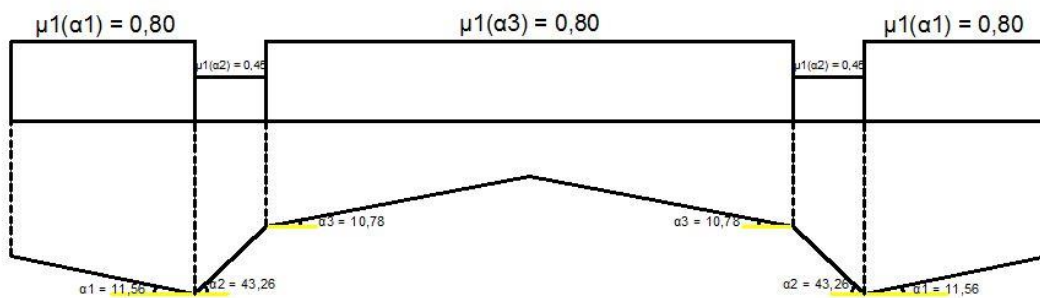
Μεγάλη Καμπύλη:

$$i) 0^\circ \leq \alpha_3 = 10,78^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{1(\alpha_3)} = \mathbf{0,80} \quad (3-16)$$

$$ii) 0^\circ \leq \alpha_3 = 10,78^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{2(\alpha_3)} = \mathbf{1,09} \quad (3-17)$$

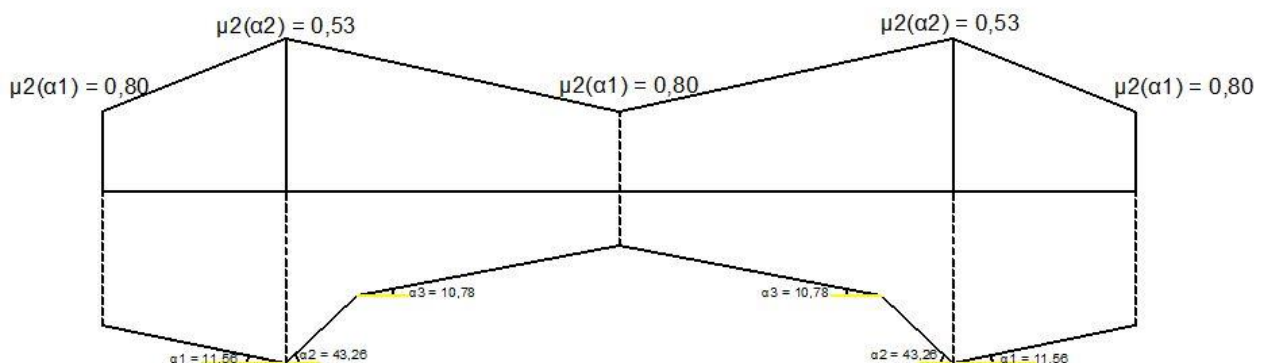
Παρουσιάζονται οι δύο περιπτώσεις διαγράμματος υπολογισμού του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού.

Περίπτωση (i)



Σχήμα 3.26 Διάγραμμα υπολογισμού συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού στεγάστρου 1 – Περίπτωση (i)

Περίπτωση (ii)



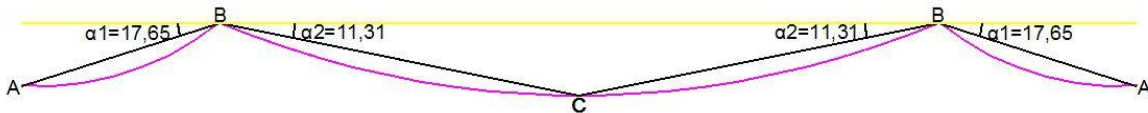
Σχήμα 3.27 Διάγραμμα υπολογισμού συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού στεγάστρου 1 – Περίπτωση (ii)

Στέγαστρο 2

Δημιουργείται σύστημα ευθύγραμμων τμημάτων που προσομοιώνουν τα καμπύλα τμήματα που σχηματίζουν την στέγη.

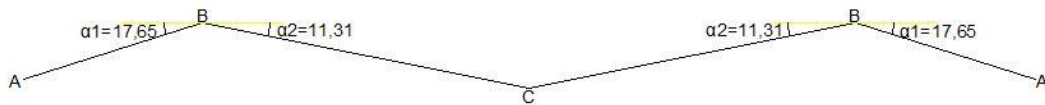
1^ο ευθύγραμμο τμήμα – Προσομοίωση προβόλου: Με άκρα του τα σημεία αρχής και τέλους του προβόλου.

2^ο ευθύγραμμο τμήμα – Προσομοίωση καμπύλης: Με άκρα του τα σημεία αρχής και μέσο της καμπύλης.



Σχήμα 3.28 Προσομοίωση καμπυλών Στεγάστρου 2 με ευθύγραμμα τμήματα

Το σχήμα που προκύπτει παραπέμπει σε στέγες πολλών ανοιγμάτων, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα, όπου το μεγαλύτερο φορτίο χιονιού συγκεντρώνεται στο σημείο επαφής του προβόλου με την μικρή καμπύλη.



Σχήμα 3.29 Προσομοίωση στεγάστρου 2 σε στέγες πολλών ανοιγμάτων

Το σχήμα 5.4 του ευρωκώδικα μας δίνει τον τρόπο υπολογισμού των δύο περιπτώσεων φορτίου χιονιού που ενδέχεται να καταπονήσει το στέγαστρο για στέγη πολλών ανοιγμάτων.

Από το σχήμα 5.4 και από τον πίνακα 5.2 του ευρωκώδικα, υπολογίζουμε τον συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού.

Πρόβολος:

$$\text{i) } 0^\circ \leq \alpha_1 = 17,65^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{1(\alpha_1)} = \mathbf{0,80} \quad (3-18)$$

$$\text{ii) } 0^\circ \leq \alpha_1 = 17,65^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{2(\alpha_1)} = 0,80 + 0,80 * \left(\frac{17,65^\circ}{30^\circ}\right) \rightarrow \mu_{2(\alpha_1)} = \mathbf{1,27} \quad (3-19)$$

Καμπύλη:

$$\text{i) } 0^\circ \leq \alpha_2 = 11,31^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{1(\alpha_2)} = 0,80 \quad (3-20)$$

$$\text{ii) } 0^\circ \leq \alpha_2 = 11,31^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_{2(\alpha_2)} = 0,80 + 0,80 * \left(\frac{11,31^\circ}{30^\circ}\right) \rightarrow \mu_{2(\alpha_2)} = 1,10 \quad (3-21)$$

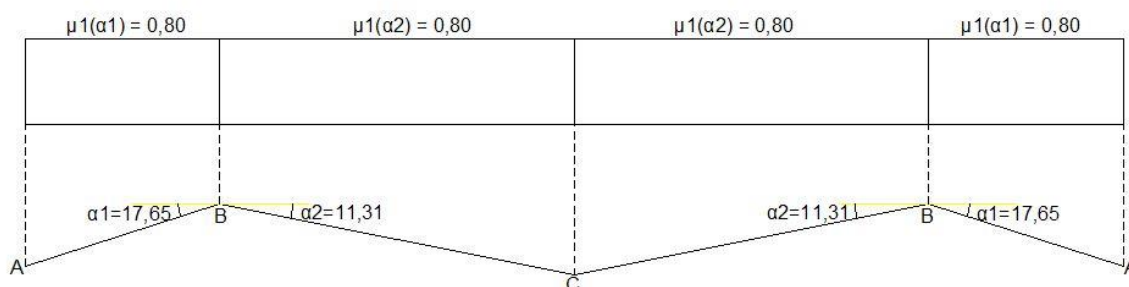
$$\text{Γωνία: } \acute{\alpha} = (\alpha_2 + \alpha_1) / 2 \rightarrow \acute{\alpha} = 11,31^\circ$$

$$0^\circ \leq \acute{\alpha} = 11,31^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_1(\acute{\alpha}) = 0,80 \quad (3-22)$$

$$0^\circ \leq \acute{\alpha} = 11,31^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_2(\acute{\alpha}) = 1,10 \quad (3-23)$$

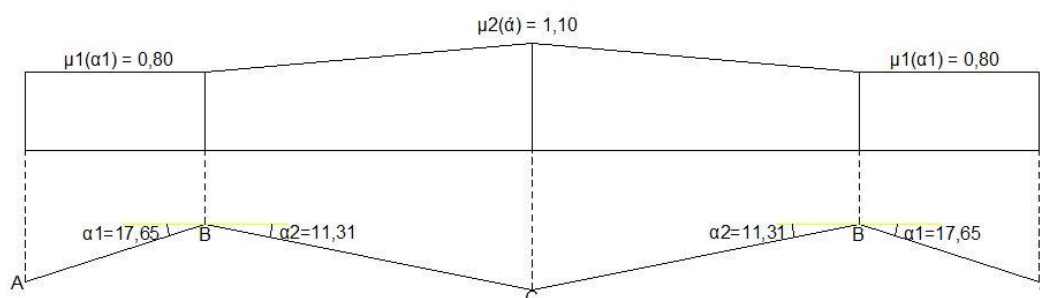
Παρουσιάζουμε τις δύο περιπτώσεις διαγράμματος υπολογισμού του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού.

Περίπτωση (i)



Σχήμα 3.30 Διάγραμμα υπολογισμού συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού στεγαστρου 2 – Περίπτωση (i)

Περίπτωση (ii)



Σχήμα 3.31 Διάγραμμα υπολογισμού συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού στεγαστρου 2 – Περίπτωση (ii)

3.5.5 Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k

Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου επί του εδάφους, s_k , υπολογίζεται από τον τύπο:

$$s_k = s_{k,0} * [1 + (\frac{A}{917})^2], \quad (3-24)$$

όπου:

- ✓ s_k , είναι η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους,
- ✓ $s_{k,0}$, είναι το χαρακτηριστικό φορτίου χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ($A=0$),
- ✓ A , είναι το υψόμετρο της περιοχής πάνω από το επίπεδο της θάλασσας

Χαρακτηριστικό φορτίου χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας, $s_{k,0}$

Εξαρτάται από την χώρα που θα κατασκευαστεί το αντικείμενο μελέτης μας και την ζώνη που ανήκει η περιοχή. Ο πίνακας Γ.1 παρουσιάζει τις σχέσεις υψομέτρου – φορτίου χιονιού, οι χάρτες των κρατών της Ευρωπαϊκής Ένωσης τις τοπογραφικές ζώνες και ο πίνακας 1 του Παραρτήματος μας δίνει τις τιμές $s_{k,0}$.

Το στέγαστρο θα κατασκευαστεί στην Ελλάδα, στον δήμο Ελληνικού – Αργυρούπολης. Την επιλογή της ζώνης θα την διαβάσω από το σχήμα Γ.4.

3.5.6 Φορτίο χιονιού κατασκευής

Χώρα: Ελλάδα

Περιοχή: Ελληνικό Αττικής

Ζώνη N^ο 1 → Z=1, $s_{k,0} = 0,40$

$$s_{k,0} = 0,420 \cdot Z - 0,030 = 0,420 \cdot 1 - 0,030 = 0,40 \rightarrow s_{k,0} = \mathbf{0,40 \text{ kN/m}^2}$$

$$A = 5 \text{ m}$$

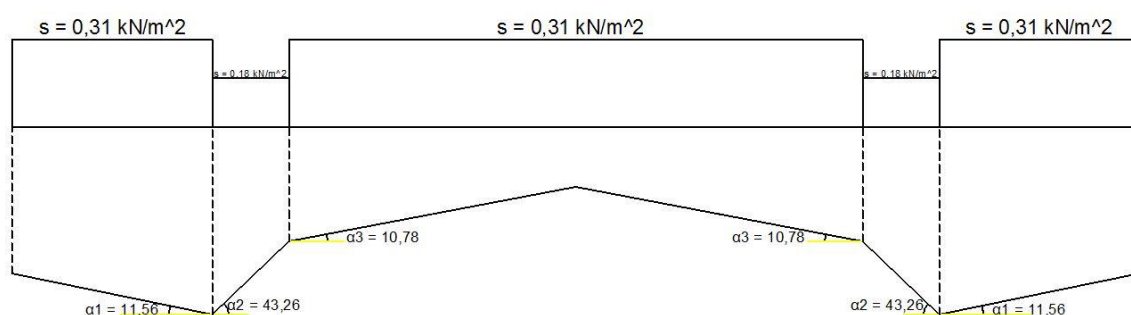
$$s_k = s_{k,0} \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{917}\right)\right] = 0,40 \cdot \left[1 + \frac{5}{917}\right] = 0,40 \rightarrow s_k = \mathbf{0,40 \text{ kN/m}^2}$$

Το φορτίο χιονιού που καταπονεί την κατασκευή είναι το εξής: $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \rightarrow s = \mu_i \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,40 \rightarrow s = \mathbf{0,40 \cdot \mu_i \text{ (kN/m}^2)}$

Παρουσιάζονται οι τελικές τιμές του φορτίου χιονιού για τα δύο στέγαστρα:

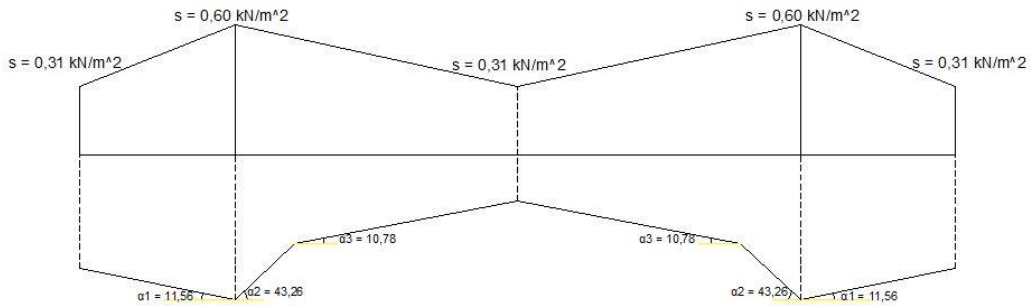
Στέγαστρο 1

Περίπτωση (i)



Σχήμα 3.32 Φορτίο χιονιού που καταπονεί το στέγαστρο 1 – Περίπτωση (i)

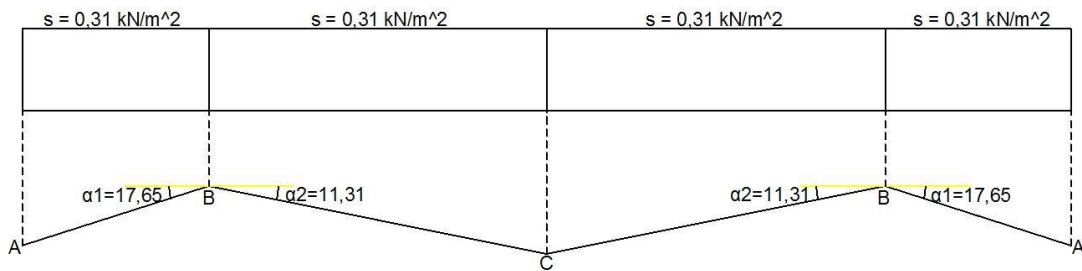
Περίπτωση (ii)



Σχήμα 3.33 Φορτίο χιονιού που καταπονεί το στέγαστρο 1 – Περίπτωση (ii)

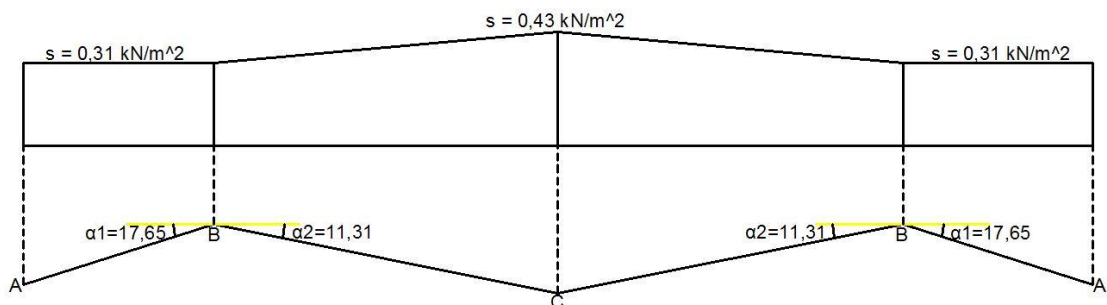
Στέγαστρο 2

Περίπτωση (i)



Σχήμα 3.34 Φορτίο χιονιού που καταπονεί το στέγαστρο 2 – Περίπτωση (i)

Περίπτωση (ii)



Σχήμα 3.35 Φορτίο χιονιού που καταπονεί το στέγαστρο 2 – Περίπτωση (ii)

3.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι, λόγω σεισμού, ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Τις κινήσεις αυτές τις ονομάζουμε σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, ούτε με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Ο ευρωκώδικας 8 δίνει όλες τις πληροφορίες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών.

3.6.1 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{gR}

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_{gR} ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

Παρατίθενται ο πίνακας με τις τιμές αναφοράς, a_{gR} , της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης και ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα.

Πίνακας 3.5 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{gR} συναρτήσει της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Η αντισεισμική μελέτη ενός έργου προϋποθέτει τον προσδιορισμό της κατηγορίας εδάφους της περιοχής θεμελίωσης του. Παρουσιάζεται οι πίνακες με τα χαρακτηριστικά των κατηγοριών εδάφους και τις χαρακτηριστικές ιδιοπεριόδους.

3.6.2 Κατηγορίες Εδάφους

Πίνακας 3.6 Κατηγορίες εδαφών για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών – Περιγραφή στρωματογραφίας – Παράμετροι υπολογισμού

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30cm)	C_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	>800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 – 800	>50	>250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μέτριας πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών) ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά ανεκτικά υλικά	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			

Πίνακας 3.7 Χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι συναρτήσει της κατηγορίας εδάφους

Κατηγορία εδάφους	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)	S
A	0,15	0,40	2,50	1,00
B	0,15	0,50	2,50	1,20
C	0,20	0,60	2,50	1,15
D	0,20	0,80	2,50	1,35
E	0,15	0,50	2,50	1,40

3.6.3 Κατηγορία και σπουδαιότητα κατασκευής

Ακόμη είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι επιλέγεται συντελεστής σπουδαιότητας κατασκευής, ανάλογα με την σπουδαιότητα, την χρήση του κτιρίου και του αριθμού των ανθρώπων που βρίσκονται σε αυτό.

Πίνακας 3.8 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων αντισεισμικού κανονισμού

Κατηγορία σπουδαιότητας	
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού , όπως αγροτικά οικήματα, αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία
Σ2	Συνήθη κτίρια , όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά και βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφείο, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστείο, εστιατόρια), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κομμωτήρια, γυμναστήρια, εργαστήρια ερευνών, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, ανεμογεννήτριες, πρατήρια υγρών καυσίμων
Σ3	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας καθώς κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, νηπιαγωγεία, φροντιστήρια, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, οίκοι ευγηρίας, φυλακές
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας , όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό

Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως μουσεία, αποθήκες μουσείων

Πίνακας 3.9 Προσδιορισμός συντελεστής σπουδαιότητας γ_I συναρτήσει της κατηγορίας σπουδαιότητας των κατασκευών

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

3.6.4 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της σε τοπικό και καθολικό επίπεδο. Με τον τρόπο αυτόν, απομειώνει τις σεισμικές επιταχύνσεις της κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς σε σχέση με τις επιταχύνσεις που θα επιβαλλόταν σε ένα απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q με την οποία διαιρείται το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιείται στην γραμμική ανάλυση, εξαρτάται από:

- την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται για τον σχεδιασμό
- την τιμή του κατασκευαστικού συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων
- την κανονικότητα της κατασκευής.

Επιλέγεται συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,50$ για τον αντισεισμικό σχεδιασμό του στεγάστρου μας. Ελέγχουμε την συμπεριφορά του στεγάστρου ελαστικά. Είναι συμφέρων αυτός ο σχεδιασμός, διότι ο σεισμός δεν είναι δυσμενές φορτίο για τον φορέα και αποφεύγεται ο ικανοτικός σχεδιασμός που απαιτείται για κτίρια.

3.6.5 Δεδομένα αντισεισμικού σχεδιασμού στεγάστρου

Για την περιοχή του Ελληνικού έχουμε:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: **I**

Εδαφική επιτάχυνση: $\alpha_{gR}=0,16g \rightarrow \alpha_{gR}=1,60m/s^2$

Κατηγορία εδάφους: **B** $\rightarrow T_B=0,15sec, T_C=0,50sec, T_D=2,50sec, S=1,20$

Συντελεστής σπουδαιότητας: **III** $\rightarrow \gamma_I=1,20$

Σεισμική επιτάχυνση σεισμού α_g : $\alpha_g = \gamma_I * \alpha_{gR} = 1,20 * 1,60 = 1,92m/s^2 \rightarrow \alpha_g=1,92m/s^2$

Συντελεστής συμπεριφοράς: **$q=1,50$**

3.7 Οριακές Καταστάσεις Κατασκευής

Οριακές καταστάσεις ονομάζονται οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα του φορέα δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States – ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του φορέα.

Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Serviceability Limit States – SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για τον φορέα ή για μέλος αυτού.

3.7.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

3.7.1.1 Διαμόρφωση δυνάμεων που καταπονούν τα στέγαστρα σε διδιάστατο επίπεδο και χρησιμοποιούνται στους συνδυασμούς φορτίσεων.

Αναφέρονται οι δυνάμεις που καταπονούν τα στέγαστρα 1,2. Με έντονα γράμματα παρατίθεται το όνομα που έχει δοθεί στο πρόγραμμα.

1. Ίδιον βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων: **DEADLOADS**
2. Πρόσθετα μόνιμα φορτία: **ADDITIONAL DEADLOADS**
3. Κινητό Φορτίο Στέγης: **LIVELOADS**
4. Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω): **$W_{i, in_out (+0,20)}$**
5. Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα): **$W_{i, out_in (-0,30)}$**
6. Εξωτερική πίεση του ανέμου στα στέγαστρα και συγκεντρωμένες δυνάμεις του ανέμου στους προβόλους με φορά προς τα πάνω: **$W_{e,up}$**
A) (Στέγαστρο 1: $W_{e, horizontal\ 1 (+X)} + W_{e, στέγης (A)} + W_{e, στέγης (B)} + W_{e, στέγης (C)} + W_{e, προβόλων\ 1, up}$)
B) (Στέγαστρο 2: $W_{e, horizontal\ 2 (+X)} + W_{e, στέγης (A)} + W_{e, στέγης (B)} + W_{e, στέγης (C)} + W_{e, προβόλων\ 2, up}$)
7. Εξωτερική πίεση του ανέμου στα στέγαστρα και συγκεντρωμένες δυνάμεις του ανέμου στους προβόλους με φορά προς τα πάνω: **$W_{e,down}$**
A) (Στέγαστρο 1: $W_{e, horizontal\ 1 (+X)} + W_{e, στέγης (A)} + W_{e, στέγης (B)} + W_{e, στέγης (C)} + W_{e, προβόλων\ 1, down}$)
B) (Στέγαστρο 2: $W_{e, horizontal\ 2 (+X)} + W_{e, στέγης (A)} + W_{e, στέγης (B)} + W_{e, στέγης (C)} + W_{e, προβόλων\ 2, down}$)
8. Φορτίο Χιονιού– Περίπτωση 1: **$snow_1$**
9. Φορτίο Χιονιού– Περίπτωση 2: **$snow_2$**
10. Ίδιον βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων + Πρόσθετα μόνιμα φορτία: **G_{total}**
11. Εξωτερική πίεση του ανέμου στα στέγαστρα και συγκεντρωμένες δυνάμεις του ανέμου στους προβόλους με φορά προς τα πάνω – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω): **$W_{total_1} = W_{e,up} - W_{i,in_out (+0,20)}$**

12. Εξωτερική πίεση του ανέμου στα στέγαστρα και συγκεντρωμένες δυνάμεις του ανέμου στους προβόλους με φορά προς τα πάνω – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω): $W_{total_2} = W_{e,down} - W_{i,in_out (+0,20)}$
13. Εξωτερική πίεση του ανέμου στα στέγαστρα και συγκεντρωμένες δυνάμεις του ανέμου στους προβόλους με φορά προς τα πάνω – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα): $W_{total_3} = W_{e,up} - W_{i,out_in (-0,30)}$
14. Εξωτερική πίεση του ανέμου στα στέγαστρα και συγκεντρωμένες δυνάμεις του ανέμου στους προβόλους με φορά προς τα κάτω – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα): $W_{total_4} = W_{e,down} - W_{i,out_in (-0,30)}$

Πίνακας 3.10 Συντελεστές ψ_0, ψ_1, ψ_2 μεταβλητών δράσεων

ΔΡΑΣΕΙΣ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια EN1991-1-1			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους $B \leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους 30 kN $\leq B \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,0	0,0	0,0
Φορτία χιονιού σε κτίρια EN1991-1-3			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη CEN σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη CEN σε υψόμετρο $H < 1000$ m	0,5	0,2	0,0
Φορτία ανέμου σε κτίρια EN1991-1-4			
Γενικά	0,6	0,2	0,0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια EN1991-1-5			
Γενικά	0,6	0,5	0,0

Τα στέγαστρα μελέτης ανήκουν στην κατηγορία H: στέγες, και στα υπόλοιπα κράτη μέλη CEN με υψόμετρο $H < 1000$ m:

- $\psi_{0,q} = 0,0$
- $\psi_{0,s} = 0,5$
- $\psi_{0,w} = 0,6$
- $\psi_{2,q} = 0,0$

3.7.1.2 Συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

Βασικοί Συνδυασμοί

$$Ed = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \gamma_p * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}), \quad (3-25)$$

Τυχηματικοί Συνδυασμοί

$$Ed = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + P + A_d + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}), \quad (3-26)$$

Σεισμικοί Συνδυασμοί

$$Ed = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}) \quad (3-27)$$

Όπου $P=p=0$, είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

Μη σεισμικοί συνδυασμοί (Αυσμενείς Φορτίσεις)

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_1}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_2}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_3}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_4}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_1}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_2}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_3}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_4}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_1}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_2}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_3}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{total_4}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_1}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_2}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_3}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{total_4}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * W_{total_1}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * W_{total_2}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * W_{total_3}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * W_{total_4}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * W_{total_1}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * W_{total_2}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * W_{total_3}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * W_{total_4}$$

Μη σεισμικοί συνδυασμοί (Ευμενείς Φορτίσεις)

$$1,0 \cdot G_{\text{total}} + 1,5 \cdot W_{\text{total}_1}$$

$$1,0 \cdot G_{\text{total}} + 1,5 \cdot W_{\text{total}_2}$$

$$1,0 \cdot G_{\text{total}} + 1,5 \cdot W_{\text{total}_3}$$

$$1,0 \cdot G_{\text{total}} + 1,5 \cdot W_{\text{total}_4}$$

Σεισμικοί Συνδυασμοί

$$1,0 \cdot G_{\text{total}} + 1,0 \cdot 0,0 \cdot \text{LIVE LOADS} \pm 1,0 \cdot E_X$$

Διαμόρφωση τελικών δυνάμεων που καταπονούν το στέγαστρο 1 στον χώρο και χρησιμοποιούνται στους συνδυασμούς φορτίσεων. Αναφέρονται οι δυνάμεις που καταπονούν το στέγαστρο 1 στον τρισδιάστατο χώρο. Με έντονα γράμματα παρατίθεται το όνομα που έχει δοθεί στο πρόγραμμα.

- Ίδιον βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων: **DEADLOADS**
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία: **ADDITIONAL DEADLOADS**
- Κινητό Φορτίο Στέγης: **LIVE LOADS**
- Εξωτερική πίεση ανέμου κατακόρυφων στοιχείων για Άνεμο +X – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω):
We, horizontal 1 (+X) – Wi, in_out (+0,20)
- Εξωτερική πίεση ανέμου κατακόρυφων στοιχείων για Άνεμο +X – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα):
We, horizontal 1 (+X) – Wi, out_in (-0,30)
- Εξωτερική πίεση ανέμου κατακόρυφων στοιχείων για Άνεμο +Y – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω):
We, horizontal 1 (+Y) – Wi, in_out (+0,20)
- Εξωτερική πίεση ανέμου κατακόρυφων στοιχείων για Άνεμο +Y – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα):
We, horizontal 1 (+Y) – Wi, out_in (-0,30)
- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα πάνω για Άνεμο +X - Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω):
We, vertical 1,up (+X) - Wi, in_out (+0,20), όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,up (+X)}} = W_{e, \text{στέγης (A)}} + W_{e, \text{στέγης (B)}} + W_{e, \text{στέγης (C)}} + W_{e, \text{προβόλου 1, up (+X)}}$$
- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα κάτω για Άνεμο +X – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω):
We, vertical 1,down (+X) – Wi, in_out (+0,20), όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,down (+X)}} = W_{e, \text{στέγης (A)}} + W_{e, \text{στέγης (B)}} + W_{e, \text{στέγης (C)}} + W_{e, \text{προβόλου 1, down (+X)}}$$
- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα πάνω για Άνεμο +X – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα):
We, vertical 1,up (+X) – Wi, out_in (-0,30), όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,up (+X)}} = W_{e, \text{στέγης (A)}} + W_{e, \text{στέγης (B)}} + W_{e, \text{στέγης (C)}} + W_{e, \text{προβόλου 1, up (+X)}}$$

- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα κάτω για Άνεμο +X – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω):
W_{e, vertical 1,down (+X)} – W_{i, out_in (-0,30)}, όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,down (+X)}} = W_{e, \text{στέγης (A)}} + W_{e, \text{στέγης (B)}} + W_{e, \text{στέγης (C)}} + W_{e, \text{προβόλου 1, down (+X)}}$$
- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα πάνω για Άνεμο +Y – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω):
W_{e, vertical 1,up (+Y)} – W_{i, in_out (+0,20)}, όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,up (+Y)}} = W_{e, \text{στέγης (+Y)}} + W_{e, \text{προβόλου 1,up (+Y)}}$$
- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα κάτω για Άνεμο +Y – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από μέσα προς τα έξω):
W_{e, vertical 1,down (+Y)} – W_{i, in_out (+0,20)}, όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,down (+Y)}} = W_{e, \text{στέγης (+Y)}} + W_{e, \text{προβόλου 1,down (+Y)}}$$
- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα πάνω για Άνεμο +Y – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα):
W_{e, vertical 1,up (+Y)} – W_{i, out_in (-0,30)}, όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,up (+Y)}} = W_{e, \text{στέγης (+Y)}} + W_{e, \text{προβόλου 1,up (+Y)}}$$
- Εξωτερική πίεση ανέμου στέγης και προβόλων με φορά δυνάμεων προς τα κάτω για Άνεμο +Y – Εσωτερική πίεση του ανέμου (πίεση από έξω προς τα μέσα):
W_{e, vertical 1,down (+Y)} – W_{i, out_in (-0,30)}, όπου:
$$W_{e, \text{vertical 1,down (+Y)}} = W_{e, \text{στέγης (+Y)}} + W_{e, \text{προβόλου 1,down (+Y)}}$$
- Φορτίο Χιονιού – Περίπτωση 1: **snow₁**
- Φορτίο Χιονιού – Περίπτωση 2: **snow₂**
- {4} + {8}
W_{1_0} = { $W_{e, \text{horizontal 1 (+X)}} - W_{i, \text{in_out (+0,20)}}$ } +
 { $W_{e, \text{vertical 1,up (+X)}} - W_{i, \text{in_out (+0,20)}}$ }
- {4} + {9}
W_{2_0} = { $W_{e, \text{horizontal 1 (+X)}} - W_{i, \text{in_out (+0,20)}}$ } +
 { $W_{e, \text{vertical 1,down (+X)}} - W_{i, \text{in_out (+0,20)}}$ }
- {5} + {10}
W_{3_0} = { $W_{e, \text{horizontal 1 (+X)}} - W_{i, \text{out_in (-0,30)}}$ } +
 { $W_{e, \text{vertical 1,up (+X)}} - W_{i, \text{out_in (-0,30)}}$ }
- {5} + {11}
W_{4_0} = { $W_{e, \text{horizontal 1 (+X)}} - W_{i, \text{out_in (-0,30)}}$ } +
 { $W_{e, \text{vertical 1,down (+X)}} - W_{i, \text{out_in (-0,30)}}$ }
- {6} + {12}
W_{1_90} = { $W_{e, \text{horizontal 1 (+Y)}} - W_{i, \text{in_out (+0,20)}}$ } +
 { $W_{e, \text{vertical 1,up (+Y)}} - W_{i, \text{in_out (+0,20)}}$ }

- {6} + {13}

$$W2_{90} = \{ W_{e, horizontal 1 (+Y)} - W_{i, in_out (+0,20)} \} +$$

$$\{ W_{e, vertical 1,down (+Y)} - W_{i, in_out (+0,20)} \}$$
- {7} + {14}

$$W3_{90} = \{ W_{e, horizontal 1 (+Y)} - W_{i, out_in (-0,30)} \} +$$

$$\{ W_{e, vertical 1,down (+Y)} - W_{i, out_in (-0,30)} \}$$
- {7} + {15}

$$W4_{90} = \{ W_{e, horizontal 1 (+Y)} - W_{i, out_in (-0,30)} \} +$$

$$\{ W_{e, vertical 1,down (+Y)} - W_{i, out_in (-0,30)} \}$$
- {1} + {2}

$$G_{total} = DEADLOADS + ADDITIONAL DEADLOADS$$

Μη σεισμικοί συνδυασμοί (Δυσμενείς Φορτίσεις)

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{1_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{2_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{3_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{4_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{1_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{2_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{3_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{4_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{1_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{2_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{3_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{4_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{1_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{2_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{3_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * LIVE LOADS + 1,5 * 0,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{4_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{1_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{2_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{3_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{4_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{1_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{2_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{3_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_1 + 1,5 * 0,6 * W_{4_{90}}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{1_0}$$

$$1,35 * G_{total} + 1,5 * 0,0 * LIVE LOADS + 1,5 * snow_2 + 1,5 * 0,6 * W_{2_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*snow_2 + 1,5*0,6*W_{3_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*snow_2 + 1,5*0,6*W_{4_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*snow_2 + 1,5*0,6*W_{1_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*snow_2 + 1,5*0,6*W_{2_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*snow_2 + 1,5*0,6*W_{3_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*snow_2 + 1,5*0,6*W_{4_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{1_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{2_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{3_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{4_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{1_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{2_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{3_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_1 + 1,5*W_{4_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{1_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{2_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{3_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{4_0}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{1_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{2_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{3_90}$$

$$1,35*G_{total} + 1,5*0,0*LIVE\ LOADS + 1,5*0,5*snow_2 + 1,5*W_{4_90}$$

Μη σεισμικοί συνδυασμοί (Ευμενείς Φορτίσεις)

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{1_0}$$

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{2_0}$$

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{3_0}$$

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{4_0}$$

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{1_90}$$

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{2_90}$$

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{3_90}$$

$$1,0*G_{total} + 1,5*W_{4_90}$$

Σεισμικοί Συνδυασμοί

$$1,0*G_{total} + 1,0*0,0*LIVELOADS \pm 1,0*E_X \pm 0,3*E_Y$$

$$1,0*G_{total} + 1,0*0,0*LIVELOADS \pm 0,3*E_X \pm 1,0*E_Y$$

3.7.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά τις λειτουργικές απαιτήσεις του φορέα ή ενός δομικού μέλους, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (ρηγμάτωση). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

Χαρακτηριστικοί Συνδυασμοί

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

Συγχοί Συνδυασμοί

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

Οιονεί Μόνιμοι Συνδυασμοί

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

όπου:

+ : «επαλληλία με»

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης –
χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i

A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

A_d : τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης

P: χαρακτηριστική τιμή προέντασης

$\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση

$\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση

γ_P : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Οι τιμές του συντελεστή γ είναι:

Οριακή κατάσταση αστοχίας

$\gamma_{G,j}$: 1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$: 1,5 όπου είναι δυσμενής και 0,0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$: 1,5 όπου είναι δυσμενής και 0,0 όπου είναι ευνοϊκή

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$\gamma_{G,j}$: 1,0 όπου είναι δυσμενής και 1,0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$: 1,0 όπου είναι δυσμενής και 1,0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$: 1,0 όπου είναι δυσμενής και 1,0 όπου είναι ευνοϊκή

4 Προδιαστασιολόγηση και ανάλυση επίπεδων προσομοιωμάτων

4.1 Προσομοίωση Κτιρίου

4.1.1 Γενικά

Προσομοιώνονται τα δύο στέγαστρα στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2017 της Autodesk. Χρησιμοποιήθηκε ένα επίπεδο προσομοίωμα, για κάθε ένα στέγαστρο, (άξονες X,Z στο καθολικό επίπεδο), ενός μέσου πλαισίου πλάτους επιρροής 6m. Στην δισδιάστατη ανάλυση μελετήθηκε μόνο η επίδραση του Ανέμου +X. Τα στέγαστρα αποτελούνται από πλαίσια που επαναλαμβάνονται ανά 6m.

4.1.2 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλων

Προσομοιώνεται ο κάνναβος που δημιουργήθηκε για να σχεδιαστούν τα δύο στέγαστρα στο επίπεδο.

Robot Structural Analysis 2017: Geometry → Axis Definition → Structural Axis

Στέγαστρο 1

Άξονας X: $6m+5m+2m+2,25m+15,75m+15,75m+2,25m+2m+5m+6m = 62m$

Άξονας Z: $9m + 1,60m + 0,65m + 0,25m + 1,50m + 3m = 16m$

Στέγαστρο 2

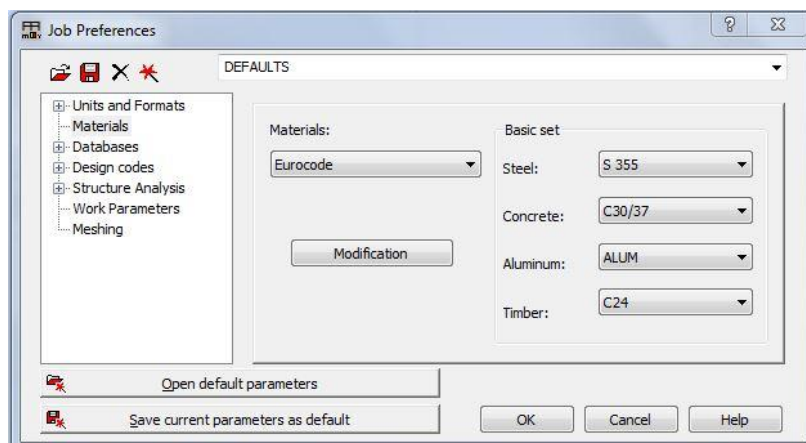
Άξονας X: $8,11m + 2,89m + 20m + 20m + 2,89m + 8,11m = 62m$

Άξονας Z: $10m + 2m + 0,50m + 1,64m + 1,86m = 16m$

4.1.3 Προσομοίωση υλικών

Για τον σχεδιασμό των δύο στεγάστρων, χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S355 από την κατηγορία του ευρωκώδικα.

Tools → Job Preferences → Materials



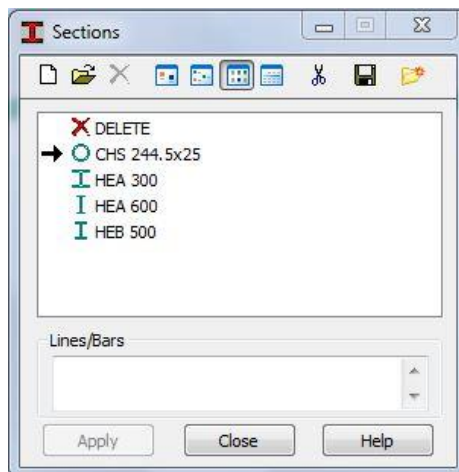
Εικόνα 4.1 Προσομοίωση υλικών

4.1.4 Προσομοίωση διατομών

Παρουσιάζονται οι διατομές των μεταλλικών στοιχείων που χρησιμοποιούνται στο πρόγραμμα για την προδιαστασιολόγηση των στεγάστρων.

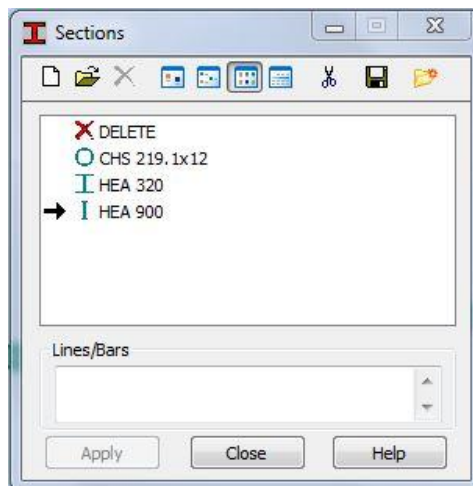
Geometry → Properties → Sections

Στέγαστρο 1



Εικόνα 4.2 Προσομοίωση διατομών επίπεδου φορέα (στέγαστρο 1)

Στέγαστρο 2



Εικόνα 4.3 Προσομοίωση διατομών επίπεδου φορέα (στέγαστρο 2)

4.1.5 Προσομοίωση στηρίξεων

Στον άξονα X, οι φορείς στηρίζονται σε πάκτωση. Παρουσιάζεται ο τρόπος δημιουργίας της στήριξης του φορέα στο πρόγραμμα.

Geometry → Supports → Fixed →

$U_x \rightarrow \checkmark$

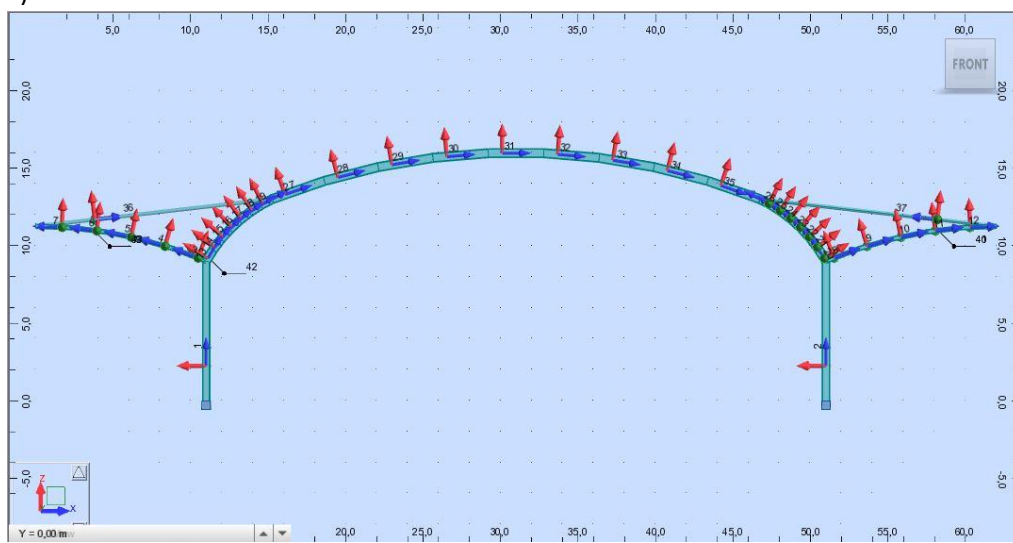
$U_y \rightarrow \checkmark$

$U_z \rightarrow \checkmark$

4.1.6 Τοπικοί άξονες

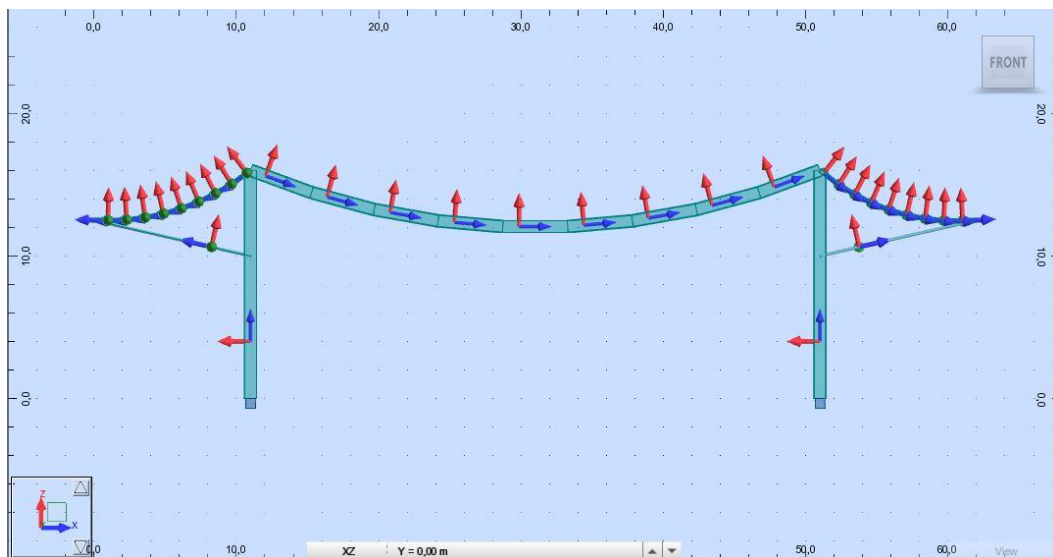
Προσομοιώνεται ο προσανατολισμός των διατομών σε τοπικό επίπεδο.

Στέγαστρο 1



Εικόνα 4.4 Τοπικοί άξονες μελών διαστασιολογημένου φορέα (στέγαστρο 1)

Στέγαστρο 2



Εικόνα 4.5 Τοπικοί άξονες μελών διαστασιολογημένου φορέα (στέγαστρο 2)

4.1.7 Προσομοίωση φορτίων

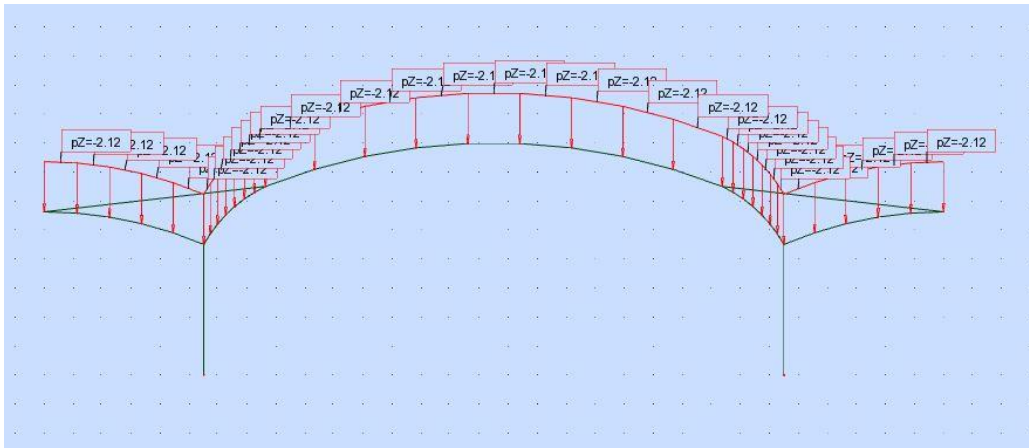
Προσομοιώνονται τα φορτία που επιβάλλονται στους φορείς που μελετώνται. Τα φορτία υπολογίστηκαν αναλυτικά στο 3^ο κεφάλαιο. Τα επιφανειακά φορτία που υπολογίζονται στο 3^ο κεφάλαιο, μετατρέπονται σε γραμμικά, πολλαπλασιάζοντας με το πλάτος επιρροής του μέσου πλαισίου ($b_{\text{επιρροής}}=6\text{m}$). Στην υποπαράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα βασικά φορτία που καταπονούν το στέγαστρο 1. Η αντίστοιχη προσομοίωση των φορτίων του στεγαστρου 2 θα παρουσιαστούν στο παράρτημα.

ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

i) Ίδιον Βάρος Φερόντων Μεταλλικών Στοιχείων (**DEADLOADS**)

ii) Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία (**ADDITIONAL DEADLOADS**)

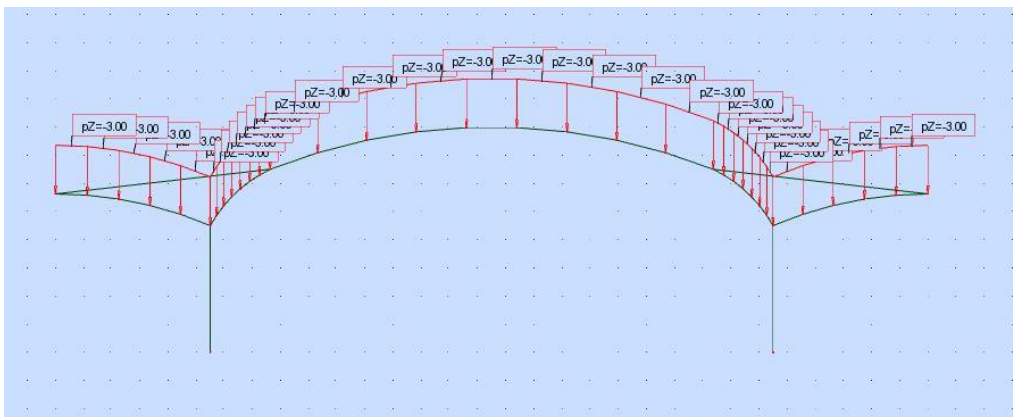
$$q_{\text{additional_deadloads}} = 2,12 \text{ kN/m}$$



Εικόνα 4.6 Προσομοίωση πρόσθετων μόνιμων φορτίων στο στέγαστρο 1

ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΕΓΗΣ (**LIVE LOADS**)

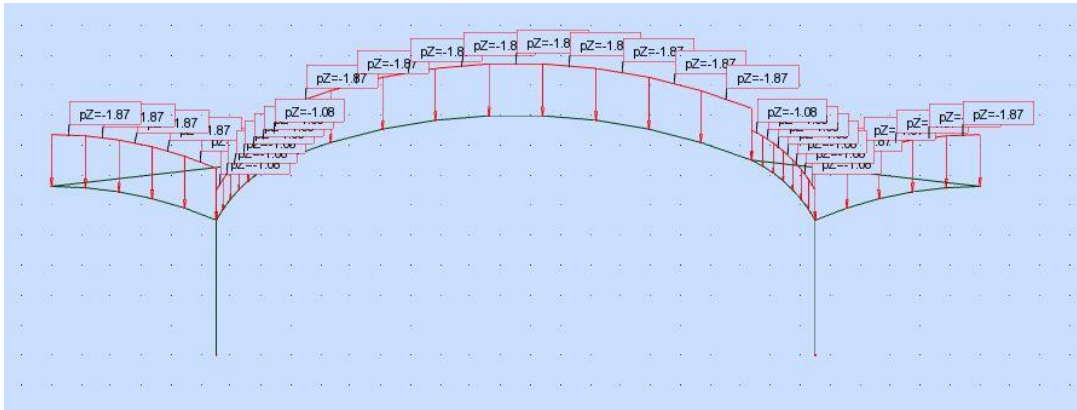
$$q_{\text{live loads}} = 3,00 \text{ kN/m}$$



Εικόνα 4.7 Προσομοίωση κινητών φορτίων στο στέγαστρο 1

ΧΙΟΝΙ (SNOW LOADS)

1) **περίπτωση (i)** (snow₁): $q_{\chi\iota\omicron\nu\iota 1} = 1,87 \text{ kN/m}$

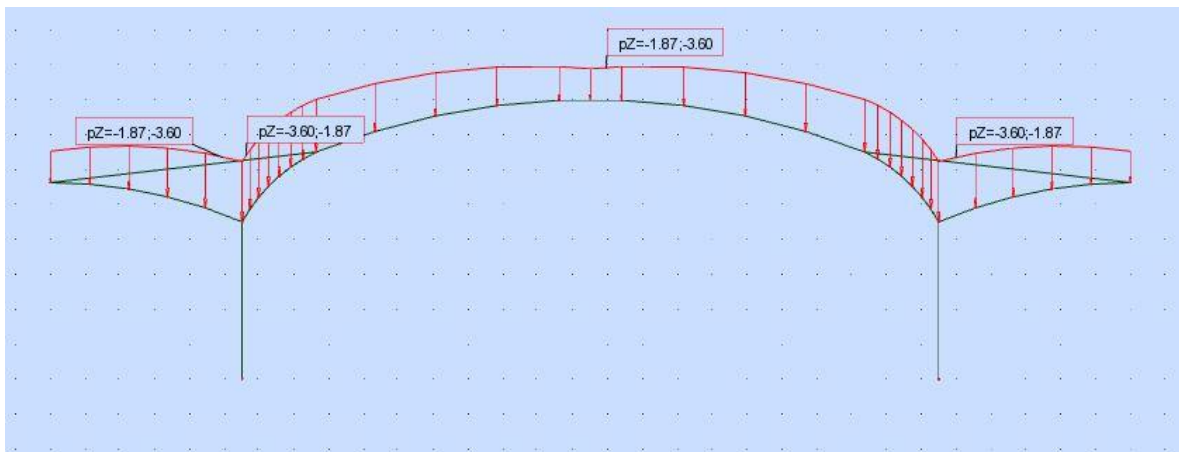


Εικόνα 4.8 Προσομοίωση φορτίου χιονιού στο στέγαστρο 1 – περίπτωση (i)

2) **περίπτωση (ii)** (snow₂):

Μέγιστη τιμή: $q_{\chi\iota\omicron\nu\iota 2, \max} = 3,60 \text{ kN/m}$

Ελάχιστη τιμή: $q_{\chi\iota\omicron\nu\iota 2, \min} = 1,87 \text{ kN/m}$



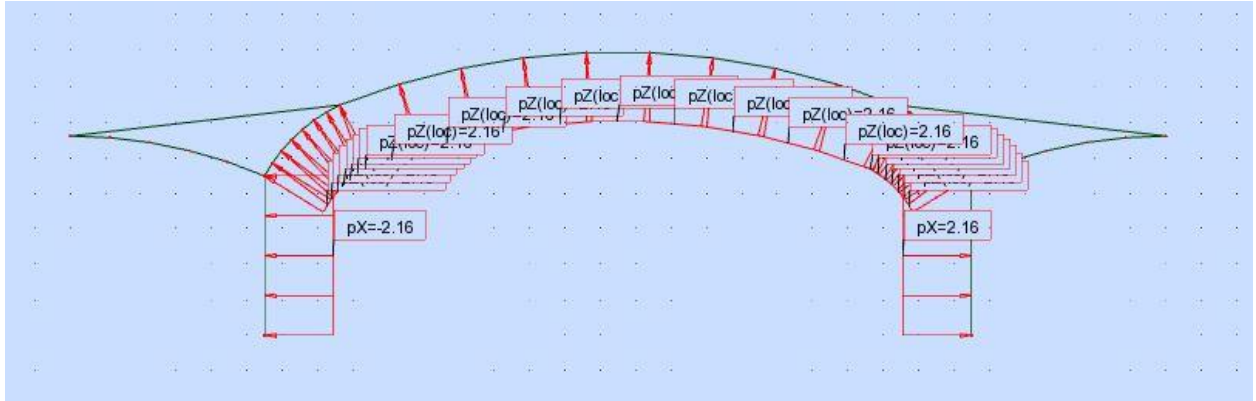
Εικόνα 4.9 Προσομοίωση φορτίου χιονιού στο στέγαστρο 1 – περίπτωση (ii)

ANEMΟΣ (WIND LOADS)

Εσωτερικές Ανεμοπιέσεις

i) Πιέσεις από μέσα προς τα έξω $\{W_{i,in_out (+0,20)}\}$

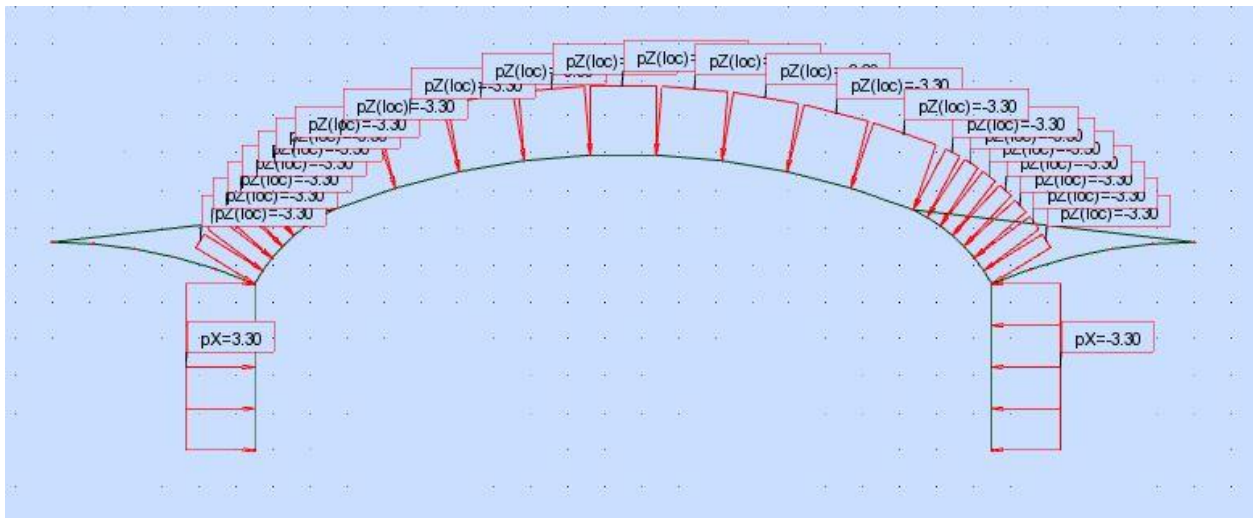
$$W_{i,in_out (+0,20)} = 2,16 \text{ kN/m}$$



Εικόνα 4.10 Προσομοίωση εσωτερικών πιέσεων ανέμου (από μέσα προς τα έξω) στο στέγαστρο 1

ii) Πιέσεις από έξω προς τα μέσα $(W_{i,out_in (-0,30)})$

$$W_{i,out_in (-0,30)} = 3,30 \text{ kN/m}$$



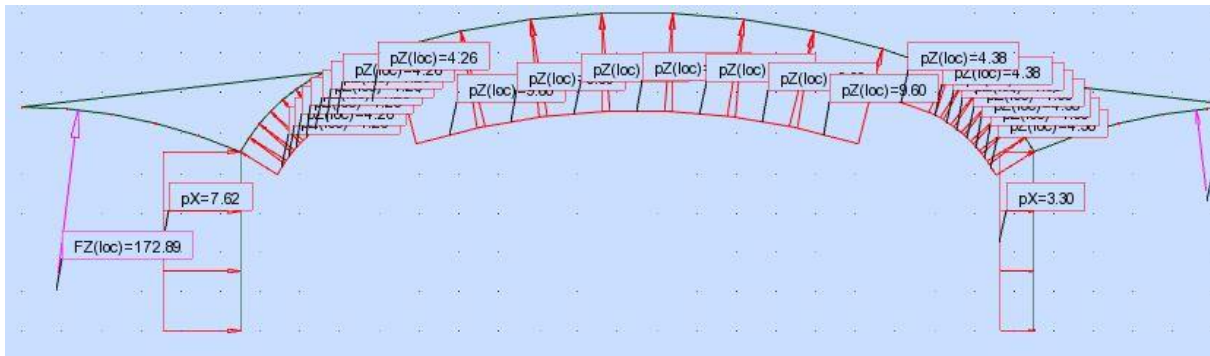
Εικόνα 4.11 Προσομοίωση εσωτερικών πιέσεων ανέμου (από έξω προς τα μέσα) στο στέγαστρο 1

Εξωτερικές Ανεμοπιέσεις

i) $W_{e,up}$

Στέγαστρο 1

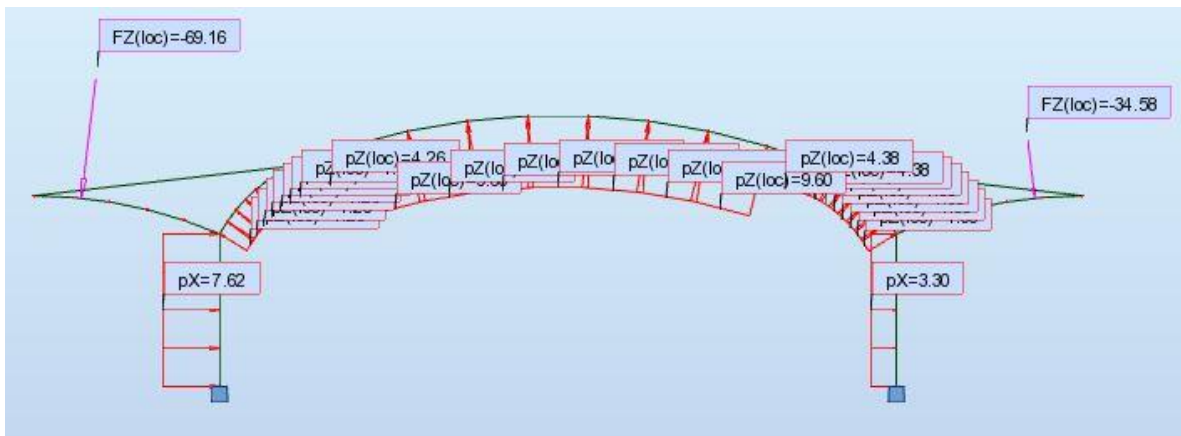
- $W_{e,D(1)} = 1,27(kN/m^2) * 6(m) = 7,62 kN/m$
- $W_{e,E(1)} = 0,55(kN/m^2) * 6(m) = 3,30 kN/m$
- $W_{e,στεγης(A)(1)} = 0,71(kN/m^2) * 6(m) = 4,26 kN/m$
- $W_{e,στεγης(B)(1)} = 1,60 (kN/m^2) * 6(m) = 9,60 kN/m$
- $W_{e,στεγης(C)(1)} = 0,73 (kN/m^2) * 6(m) = 4,38 kN/m$



Εικόνα 4.12 Προσομοίωση εξωτερικών πιέσεων ανέμου στο στέγαστρο 1 – Περίπτωση (i)

ii) $W_{e,down}$

Στέγαστρο 1



Εικόνα 4.13 Προσομοίωση εξωτερικών πιέσεων ανέμου στο στέγαστρο 1 – Περίπτωση (ii)

4.2 Ανάλυση στεγάστρων

Παρατίθενται οι συνδυασμοί φορτίσεων που συμπεριλαμβάνονται στο πρόγραμμα, υπολογίζονται τα μήκη λυγισμού των δομικών στοιχείων και διαστασιολογούνται τα στέγαστρα με την οικονομικότερη διατομή.

4.2.1 Συνδυασμοί φορτίσεων στο πρόγραμμα ανάλυσης

Οι συνδυασμοί φορτίσεων των στεγάστρων μπαίνουν χειροκίνητα στο πρόγραμμα. **Loads** → **Manual Combinations** → Παρουσιάζονται οι συνδυασμοί, όπως υπολογίστηκαν στο 3^ο κεφάλαιο.

4.3 Μήκη λυγισμού δομικών στοιχείων

Τα δομικά στοιχεία των στεγάστρων κατατάσσονται σε ομάδες (member types) και υπολογίζονται τα μήκη λυγισμού τους ως προς το επίπεδο X,Y.

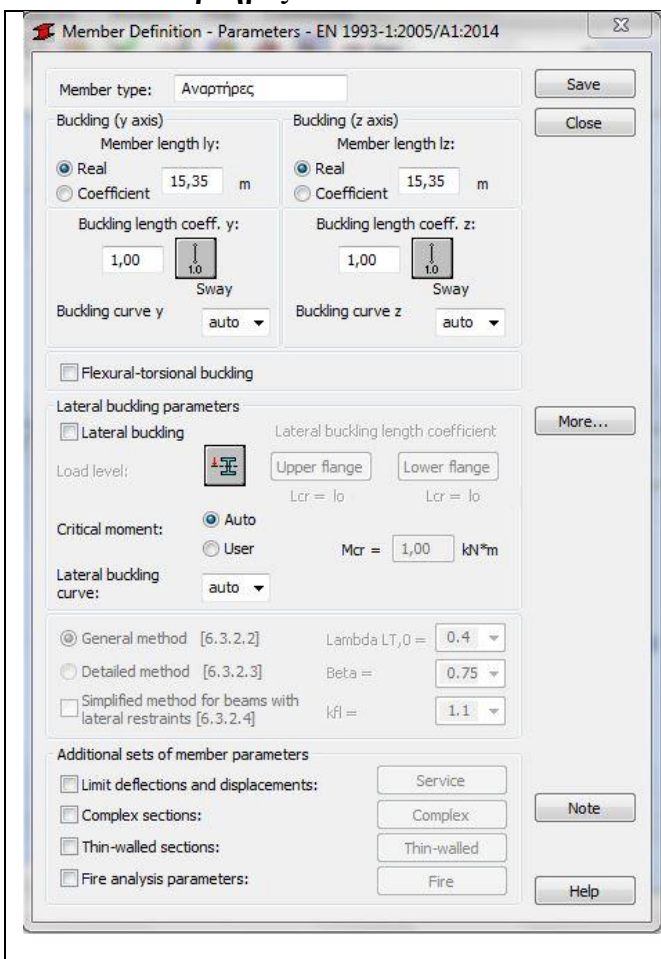
Design → **Steel Members Design – Options** → **Code parameters**

Στέγαστρο 1

Το στέγαστρο 1, στο επίπεδο, χωρίζεται σε τέσσερις τύπους δομικών στοιχείων. Αναρτήρες, Καμπύλη, Πρόβολοι, Υποστυλώματα.

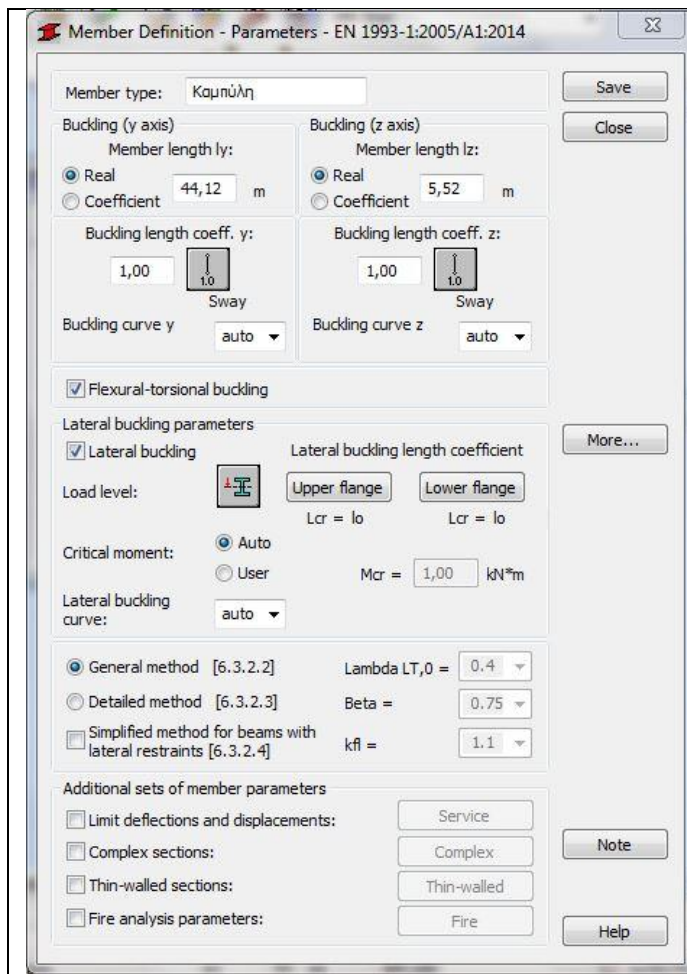
Παρουσιάζονται αναλυτικά τα μήκη λυγισμού των δομικών στοιχείων του στεγάστρου 1.

- **Αναρτήρες**

	<p>Έλεγχος σε θλίψη των αναρτήρων</p> <p>Μήκος αναρτήρων: 15,35m</p> <p>Διεύθυνση κατά Y</p> <p>Μήκος λυγισμού: 15,35m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p><u>Διεύθυνση κατά Z</u></p> <p>Μήκος λυγισμού: 15,35m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p>Έλεγχος σε θλίψη: NAI (θλιβόμενα μέλη)</p> <p>Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: OXI</p> <p>Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: OXI</p>
--	--

Εικόνα 4.13 Μήκη λυγισμού αναρτήρων (στέγαστρο1)

- Καμπύλη



Μήκος καμπύλης: 44,12m

Διεύθυνση κατά Y

Μήκος λυγισμού: 44,12m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Διεύθυνση κατά Z

Μήκος λυγισμού: 5,52m
(44,12m/8)

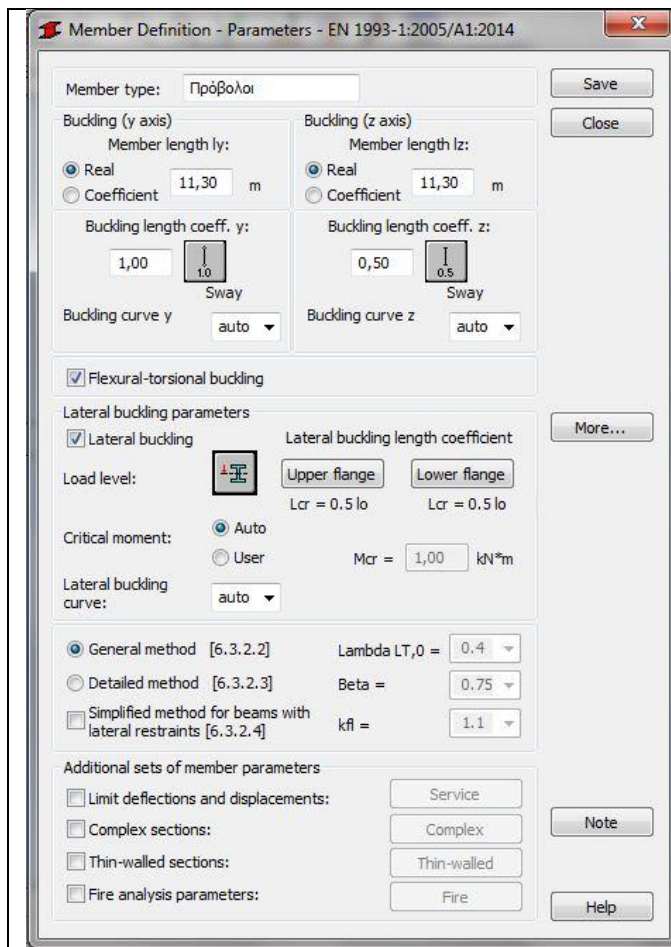
Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: NAI

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: NAI

Εικόνα 4.14 Μήκη λυγισμού καμπύλης (στέγαστρο1)

- **Πρόβολοι**



Μήκος προβόλων: 11,30m

Διεύθυνση κατά Y

Μήκος λυγισμού: 11,30m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Διεύθυνση κατά Z

Μήκος λυγισμού: 11,30m

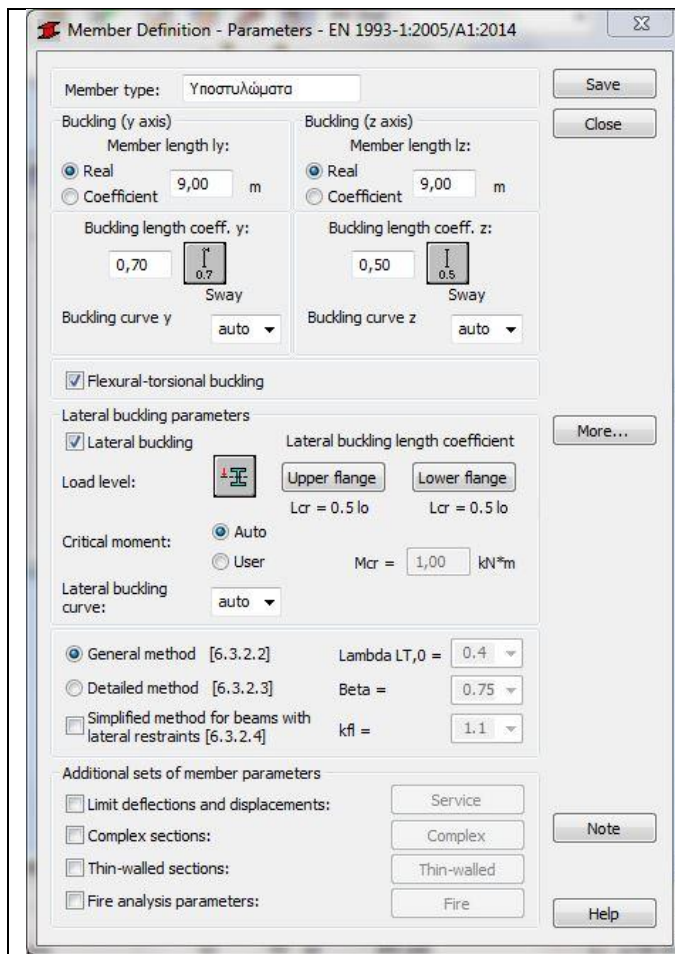
Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 0,50

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: NAI

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: NAI

Εικόνα 4.15 Μήκη λυγισμού προβόλων (στέγαστρο1)

- Υποστυλώματα



Ύψος υποστυλωμάτων: 9,00m

Διεύθυνση κατά Y

Μήκος λυγισμού: 9,00m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 0,70

Διεύθυνση κατά Z

Μήκος λυγισμού: 9,00m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 0,50

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: ΝΑΙ

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: ΝΑΙ

Εικόνα 4.16 Μήκη λυγισμού υποστυλωμάτων (στέγαστρο1)

Στέγαστρο 2

Το στέγαστρο 2, στο επίπεδο, χωρίζεται σε τέσσερις τύπους δομικών στοιχείων.

Αναρτήρες, καμπύλη, πρόβολοι, υποστυλώματα. Αναφέρονται συνοπτικά τα μήκη λυγισμού των δομικών στοιχείων και η καρτέλα με τις αναλυτικές πληροφορίες παρουσιάζεται στο παράρτημα.

- Αναρτήρες

Μήκος αναρτήρων: 11,28m

Διεύθυνση κατά y → Μήκος λυγισμού: 11,28m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Διεύθυνση κατά z → Μήκος λυγισμού: 11,28m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Έλεγχος σε θλίψη → Ναι

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό → Όχι

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό → Όχι

- **Καμπύλη**

Μήκος καμπύλης: 41,06m

Διεύθυνση κατά y → Μήκος λυγισμού: 41,06m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Διεύθυνση κατά z → Μήκος λυγισμού: 5,13m (41,06m/8)

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό → Ναι

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό → Ναι

- **Πρόβολοι**

Μήκος προβόλων: 11,82m

Διεύθυνση κατά y → Μήκος λυγισμού: 11,82m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Διεύθυνση κατά z → Μήκος λυγισμού: 11,82m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 0,50

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό → Ναι

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό → Ναι

- **Υποστυλώματα**

Μήκος υποστυλωμάτων: 16,00m

Διεύθυνση κατά y → Μήκος λυγισμού: 11,20m (16,00m*0,70)

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Διεύθυνση κατά z → Μήκος λυγισμού: 5,33m (16,00m/3)

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό → Ναι

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό → Ναι

4.3.1 Διαστασιολόγηση στεγάστρων

Αφού υπολογίστηκαν τα μήκη λυγισμού των δομικών στοιχείων, προσδιορίζονται από το πρόγραμμα οι διατομές που ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις σχεδιασμού από ένα εύρος διατομών που επιλέγονται. Ακόμη, αναφέρεται ο κρίσιμος συνδυασμός φορτίσεων που οδηγεί στην βέλτιστη διατομή και παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη αυτού.

4.3.1.1 Ομαδοποίηση Δομικών Στοιχείων

Αναφέρεται η διαδικασία ομαδοποίησης των δομικών στοιχείων:

Design → **Steel Members Design** → **Groups** → **New** →

→ Number: Αριθμός ομάδας δομικών στοιχείων

→ Member list: Αριθμός μελών φορέα που ανήκουν στην ομάδα

→ Name: Όνομα ομάδας

→ Material: Κατηγορία δομικού χάλυβα και προδιαγραφές

→ Sections: Σειρά διατομών που θα χρησιμοποιηθούν για την διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων

→ Parameter sections: Παράμετροι των διατομών που χρησιμοποιούνται για την διαστασιολόγηση

4.3.1.2 Διαστασιολόγηση πρώτου στεγάστρου

Αναφέρονται τέσσερις ομάδες δομικών στοιχείων και ορίζονται οι εξής διατομές:

Αναρτήρες → CHS

Καμπύλη → HEA, HEB

Πρόβολοι → HEA, HEB

Υποστυλώματα → HEA, HEB

Code group design → Calculations

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 1 Αναρτήρες						
36 Beam_36	CHS 244.5x20	S 355	192.59	192.59	1.03	40 1*Gtotal + 0*LIVE + 0*S1 + 1,50*W3
	CHS 244.5x25		196.27	196.27	0.87	
	CHS 273x5		161.97	161.97	2.47	
Code group : 2 Καμπύλη						
19 Bar_19	HEA 550	S 355	191.90	77.23	1.10	28 1,35*Gtotal + 1,50*ψ0,q*LIVE + 1,50*S2 + 1,50*ψ0,w*W2
	HEA 600		176.69	78.24	0.91	
	HEA 650		163.86	79.25	0.82	
19 Bar_19	HEB 500	S 355	208.19	75.89	1.07	28 1,35*Gtotal + 1,50*ψ0,q*LIVE + 1,50*S2 + 1,50*ψ0,w*W2
	HEB 550		190.21	76.94	0.88	
	HEB 600		175.28	77.97	0.74	
Code group : 3 Πρόβολοι						
6 Bar_6	HEA 280	S 355	95.31	80.74	1.22	40 1*Gtotal + 0*LIVE + 0*S1 + 1,50*W3
	HEA 300		88.70	75.45	0.95	
	HEA 320		83.22	75.39	0.75	
6 Bar_6	HEB 240	S 355	109.63	92.87	1.13	40 1*Gtotal + 0*LIVE + 0*S1 + 1,50*W3
	HEB 260		100.68	85.81	0.91	
	HEB 280		93.30	79.74	0.75	
Code group : 4 Υποστυλώματα						
1 Column_1	HEA 500	S 355	30.02	62.12	1.10	41 1*Gtotal + 0*LIVE + 0*S1 + 1,50*W4
	HEA 550		27.40	62.96	0.95	
	HEA 600		25.23	63.79	0.84	
1 Column_1	HEB 450	S 355	32.91	61.37	1.04	41 1*Gtotal + 0*LIVE + 0*S1 + 1,50*W4
	HEB 500		29.73	61.87	0.87	
	HEB 550		27.16	62.72	0.76	

Εικόνα 4.17 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων στεγάστρου 1

4.3.1.3 Διαστασιολόγηση δεύτερου στεγάστρου

Αναφέρονται τέσσερις ομάδες δομικών στοιχείων και ορίζονται οι εξής διατομές:

Αναρτήρες → CHS

Καμπύλη → HEA, HEB

Πρόβολοι → HEA, HEB

Υποστυλώματα → HEA, HEB

Code group design → Calculations

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 1 Αναρτήρες						
30 Beam_30	CHS 219.1x10	S 355	152.43	152.43	1.08	34 1,35*Gtotal + 1,50*ψ _{0,q} *LIVE + 1,50*ψ _{0,s} *S1 + 1,50*W4
	CHS 219.1x12		153.80	153.80	0.91	
	CHS 219.1x12		154.11	154.11	0.88	
Code group : 2 Καμπύλη						
29	HEA 800	S 355	126.02	77.18	1.07	27 1,35*Gtotal + 1,50*ψ _{0,q} *LIVE + 1,50*S2 + 1,50*ψ _{0,w} *W1
	HEA 900		113.15	78.95	0.87	
	HEA 1000		102.75	80.77	0.74	
29	HEB 700	S 355	141.80	74.76	1.08	27 1,35*Gtotal + 1,50*ψ _{0,q} *LIVE + 1,50*S2 + 1,50*ψ _{0,w} *W1
	HEB 800		125.26	76.85	0.89	
	HEB 900		112.56	78.64	0.73	
Code group : 3 Πρόβολοι						
9	HEA 300	S 355	92.78	78.93	1.21	38 1*Gtotal + 0*LIVE + 0*S1 + 1,50*W1
	HEA 320		87.05	78.86	0.96	
	HEA 340		82.06	79.18	0.83	
9	HEB 260	S 355	105.32	89.76	1.21	38 1*Gtotal + 0*LIVE + 0*S1 + 1,50*W1
	HEB 280		97.59	83.41	0.97	
	HEB 300		90.97	77.98	0.76	
Code group : 4 Υποστυλώματα						
2	HEA 800	S 355	34.37	80.15	1.14	27 1,35*Gtotal + 1,50*ψ _{0,q} *LIVE + 1,50*S2 + 1,50*ψ _{0,w} *W1
	HEA 900		30.86	81.98	0.93	
	HEA 1000		28.03	83.88	0.80	
2	HEB 700	S 355	38.68	77.64	1.13	27 1,35*Gtotal + 1,50*ψ _{0,q} *LIVE + 1,50*S2 + 1,50*ψ _{0,w} *W1
	HEB 800		34.17	79.81	0.94	
	HEB 900		30.70	81.66	0.78	

Εικόνα 4.18 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων στεγάστρου 2

4.4 Αποτελέσματα

Παρουσιάζονται οι διατομές με τις οποίες διαστασιολογούνται τα μέλη των δύο στεγαστρών και επιλέγεται το στέγαστρο που θα μελετηθεί, θα αναλυθεί και θα διαστασιολογηθεί στο τρισδιάστατο επίπεδο.

4.4.1 Διατομές στεγάστρου 1

Αναρτήρες: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο $1*G_{total} + 1,50*W_3$. Βέλτιστη διατομή είναι η CHS 244.5x20. Οι αναρτήρες διαστασιολογούνται με την διατομή **CHS 244.5x20**.

Καμπύλη: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο $1,35*G_{total} + 1,50*\psi_{0,q}*LIVE + 1,50*S_2 + 1,50*\psi_{0,w}*W_2$.

HEA 600 (εμβαδόν διατομής: $226,46\text{cm}^2$)

HEB 550 (εμβαδόν διατομής: $254,06\text{cm}^2$)

$226,46\text{cm}^2 < 254,06\text{cm}^2 \rightarrow$ Η διατομή HEA 600 έχει μικρότερο βάρος.

Η καμπύλη διαστασιολογείται με την διατομή **HEA 600**.

Πρόβολοι: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο $1*G_{total} + 1,50*W_3$.

HEA 300 (εμβαδόν διατομής: $112,53\text{cm}^2$)

HEB 260 (εμβαδόν διατομής: $118,44\text{cm}^2$)

$112,53\text{cm}^2 < 118,44\text{cm}^2 \rightarrow$ Η διατομή HEA 300 έχει μικρότερο βάρος.

Οι πρόβολοι διαστασιολογούνται με την διατομή **HEA 300**.

Υποστυλώματα: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο $1 \cdot G_{\text{total}} + 1,50 \cdot W_4$.
HEA 550 (εμβαδόν διατομής: $241,76\text{cm}^2$)
HEB 500 (εμβαδόν διατομής: $238,64\text{cm}^2$)
 $238,64\text{cm}^2 < 241,76\text{cm}^2 \rightarrow$ Η διατομή HEB 500 έχει μικρότερο βάρος.
Τα υποστυλώματα διαστασιολογούνται με την διατομή **HEB 500**.

Το στέγαστρο 1 έχει διαστασιολογηθεί επιτυχώς

4.4.2 Διατομές στεγάστρου 2

Αναρτήρες: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο
 $1,35G_{\text{total}} + 1,50 \cdot \psi_{0,q} \cdot \text{LIVE} + 1,50 \cdot \psi_{0,s} \cdot S_1 + 1,50 \cdot W_4$
Βέλτιστη διατομή είναι η CHS 219.1x12. Οι αναρτήρες διαστασιολογούνται με την διατομή **CHS 219.1x12**.

Καμπύλη: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο
 $1,35G_{\text{total}} + 1,50 \cdot \psi_{0,q} \cdot \text{LIVE} + 1,50 \cdot S_2 + 1,50 \cdot \psi_{0,w} \cdot W_1$
HEA 900 (εμβαδόν διατομής: $320,53\text{cm}^2$)
HEB 800 (εμβαδόν διατομής: $334,18\text{cm}^2$)
 $320,53\text{cm}^2 < 334,18\text{cm}^2 \rightarrow$ Η διατομή HEA 900 έχει μικρότερο βάρος.
Η καμπύλη διαστασιολογείται με την διατομή **HEA 900**.

Πρόβολοι: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο $G_{\text{total}} + 1,50 \cdot W_1$
HEA 320 (εμβαδόν διατομής: $124,37\text{cm}^2$)
HEB 280 (εμβαδόν διατομής: $131,36\text{cm}^2$)
 $112,53\text{cm}^2 < 131,36\text{cm}^2 \rightarrow$ Η διατομή HEA 320 έχει μικρότερο βάρος.
Οι πρόβολοι διαστασιολογούνται με την διατομή **HEA 320**.

Υποστυλώματα: Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο
 $1,35 \cdot G_{\text{total}} + 1,50 \cdot \psi_{0,q} \cdot \text{LIVE} + 1,50 \cdot S_2 + 1,50 \cdot \psi_{0,w} \cdot W_1$
HEA 900 (εμβαδόν διατομής: $320,53\text{cm}^2$)
HEB 800 (εμβαδόν διατομής: $334,18\text{cm}^2$)
 $320,53\text{cm}^2 < 334,18\text{cm}^2 \rightarrow$ Η διατομή HEA 900 έχει μικρότερο βάρος.
Τα υποστυλώματα διαστασιολογούνται με την διατομή **HEA 900**.

4.4.3 Μάζα πλαισίων στεγάστρων

Για την επιλογή του στεγάστρου που θα αναλυθεί στον χώρο, σημαντικός παράγοντας είναι το βάρος του, διότι θα καθορίσει σε μεγάλο βαθμό το κόστος κατασκευής. Η μάζα της κατασκευής υπολογίζεται από το πρόγραμμα με την ακολουθία εντολών: Tables \rightarrow Quantity Survey

Στέγαστρο 1

Πίνακας 4.1 Μάζα και εμβαδόν μεταλλικών διατομών στεγάστρου 1

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Bar weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m ²)
S 355						
CHS 24	2	15,35	135,07	2073,31	4147	23,58
HEA 30	10	2,26	88,37	199,71	1997	38,80
HEA 60	14	0,85	177,83	151,16	2116	27,46
HEA 60	9	3,59	177,83	638,42	5746	74,56
HEB 50	2	9,00	187,40	1686,59	3373	38,24
Total per						
CHS 24	2	30,70	135,07	4146,61	4147	23,58
HEA 30	10	22,60	88,37	1997,08	1997	38,80
HEA 60	23	44,21	177,83	7862,03	7862	102,02
HEB 50	2	18,00	187,40	3373,17	3373	38,24
Total					17379	202,64

Η συνολική μάζα του στεγάστρου 1 είναι 17.379kg.

Στέγαστρο 2

Πίνακας 4.2 Μάζα και εμβαδόν μεταλλικών διατομών στεγάστρου 1

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Bar weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m ²)
S 355						
CHS 21	2	11,28	61,28	691,24	1382	15,52
HEA 32	18	1,32	97,66	128,92	2320	41,71
HEA 90	9	4,56	251,70	1147,77	10330	118,87
HEA 90	2	16,00	251,70	4027,26	8055	92,69
Total per						
CHS 21	2	22,56	61,28	1382,47	1382	15,52
HEA 32	18	23,76	97,66	2320,50	2320	41,71
HEA 90	11	73,04	251,70	18384,44	18384	211,56
Total					22087	268,80

Η συνολική μάζα του στεγάστρου 2 είναι 22.087kg.

4.4.4 Επιλογή στεγάστρου για ανάλυση στον χώρο

Για την τελική επιλογή στεγάστρου θα ληφθούν υπόψη δύο παράγοντες:

- Μάζα πλαισίου και συνεπώς όλου του φορέα
- Αρχιτεκτονική διαμόρφωση στεγάστρου

Στην προηγούμενη ενότητα, υπολογίστηκε η μάζα των πλαισίων των δύο στεγάστρων και αποδείχθηκε ότι το στεγαστρο 1 είναι ελαφρύτερο από το στεγαστρο 2 κατά 4.708kg ανά πλαίσιο.

Επιπλέον, το στεγαστρο 1 είναι εντυπωσιακότερο αρχιτεκτονικά και θα είναι ένα στολίδι στην ανάπλαση της περιοχής του Ελληνικού, που αναμένεται να ολοκληρωθεί τα επόμενα χρόνια.

Επιλέγεται το στεγαστρο 1 για μελέτη, διαστασιολόγηση και κατασκευή.

5 Προσομοίωση και Ανάλυση Κτιρίου 3D

Στο κεφάλαιο αυτό θα προσομοιωθεί και θα αναλυθεί στον τρισδιάστατο χώρο το στεγάστρο 1, που επιλέχτηκε σύμφωνα με τις διαδικασίες που πραγματοποιήθηκαν στο 4^ο κεφάλαιο.

Στο πλαίσιο αυτό, θα προσομοιωθούν στο πρόγραμμα **Robot Structural Analysis 2017**, της **Autodesk**, τα δομικά στοιχεία από τα οποία αποτελείται, τα φορτία που το καταπονούν και θα γίνει η τελική διαστασιολόγηση.

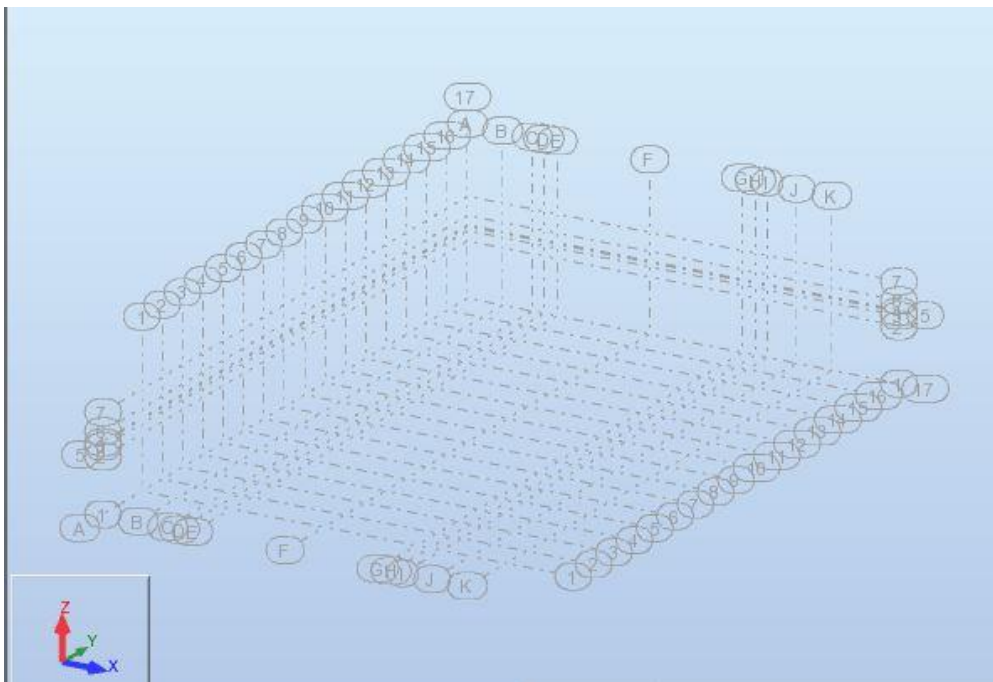
5.1 Κάνναβος κατασκευής

Προσομοιώνεται ο κάνναβος που δημιουργήθηκε για να σχεδιαστεί η κατασκευή. Ο κάνναβος έχει τις ίδιες διαστάσεις με το δισδιάστατο επίπεδο (άξονες X,Z) και προστίθεται ο άξονας Y.

Άξονας X: $6m+5m+2m+2,25m+15,75m+15,75m+2,25m+2m+5m+6m = 62m$

Άξονας Z: $9m+1,60m+0,65m+0,25m+1,50m+3m = 16m$

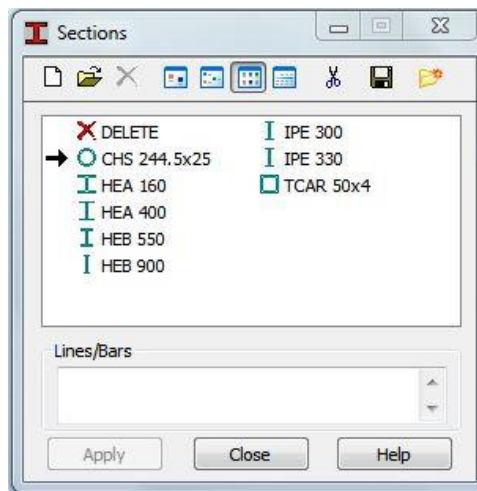
Άξονας Y: $6m + 6m + \dots + 6m + 6m = 96m$ (πληκτρολογείται 16 φορές τα 6m)



Εικόνα 5.1 Κάνναβος στεγάστρου

5.2 Προσομοίωση διατομών

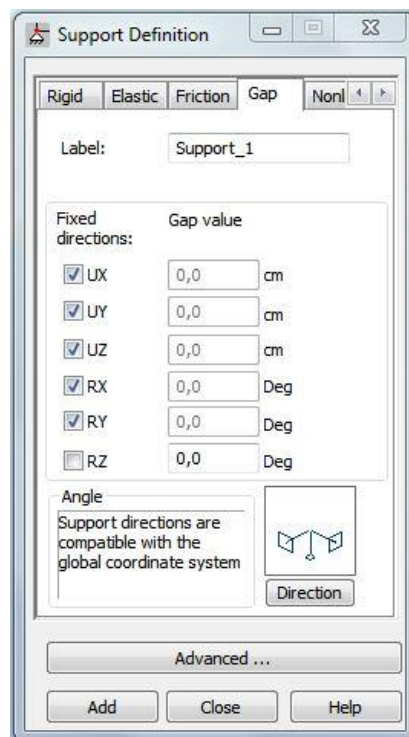
Παρουσιάζονται οι διατομές που διαμορφώνουν το στέγαστρο μελέτης μας.



Εικόνα 5.2 Προσομοίωση διατομών

5.3 Προσομοίωση στηρίξεων

Ο τρισδιάστατος φορέας πακτώνεται στο έδαφος στην διεύθυνση X και αρθρώνεται στο έδαφος στην διεύθυνση Y. Η διαδικασία δημιουργίας της στήριξης είναι η εξής: **Geometry** → **Supports** → **New Support Definition** → **Support 1** → **UX** ✓, **UY** ✓, **UZ** ✓, **RX** ✓, **RY** ✓



Εικόνα 5.3 Προσομοίωση στηρίξεων

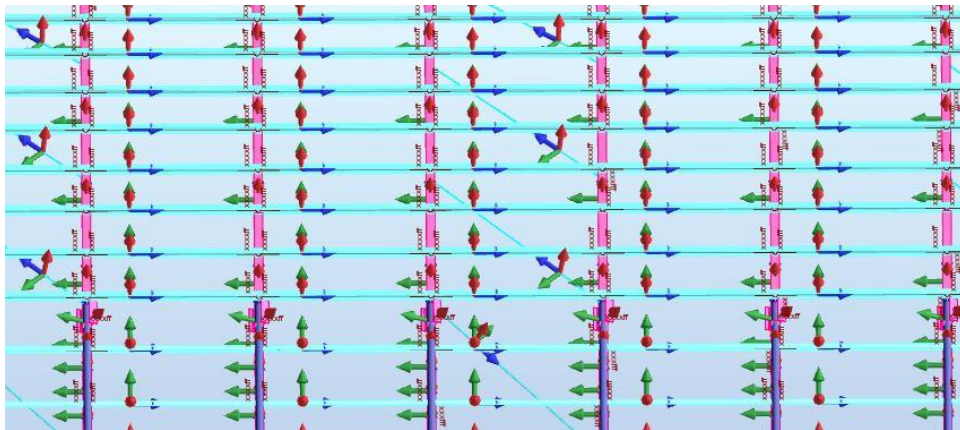
5.4 Προσομοίωση τρισδιάστατου μοντέλου

Ο κύριος φορέας παραμένει ίδιος και επαναλαμβάνεται ανά 6m, 16 φορές. Προστίθενται τα παρακάτω μέλη: τεγίδες, μηκίδες, κεφαλοδοκοί, μετωπικοί στύλοι, οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί).

5.4.1 Προσομοίωση τεγίδων

Οι τεγίδες της κατασκευής τοποθετούνται στην στέγη και συνδέουν δύο πλαίσια μεταξύ τους. Οι τεγίδες κατασκευάζονται στραμμένες ως προς τον κατακόρυφο άξονα, προκειμένου να γίνει πλήρης εκμετάλλευση των κατακόρυφων φορτίων που παραλαμβάνουν. Προσομοιώνονται ως αμφιέριστες στο πρόγραμμα (Geometry → Releases → Pinned-Pinned). Η κλίση των τεγίδων ως προς τον άξονα z κυμαίνεται από -58° έως 58° .

Απεικονίζονται οι τεγίδες της κατασκευής μαζί με τις στηρίξεις τους, όπως προσομοιώνονται στο πρόγραμμα.



Εικόνα 5.4 Προσομοίωση τεγίδων στο πρόγραμμα (με γαλάζιο χρώμα)

Επιπλέον, το κάτω πέλμα των τεγίδων στηρίζεται στο άνω πέλμα των διατομών της καμπύλης και των προβόλων.

Geometry → Additional Attributes → Offsets

Offset 1 (Αφορά την μετακίνηση των τεγίδων της καμπύλης [HEB900]):

$U_x \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

$U_y \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0cm

$U_z \rightarrow$ Beginning: 60,0cm, End: 60,0cm

Coordinate system: Local

Offset 6 (Αφορά την μετακίνηση των τεγίδων του προβόλου [HEA 400]):

$U_x \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

$U_y \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0cm

$U_z \rightarrow$ Beginning: 36,00cm, End: 36,0cm

Coordinate system: Local

Στο παράρτημα παρουσιάζονται βασικές πληροφορίες για όλες τις τεγίδες του στεγάστρου (αριθμός τεγίδας, σημείο του πλαισίου που συνδέεται, μήκος, πλάτος επιρροής, κλίση ως προς τον άξονα z)

- **Μήκη λυγισμού τεγίδας**

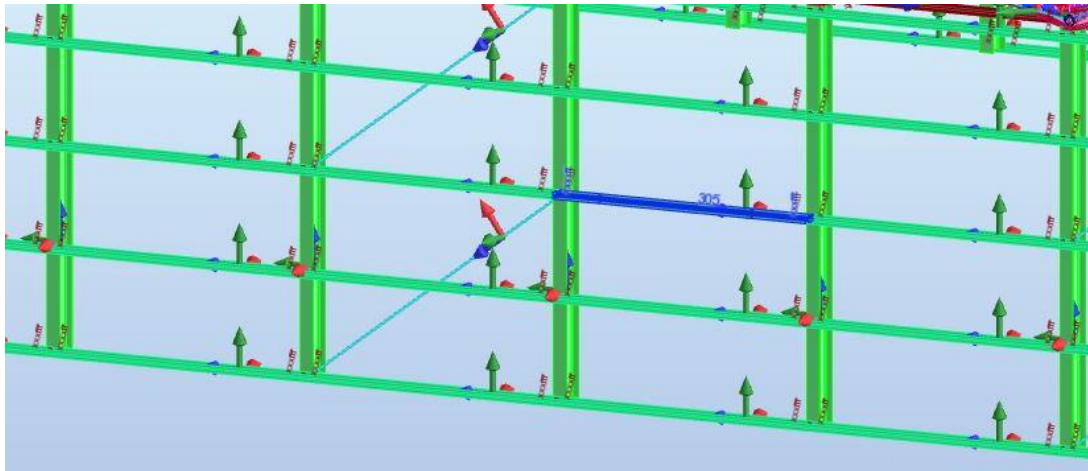
	<p>Μήκος τεγίδων: 6,00m</p> <p>Διεύθυνση κατά Y</p> <p>Μήκος λυγισμού: 6,00m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p><u>Διεύθυνση κατά Z</u></p> <p>Μήκος λυγισμού: 6,00m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p>Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: NAI</p> <p>Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: NAI</p>
--	---

Εικόνα 5.5 Μήκη λυγισμού τεγίδων

5.4.2 Προσομοίωση μηκίδων

Οι μηκίδες της κατασκευής τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μετωπικών στύλων. Σκοπός τους είναι η παραλαβή οριζόντιων φορτίων, κυρίως ανεμοπιέσεων. Προσομοιώνονται ως αμφιέρειστες στο πρόγραμμα (Geometry → Releases → Pinned-Pinned)

Απεικονίζονται οι μηκίδες της κατασκευής μαζί με τις στηρίξεις τους.



Εικόνα 5.6 Προσομοίωση μηκίδων στο πρόγραμμα (με σκούρο πράσινο χρώμα)

Επιπλέον, οι μηκίδες στρέφονται κατά 90° για να είναι ο ισχυρός άξονας (άξονας X) παράλληλος με την διεύθυνση του οριζόντιου ανέμου και κατασκευάζονται στην εξωτερική πλευρά των υποστυλωμάτων και των μετωπικών στύλων.

Πρόσοψη → Offset 2:

$U_x \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

$U_y \rightarrow$ Beginning: -43,0cm, End: -43,0cm

$U_z \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

Coordinate system: Global

Πίσω όψη → Offset 5:

$U_x \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

$U_y \rightarrow$ Beginning: 43,0cm, End: 43,0cm

$U_z \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

Coordinate system: Global

Πλάγια όψη δεξιά της πρόσοψης → Offset 3:

$U_x \rightarrow$ Beginning: 43,0cm, End: 43,0cm

$U_y \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

$U_z \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

Coordinate system: Global

Πλάγια όψη αριστερά της πρόσοψης → Offset 4:

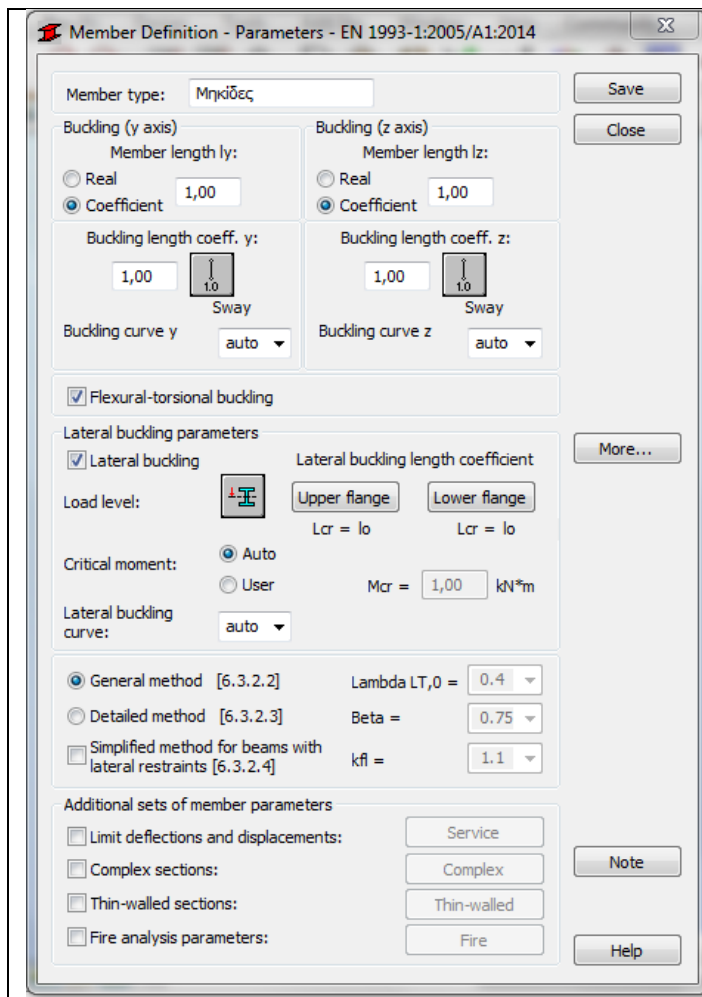
$U_x \rightarrow$ Beginning: -43,0cm, End: -43,0cm

$U_y \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

$U_z \rightarrow$ Beginning: 0,0, End: 0,0

Coordinate system: Global

- Μήκη λυγισμού μηκίδων



Μήκος μηκίδων: 6,00m

Διεύθυνση κατά Y

Μήκος λυγισμού: 6,00m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

Διεύθυνση κατά Z

Μήκος λυγισμού: 6,00m

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00

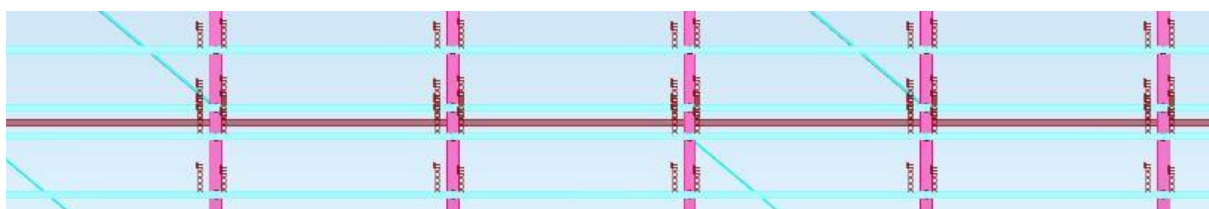
Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: NAI

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: NAI

Εικόνα 5.7 Μήκη λυγισμού μηκίδων

5.4.3 Προσομοίωση κεφαλοδοκού

Οι κεφαλοδοκοί προσομοιώνονται ως αμφιέριστες δοκοί στο πρόγραμμα (Geometry → Releases → Pinned-Pinned).



Εικόνα 5.8 Προσομοίωση κεφαλοδοκού στο πρόγραμμα (με μπορντό χρώμα)

- Μήκη λυγισμού κεφαλοδοκού

	<p>Μήκος κεφαλοδοκών: 6,00m</p> <p>Διεύθυνση κατά Y</p> <p>Μήκος λυγισμού: 6,00m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p><u>Διεύθυνση κατά Z</u></p> <p>Μήκος λυγισμού: 6,00m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p>Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: NAI</p> <p>Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: NAI</p>
--	---

Εικόνα 5.9 Μήκη λυγισμού κεφαλοδοκού

5.4.4 Προσομοίωση μετωπικών στύλων

Οι μετωπικοί στύλοι πακτώνονται στο έδαφος και απελευθερώνονται οι μετακινήσεις στις κορυφές τους κατά τον άξονα X, ώστε να μην συμμετέχουν στην πλαισιακή λειτουργία.

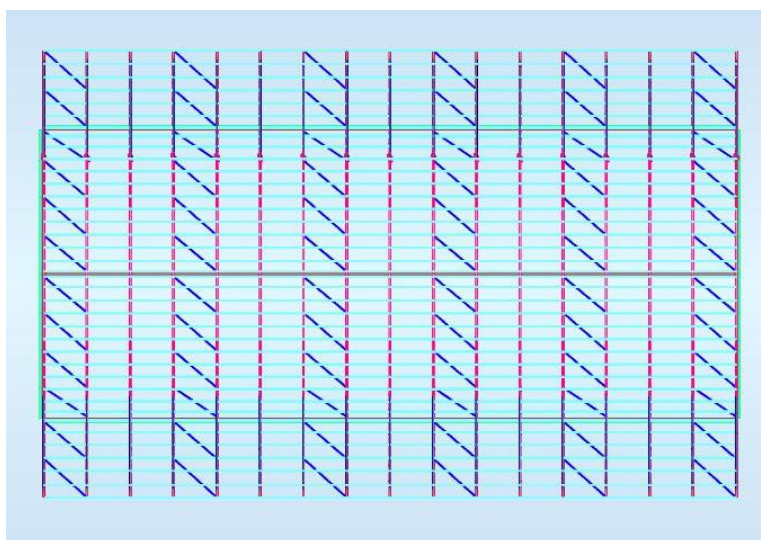
Geometry → **Releases** → **New Release Definition** → **Μετωπικός στύλος** → **Ux – Beginning**: ✓



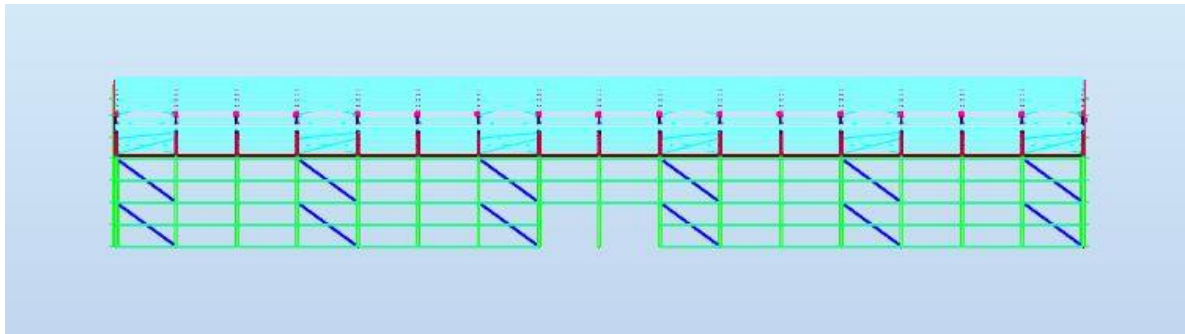
Εικόνα 5.10 Απελευθέρωση μετακινήσεων στην κορυφή των μετωπικών στύλων κατά τον άξονα X

5.4.5 Προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ελέγχονται σε εφελκυσμό. Για να γίνει αποτελεσματικά ο έλεγχος αυτός, προσομοιώνεται στο πρόγραμμα ο ένας από τους δύο συνδέσμους δυσκαμψίας που δημιουργούν το «χιαστί» που συμμετέχει στην διαμόρφωση του στεγάστρου. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται στην καμπύλη του πλαισίου (οριζόντια μέλη) και στα υποστρώματα (κατακόρυφα μέλη) αντίστοιχα, κεντροβαρικά. Λόγω της παραλαβής μόνο αξονικών δυνάμεων από τους συνδέσμους, ορίζεται στο πρόγραμμα η εντολή **truss** (Geometry → Additional Attributes → Advanced Bar Properties → Truss bars – only axial forces act). Επιλέγεται κοινή διατομή για τους οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.



Εικόνα 5. 10 Προσομοίωση οριζόντιων συνδέσμων στο πρόγραμμα



Εικόνα 5.11 Προσομοίωση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

- **Μήκη λυγισμού οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας**

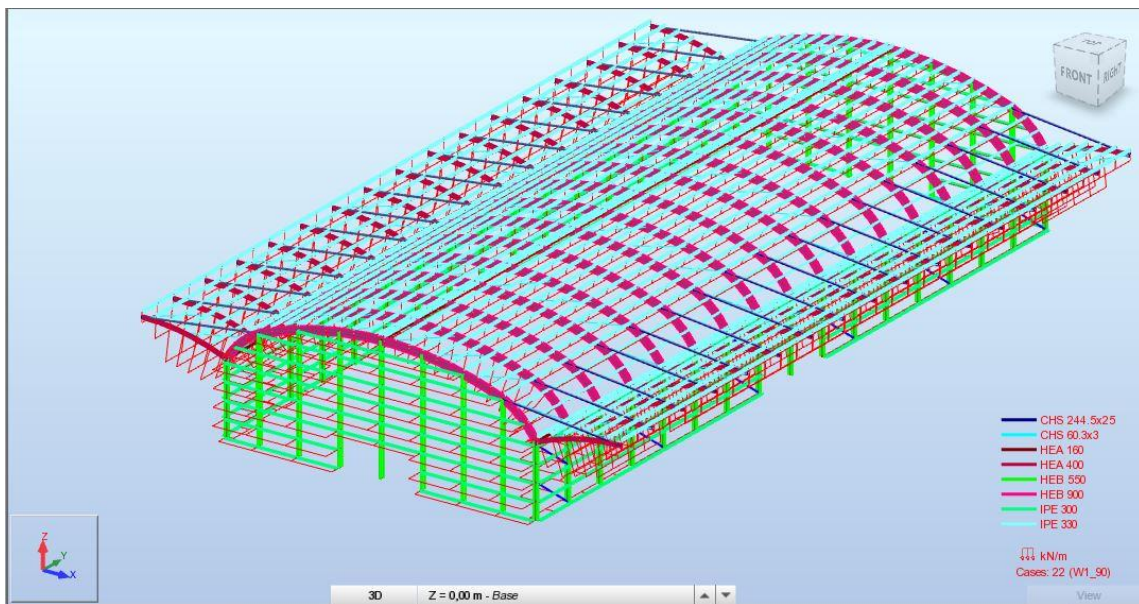
	<p>Έλεγχος σε εφελκυσμό των οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας</p> <p>Μήκος συνδέσμων δυσκαμψίας:</p> <p>Διεύθυνση κατά Y</p> <p>Μήκος λυγισμού: 15,35m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p>Διεύθυνση κατά Z</p> <p>Μήκος λυγισμού: 15,35m</p> <p>Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: 1,00</p> <p>Έλεγχος σε εφελκυσμό: ΝΑΙ (εφελκυόμενα μέλη)</p> <p>Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: ΟΧΙ</p> <p>Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: ΟΧΙ</p>
--	---

Εικόνα 5.12 Μήκη λυγισμού οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

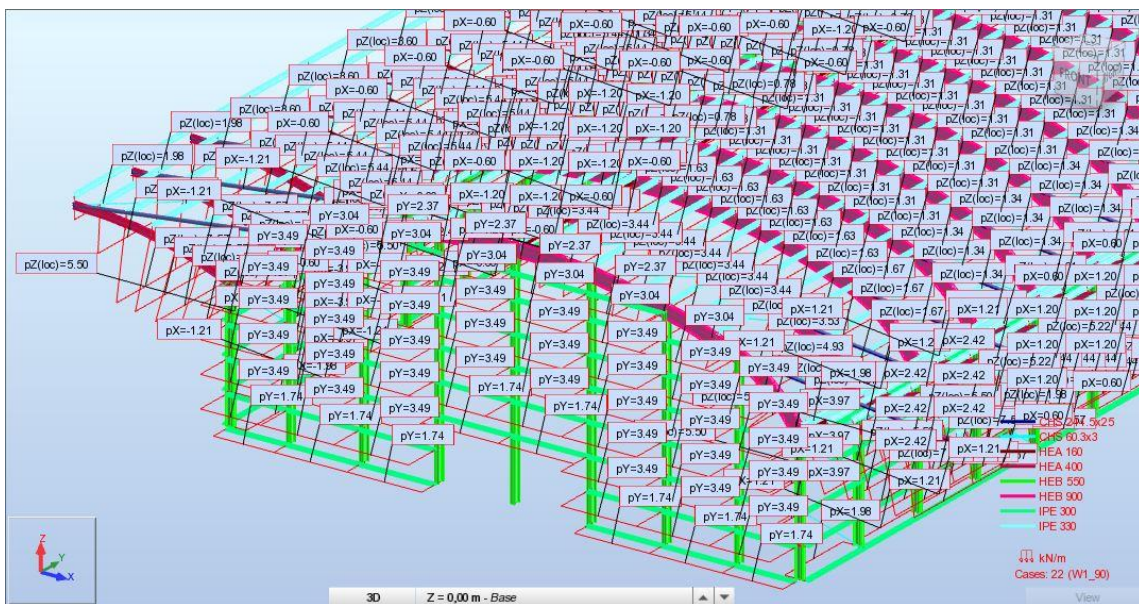
5.5 Προσομοίωση φορτίων

Προσομοιώνονται στο πρόγραμμα τα φορτία που επιβάλλονται στον φορέα. Τα φορτία στον τρισδιάστατο φορέα, επιβάλλονται στις τεγίδες και στις μηκίδες του φορέα, με εξαίρεση τα σεισμικά φορτία που αναλαμβάνονται από την κεφαλοδοκό και τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Συνεπώς, τα επιφανειακά φορτία που υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 3, πολλαπλασιάζονται με το πλάτος επιρροής των προαναφερθέντων δομικών στοιχείων. Παρουσιάζονται εδώ τα φορτία για τον άνεμο 90° (τα υπόλοιπα φορτία παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4 – επιβολή φορτίων στο δισδιάστατο επίπεδο). Στο παράρτημα θα αναφερθούν όλα τα φορτία που επιβάλλονται στον φορέα.

1) W_{1_90}

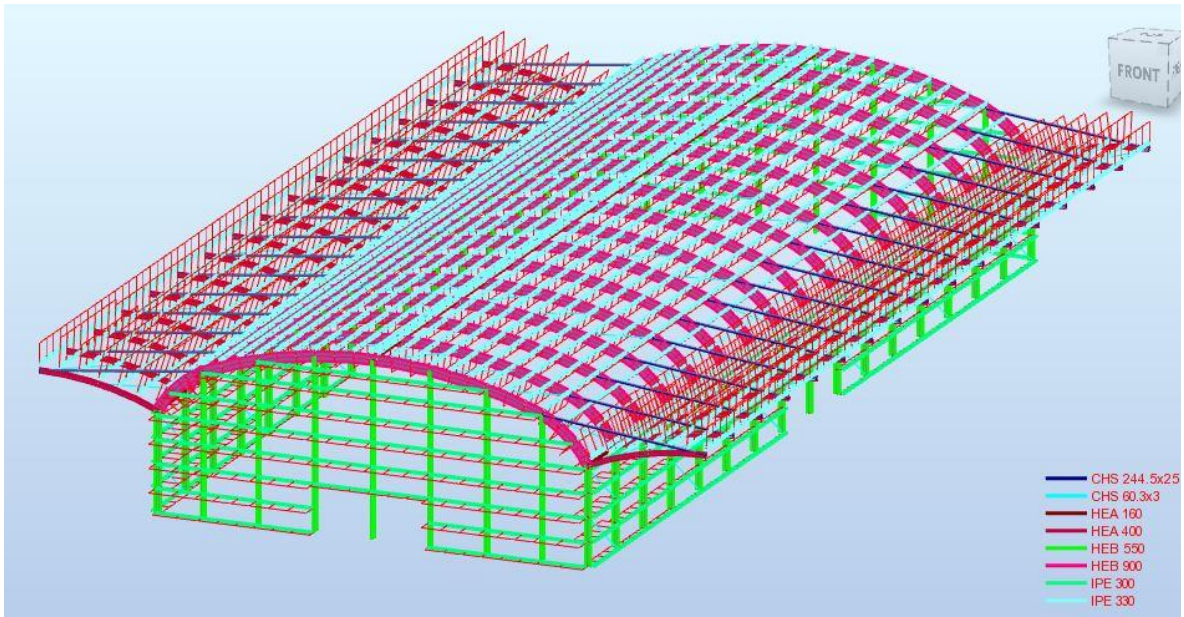


Εικόνα 5.13 Φορτία ανέμου W_{1_90} (φορά φορτίων)

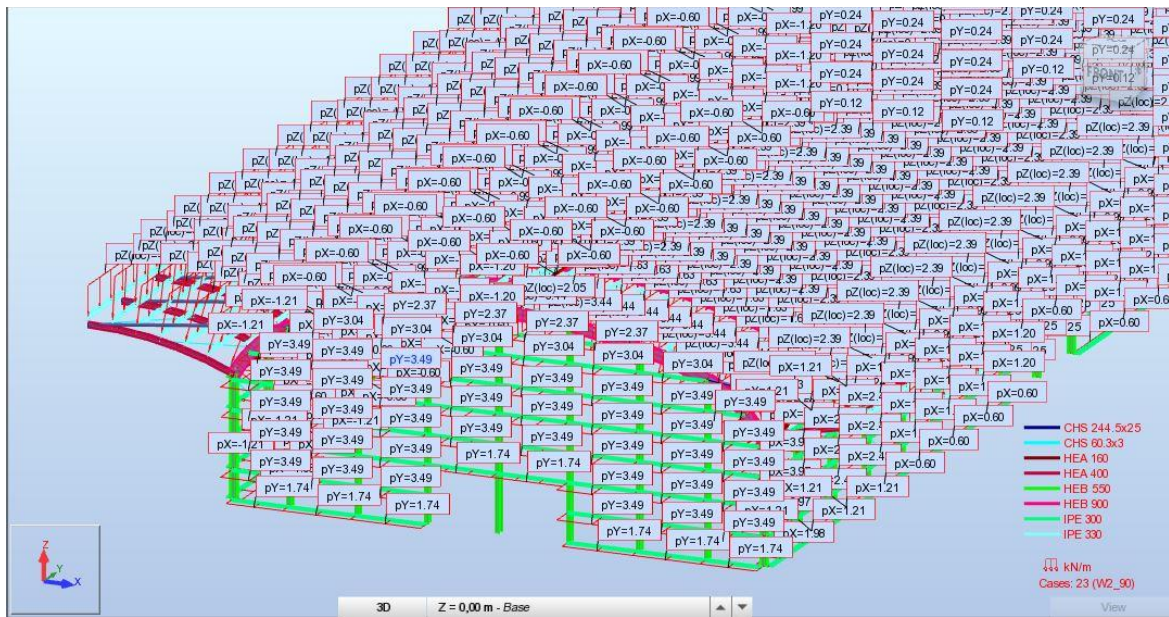


Εικόνα 5.14 Φορτία ανέμου W_{1_90} (τιμές φορτίων)

2) $W_{2,90}$

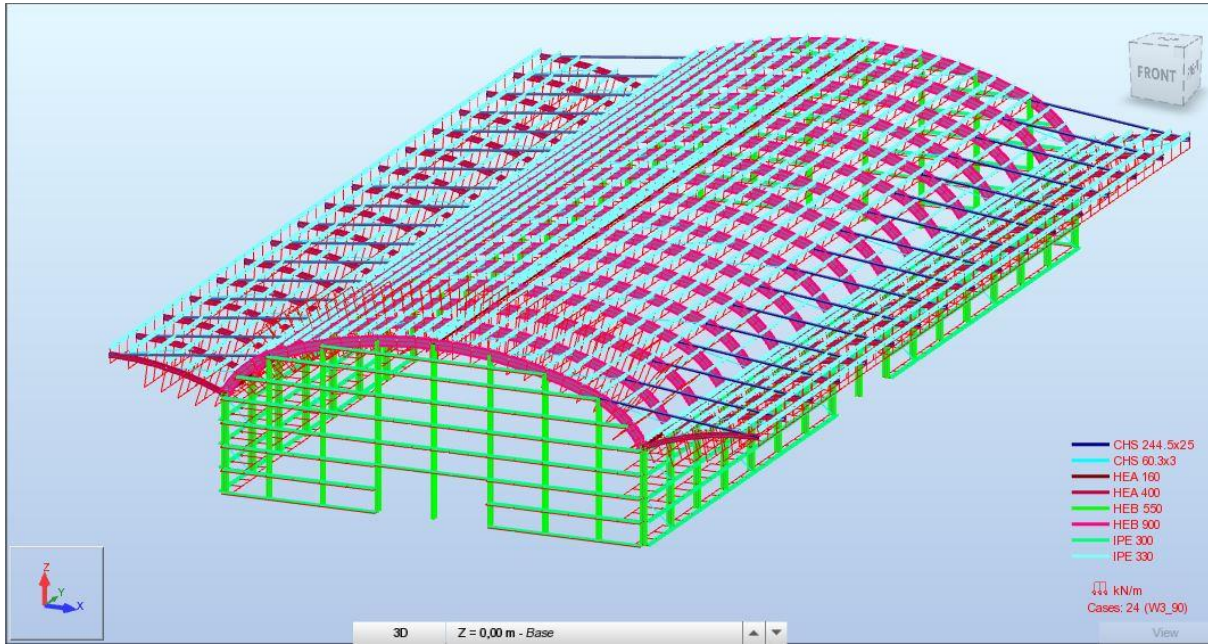


Εικόνα 5.15 Φορτία ανέμου $W_{2,90}$ (φορά φορτίων)

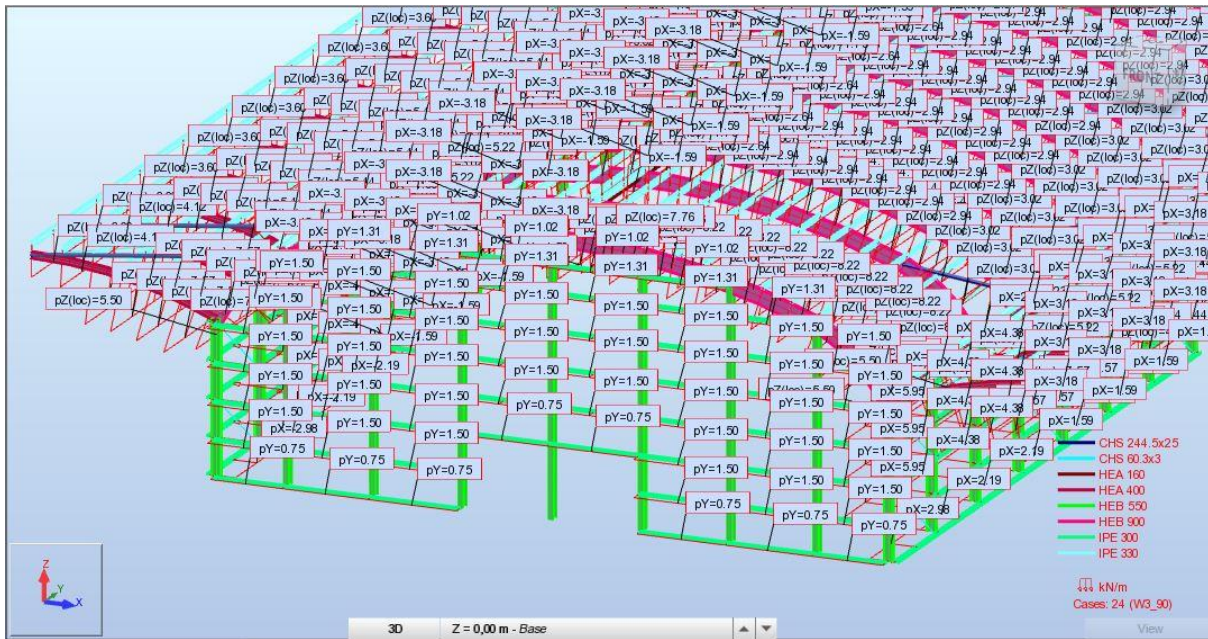


Εικόνα 5.16 Φορτία ανέμου $W_{2,90}$ (τιμές φορτίων)

3) W_{3_90}

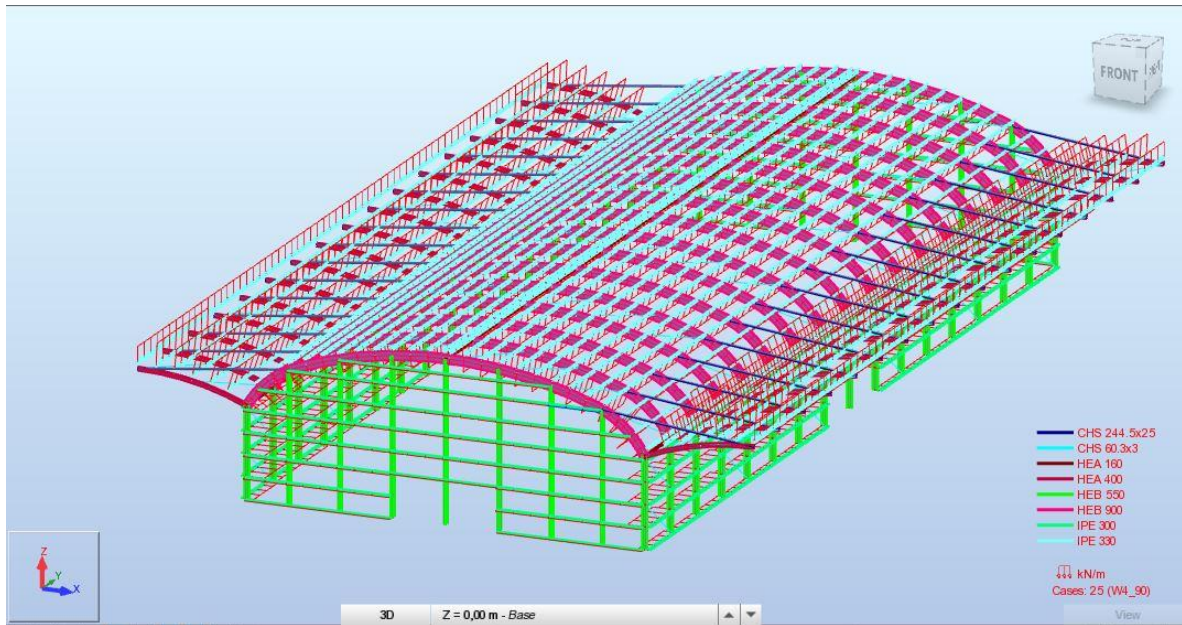


Εικόνα 5.17 Φορτία ανέμου W_{3_90} (φορά φορτίων)

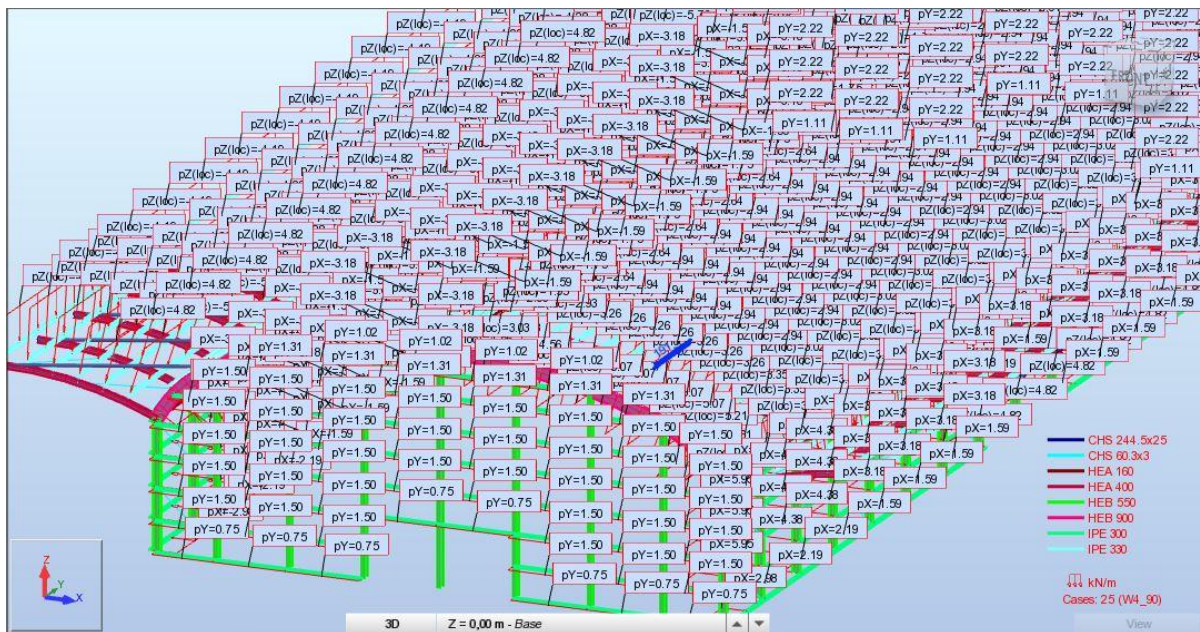


Εικόνα 5.18 Φορτία ανέμου W_{3_90} (τιμές φορτίων)

4) W_{4_90}



Εικόνα 5.19 Φορτία ανέμου W_{4_90} (φορά φορτίων)



Εικόνα 5.20 Φορτία ανέμου W_{4_90} (τιμές φορτίων)

5.6 Διαστασιολόγηση φορέα

Παρατίθενται οι διατομές η οποίες θα χρησιμοποιηθούν για την κατασκευή του φορέα, ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης που οδηγεί στην βέλτιστη διατομή και τα εντατικά μεγέθη τους.

5.6.1 Ομαδοποίηση δομικών στοιχείων φορέα

Διαμορφώνονται εννιά ομάδες δομικών στοιχείων του φορέα και επιλέγονται κατηγορίες διατομών για την διαστασιολόγηση του φορέα.

Αναρτήρες → CHS

Καμπύλη → HEA, HEB

Πρόβολοι → HEA, HEB

Υποστυλώματα → HEA, HEB

Τεγίδες → IPE

Μηκίδες → IPE

Μετωπικοί Στύλοι → HEA, HEB

Κεφαλοδοκός → HEA, HEB

Χιαστί → TCAR 50x4

5.6.2 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 1 Αναρτήρες						
1334 Beam_1334	CHS 244.5x20	S 355	192.59	192.59	1.01	64 1*Gtotal + 1,50*W3_90
	CHS 244.5x25		196.27	196.27	0.86	
	CHS 273x5		161.97	161.97	2.43	
Code group : 2 Καμπύλη						
146 Bar_146	HEA 1100	S 355	102.52	90.26	1.05	60 1*Gtotal + 1,50*
146 Bar_146	HEB 800	S 355	134.59	82.66	1.04	60 1*Gtotal + 1,50*W3_90
	HEB 900		120.95	84.57	0.95	
	HEB 1000		109.90	86.54	0.91	
Code group : 3 Πρόβολοι						
1300 Bar_1300	HEA 360	S 355	74.22	76.01	1.02	62 1*Gtotal + 1,50*W1_90
	HEA 400		67.11	76.98	0.85	
	HEA 450		59.73	77.49	0.68	
1300 Bar_1300	HEB 300	S 355	86.97	74.55	1.05	62 1*Gtotal + 1,50*W1_90
	HEB 320		81.75	74.66	0.91	
	HEB 340		77.16	75.03	0.82	
Code group : 4 Υποστυλώματα - μετωπικοί στύλοι						
1298 Column_1298	HEA 700	S 355	21.91	65.81	1.01	65 1*Gtotal + 1,50*W4_90
	HEA 800		19.34	67.67	0.86	
	HEA 900		17.36	69.22	0.71	
1298 Column_1298	HEB 500	S 355	29.73	61.87	1.09	65 1*Gtotal + 1,50*W4_90
	HEB 550		27.16	62.72	0.96	
	HEB 600		25.03	63.56	0.86	
Code group : 5 Τεγίδες						
1342 Beam_1342	IPE 300	S 355	48.15	179.12	1.02	64 1*Gtotal + 1,50*W3_90
	IPE 330		43.77	169.11	0.83	
	IPE 360		40.12	158.41	0.61	
Code group : 6 Μηκίδες						
1711 Beam_1711	IPE 270	S 355	47.76	177.36	1.24	64 1*Gtotal + 1,50*W3_90
	IPE 300		43.03	160.07	0.84	
	IPE 330		39.11	151.11	0.64	

Code group : 7 Κεφαλοδοκός						
1425 Beam_1425	HEA 140	S 355	104.63	170.44	1.14	70 Gtotal + ψ2,0*LIVE + 0,30*Ex + Ey
	HEA 160		91.34	150.58	0.75	
	HEA 180		80.56	132.74	0.52	
1425 Beam_1425	HEB 120	S 355	119.01	196.36	1.36	70 Gtotal + ψ2,0*LIVE + 0,30*Ex + Ey
	HEB 140		101.22	167.73	0.81	
	HEB 160		88.53	148.20	0.52	
Code group : 8 Χιαστί						
1815 Beam_1815	TCAR 50x3.2	S 355	389.34	389.34	1.05	70 Gtotal + ψ2,0*LIVE + 0,30*Ex + Ey
	TCAR 50x4		396.53	396.53	0.86	
	TCAR 50x5		405.94	405.94	0.70	

Εικόνα 5.21 Συνοπτικά αποτελέσματα διαστασιολόγησης

5.6.3 Αναλυτική παρουσίαση αποτελεσμάτων – Κρίσιμοι συνδυασμοί

Αναρτήρες:

Ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,86. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{3_90}$. Βέλτιστη διατομή είναι η CHS 244.5x25. **Οι αναρτήρες διαστασιολογούνται με την διατομή CHS 244.5x25.**

Καμπύλη:

Ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,95. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{3_90}$. HEB 900 (εμβαδόν διατομής: 371,28cm²)

Η καμπύλη διαστασιολογείται με την διατομή HEB 900.

Πρόβολοι:

Ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,85.

Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{1_90}$.

HEA 400 (εμβαδόν διατομής: 158,98cm²)

HEB 320 (εμβαδόν διατομής: 161,34cm²)

158,98cm² < 161,34cm² → Η διατομή HEA 400 έχει μικρότερο βάρος.

Οι πρόβολοι διαστασιολογούνται με την διατομή HEA 400.

Υποστυλώματα και μετωπικοί στύλοι: Ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,96. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $G_{total} + 1,50 \cdot W_{4_90}$.

HEA 800 (εμβαδόν διατομής: 280,30cm²)

HEB 550 (εμβαδόν διατομής: 254,06cm²)

254,06cm² < 280,30cm² → Η διατομή HEB 550 έχει μικρότερο βάρος.

Τα υποστυλώματα διαστασιολογούνται με την διατομή HEB 550.

Τεγίδες: Ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,83.

Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{3_90}$.

Οι τεγίδες διαστασιολογούνται με την διατομή IPE 330.

Μηκίδες: Ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,84. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1*G_{total}+1,50*W_{3,90}$.

Οι τεγίδες διαστασιολογούνται με την διατομή IPE 300.

Κεφαλοδοκός: Ο λόγος επάρκειας στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ισούται με 0,75. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1,0*G_{total} + 1,0*0,0*LIVELOADS \pm 0,3*E_X \pm 1,0*E_Y$.

HEA 160 (εμβαδόν διατομής: $38,77\text{cm}^2$)

HEB 140 (εμβαδόν διατομής: $42,96\text{cm}^2$)

$38,77\text{cm}^2 < 42,96\text{cm}^2 \rightarrow$ Η διατομή HEA 160 έχει μικρότερο βάρος.

Τα υποστυλώματα διαστασιολογούνται με την διατομή HEA 160.

Οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας:

Ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,86. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1,0*G_{total} + 1,0*0,0*LIVELOADS \pm 0,3*E_X \pm 1,0*E_Y$.

Βέλτιστη διατομή είναι η TCAR 50x4 (εμβαδόν διατομής: $7,85\text{cm}^2$).

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογούνται με την διατομή TCAR 50x4.

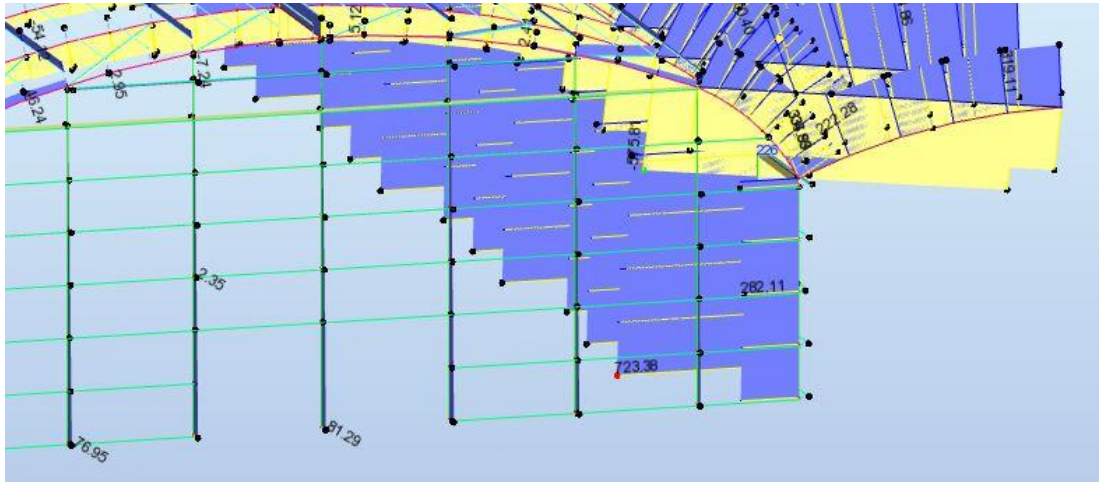
5.6.4 Εντατικά διαγράμματα φορέα

Από τον πίνακα αποτελεσμάτων του προγράμματος λαμβάνονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη του φορέα. **Tables \rightarrow Forces \rightarrow Global Extremes**

Πίνακας 5.1 Μέγιστα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στον φορέα (από όλα τα φορτία και τους συνδυασμούς τους)

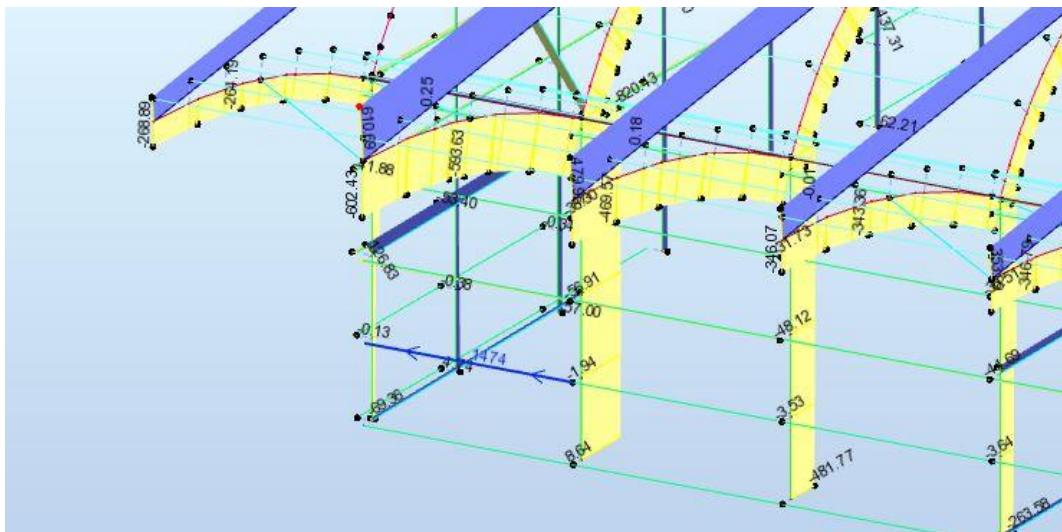
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	723,38	183,25	633,09	16,13	1248,15	361,38
Bar	39	57	331	56	1298	1316
Node	39	40	402	56	1159	1178
Case	55 (C)	65 (C)	70 (C) (CQC)	65 (C)	65 (C)	55 (C)
Mode						
MIN	-804,10	-187,66	-296,00	-16,32	-1158,23	-536,43
Bar	1298	2	1300	1	1299	146
Node	1158	4	1159	2	1161	255
Case	64 (C)	65 (C)	62 (C)	65 (C)	65 (C)	60 (C)
Mode						

Μέγιστη θλιπτική δύναμη: $F_{X,max} = -723,38 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 39 (δεξί υποστύλωμα στο δεύτερο πλαίσιο), στον κόμβο 39 ($X=51,00\text{m}$, $Y=6,00\text{m}$, $Z=0,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 55 ($1,35 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot \psi_{0,s} \cdot Q + 1,50 \cdot S_2 + 1,50 \cdot \psi_{0,w} \cdot W_{2,90}$).



Εικόνα 5.22 Διάγραμμα μέγιστης θλιπτικής δύναμης

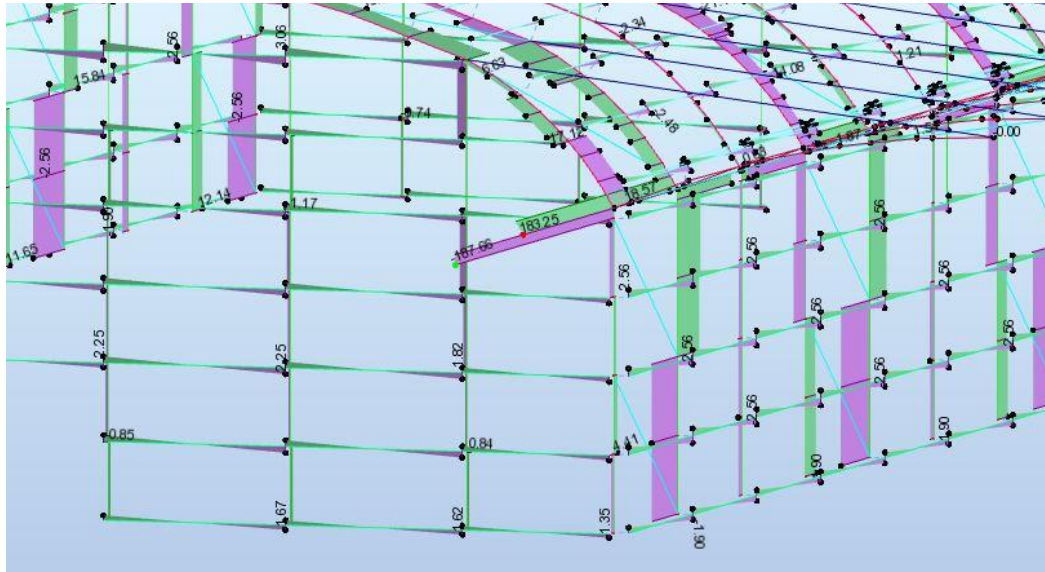
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη: $F_{X,min} = 820,43 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 1298 (αριστερό υποστύλωμα στο δέκατο έκτο πλαίσιο), στον κόμβο 1158 ($X=11,00\text{m}$, $Y=90,00\text{m}$, $Z=0,00$), από τον συνδυασμό 64 ($1,00 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{3,90}$).



Εικόνα 5.23 Διάγραμμα μέγιστης εφελκυστικής δύναμης

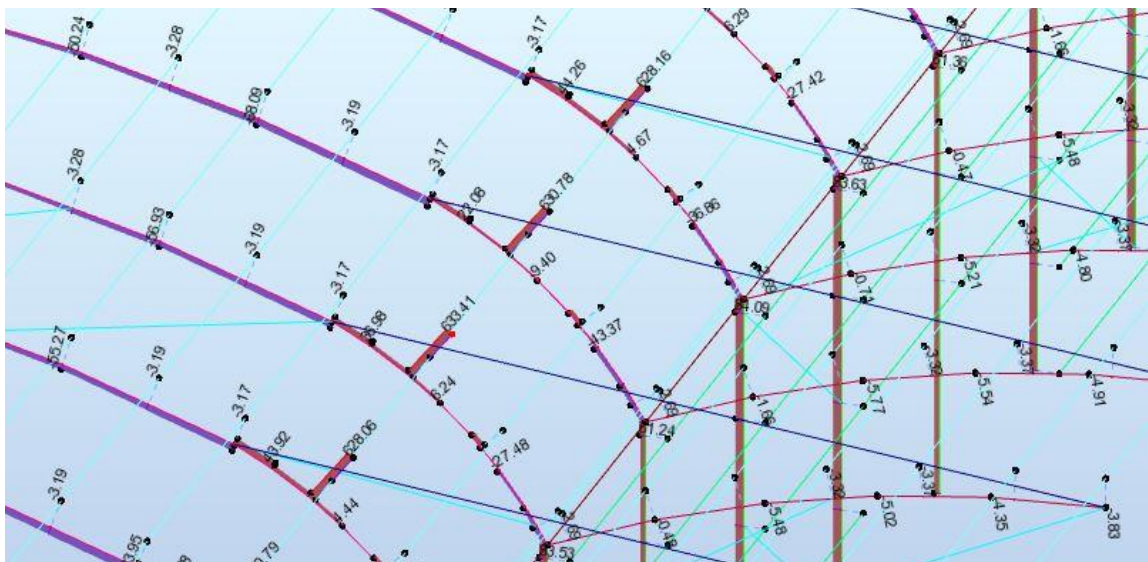
Μέγιστη αρνητική τέμνουσα κατά Y: $F_{Y,max} = -183,25 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 57 (μέλος της καμπύλης στο σημείο επαφής της με το δεξί υποστύλωμα στο δεύτερο πλαίσιο), στον κόμβο 40 ($X=51,00\text{m}$, $Y=6,00\text{m}$, $Z=9,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 65 ($1,00 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{4,90}$).

Μέγιστη θετική τέμνουσα κατά Y: $F_{Y,min} = 187,66 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 2 (δεξί υποστύλωμα πρώτου πλαισίου), στον κόμβο 4 ($X=51,00\text{m}, Y=0,00\text{m}, Z=9,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 65 ($1,00 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{4_90}$).



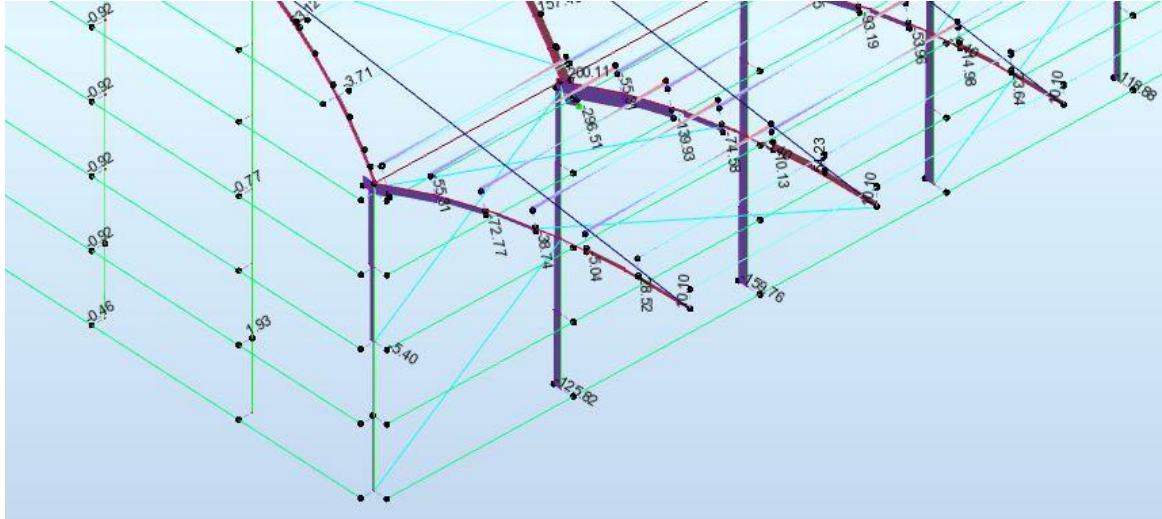
Εικόνα 5.24 Διάγραμμα μέγιστης θετικής και αρνητικής τέμνουσας δύναμης κατά Y

Μέγιστη αρνητική τέμνουσα κατά Z: $F_{Z,max} = -633,41 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 331 (μέλος της καμπύλης του πέμπτου πλαισίου), στον κόμβο 402 ($X=48,21\text{m}, Y=24,00\text{m}, Z=12,14\text{m}$), από τον συνδυασμό 70 ($G_{total} + \psi_{2,0} \cdot Q \pm 0,30 \cdot E_X \pm E_Y$).



Εικόνα 5.25 Διάγραμμα μέγιστης αρνητικής τέμνουσας δύναμης κατά Z

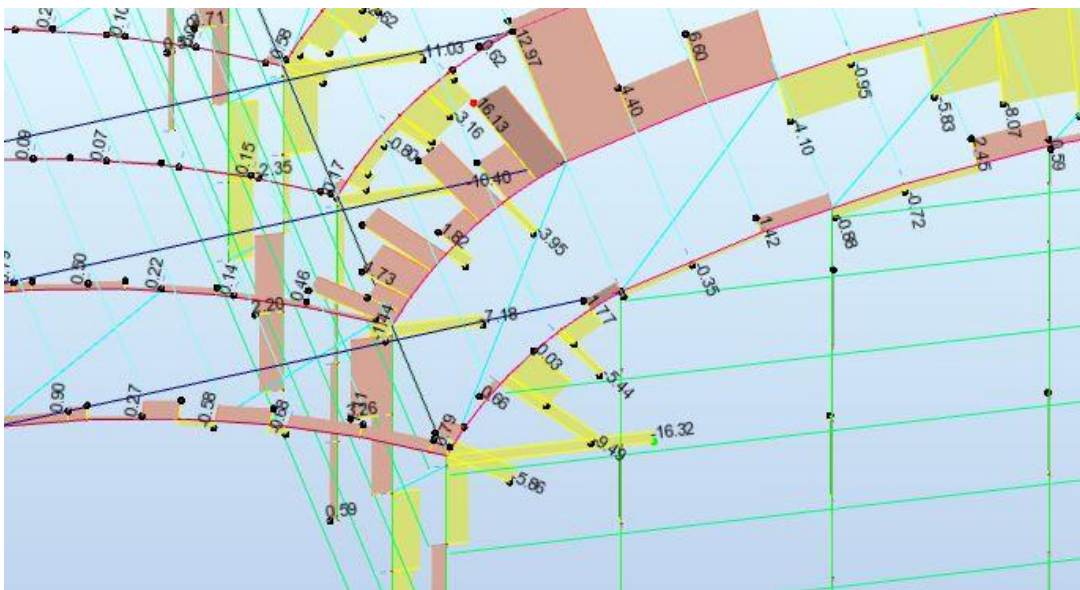
Μέγιστη θετική τέμνουσα κατά Z: $F_{Z,\min} = 296,00 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 1300 (μέλος του προβόλου του δέκατου έκτου πλαισίου), στον κόμβο 1159 ($X=11,00\text{m}$, $Y=90,00\text{m}$, $Z=9,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 62 ($1,00 \cdot G_{\text{total}} + 1,50 \cdot W_{1_90}$).



Εικόνα 5.26 Διάγραμμα μέγιστης θετικής τέμνουσας δύναμης κατά Z

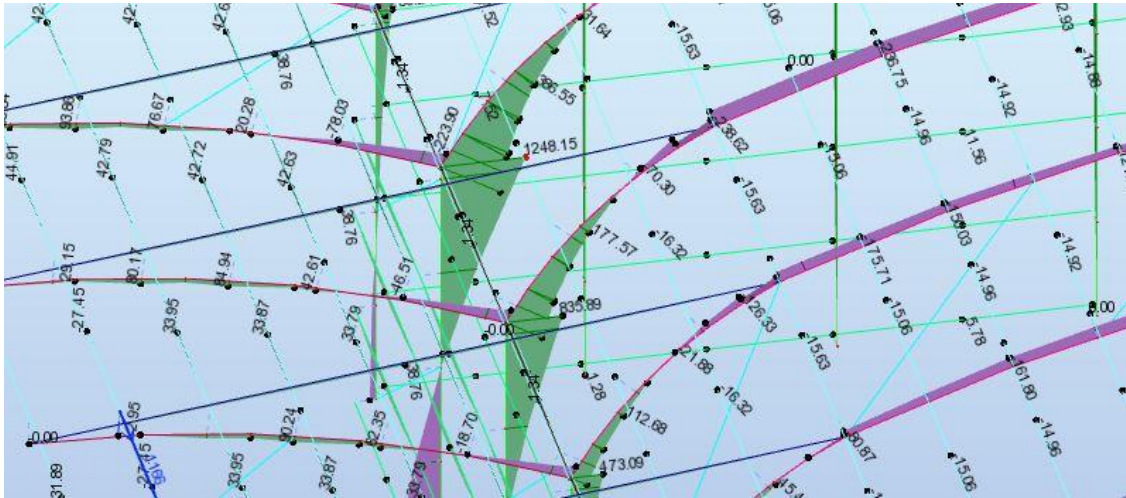
Μέγιστη αρνητική ροπή κατά X: $M_{x,\max} = -16,13 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 56 (μέλος της καμπύλης του δεύτερου πλαισίου), στον κόμβο 56 ($X=14,50\text{m}$, $Y=6,00\text{m}$, $Z=12,60\text{m}$), από τον συνδυασμό 65 ($1,00 \cdot G_{\text{total}} + 1,50 \cdot W_{4_90}$).

Μέγιστη θετική ροπή κατά X: $M_{x,\min} = 16,32 \text{ kN}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 1 (αριστερό υποστύλωμα πρώτου πλαισίου), στον κόμβο 2 ($X=11,00\text{m}$, $Y=0,00\text{m}$, $Z=9,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 65 ($1,00 \cdot G_{\text{total}} + 1,50 \cdot W_{4_90}$).



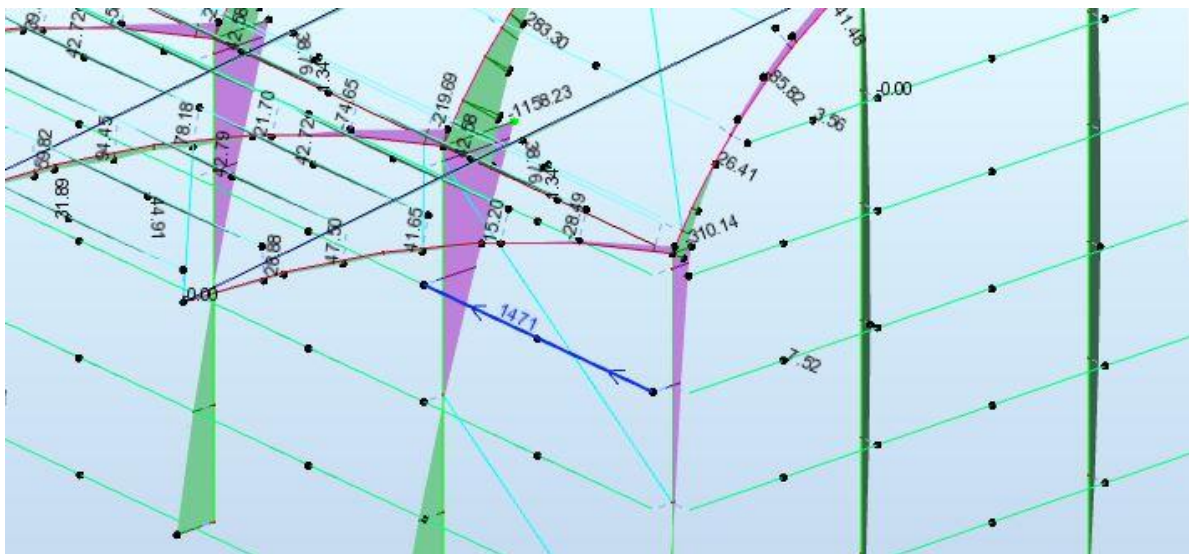
Εικόνα 5.27 Διάγραμμα μέγιστης θετικής και αρνητικής ροπής κατά X

Μέγιστη αρνητική ροπή κατά Y: $M_{Y,max} = -1248,15 \text{ kNm}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 1298 (αριστερό υποστύλωμα δέκατου έκτου πλαισίου), στον κόμβο 1159 ($X=11,00\text{m}$, $Y=90,00\text{m}$, $Z=9,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 65 ($1,00 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{4_90}$).



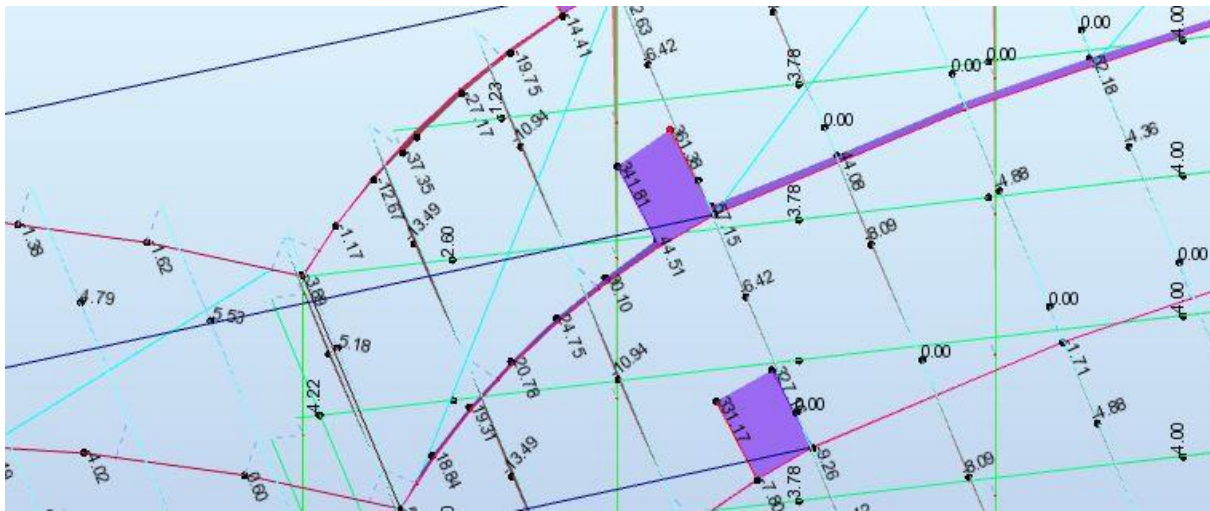
Εικόνα 5.28 Μέγιστη αρνητική ροπή κατά Y

Μέγιστη θετική ροπή κατά Y: $M_{Y,min} = 1158,23 \text{ kNm}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 1299 (δεξί υποστύλωμα δέκατου έκτου πλαισίου), στον κόμβο 1161 ($X=51,00\text{m}$, $Y=90,00\text{m}$, $Z=9,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 65 ($1,00 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{4_90}$).



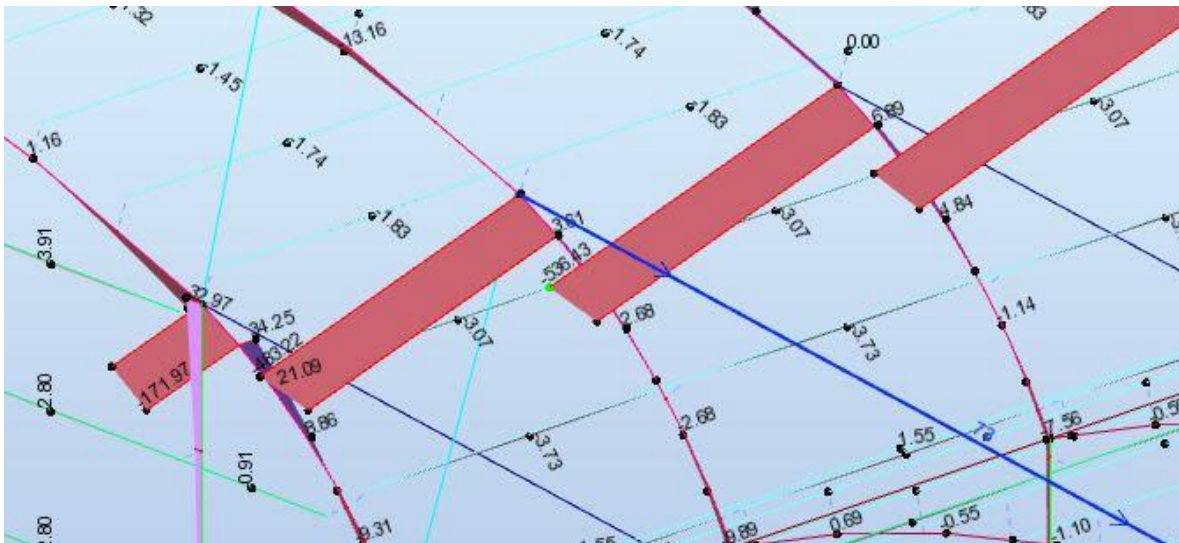
Εικόνα 5.29 Διάγραμμα μέγιστων ροπών κάμψης κατά Y (θετικής και αρνητικής)

Μέγιστη αρνητική ροπή κατά Z: $M_{Z,max} = -361,38\text{kNm}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 1316 (μέλος της καμπύλης του δέκατου έκτου πλαισίου), στον κόμβο 1178 ($X=15,25\text{m}$, $Y=90,00\text{m}$, $Z=13,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 55 ($1,35 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot \psi_{0,s} \cdot Q + 1,50 \cdot S_2 + 1,50 \cdot \psi_{0,w} \cdot W_{2_90}$).



Εικόνα 5.30 Μέγιστη αρνητική ροπή κατά Z

Μέγιστη θετική ροπή κατά Z: $M_{Z,max} = 536,43\text{kNm}$ που αναπτύσσεται στο μέλος 146 (μέλος της καμπύλης του τρίτου πλαισίου), στον κόμβο 1178 ($X=15,25\text{m}$, $Y=12,00\text{m}$, $Z=13,00\text{m}$), από τον συνδυασμό 60 ($1,00 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot W_{3,0}$).



Εικόνα 5.31 Διάγραμμα μέγιστης θετικής ροπής κάμψης κατά Z

6 Έλεγχος περιορισμού βλαβών & μετακινήσεων

6.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

6.1.1 Θεωρία

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 την σχέση:

$$\gamma = \frac{\delta \cdot v}{h} \leq \gamma_{\max} \quad (6-1)$$

όπου

γ η γωνιακή παραμόρφωση του στεγάστρου

δ η μέγιστη μετακίνηση του στεγάστρου υπό τα σεισμικά φορτία

v 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 $v=0,40$

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 $G_{\text{total}}+\psi_{0,q}*\text{LIVE}+1,0*E_X+0,3*E_Y$ και $G_{\text{total}}+\psi_{0,q}*\text{LIVE}+0,3*E_X+1,0*E_Y$ και γίνεται ο έλεγχος περιορισμού βλαβών:

Διεύθυνση X

Πίνακας 6.1 Μέγιστες μετακινήσεις σεισμικού συνδυασμού

$$G_{\text{total}}+\psi_{0,q}*\text{LIVE}\pm 1,0*E_X\pm 0,3*E_Y$$

	UX (cm)	UY (cm)
MAX	1,2	10,0
Node	443	1171
Case	69 (C) (CQC)	69 (C) (CQC)
MIN	-1,4	0,0
Node	286	1
Case	69 (C) (CQC)	69 (C) (CQC)

Μέγιστη μετακίνηση: $U_x=1,40\text{cm}$ στον κόμβο 286 ($X=12,32\text{m}$, $Y=12,00\text{m}$, $Z=10,82\text{m}$)
 $\gamma_x=(1,40*0,40)\%/16=0,035\% \leq \gamma_{\max}=0,75\%$

Επιτυχής ο έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά X

Διεύθυνση Y

Πίνακας 6.2 Μέγιστες μετακινήσεις σεισμικού συνδυασμού

$$G_{\text{total}}+\psi_{0,q}*\text{LIVE}\pm 0,3*E_x\pm 1,0*E_y$$

	UX (cm)	UY (cm)
MAX	2,4	32,8
Node	1224	532
Case	70 (C) (CQC)	70 (C) (CQC)
MIN	-1,4	0,0
Node	499	1
Case	70 (C) (CQC)	70 (C) (CQC)

Μέγιστη μετακίνηση: $U_y=32,80\text{cm}$ στον κόμβο 532 ($X=62,00\text{m}$, $Y=36,00\text{m}$, $Z=11,25\text{m}$)
 $\gamma_y=(32,80*0,40)\%/16=0,62\% \leq \gamma_{\max}=0,75\%$

Επιτυχής ο έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Y

6.2 Έλεγχος μετακινήσεων

Ο έλεγχος μετακινήσεων αφορά την λειτουργικότητα του φορέα. Είναι ιδιαίτερα σημαντικός, διότι αποφεύγονται μεγάλα βέλη στο στέγαστρο, το οποίο προκαλεί 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 αστοχίας αναφέρονται στον επόμενο πίνακα:

Πίνακας 6.3 Μέγιστες μετακινήσεις σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	4,0	3,2	5,6
Node	255	1327	703
Case	76 (C)	79 (C)	74 (C)
MIN	-2,1	-2,9	-4,5
Node	727	1313	953
Case	77 (C)	77 (C)	77 (C)

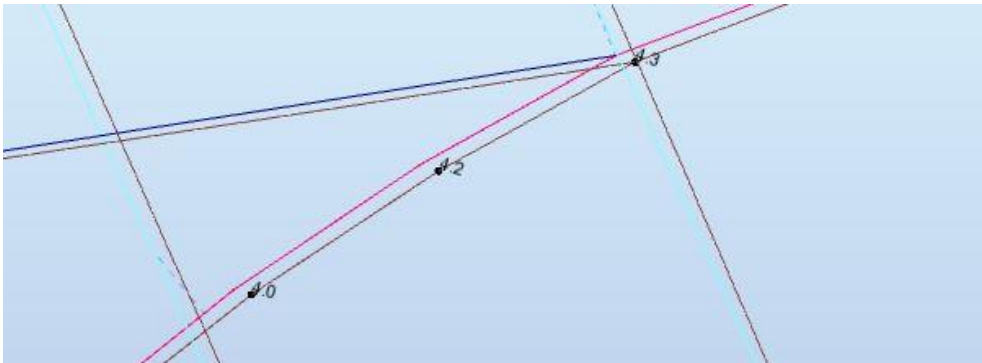
6.2.1 Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων στεγάστρου

Οριζόντιες μετακινήσεις είναι εκείνες που δημιουργούνται παράλληλα στους άξονες X,Y του καθολικού συστήματος συντεταγμένων του φορέα.

Διεύθυνση X

Μέγιστη μετακίνηση: $U_x = 4,30\text{cm}$

Προκαλείται στον κόμβο 255 (στο σημείο επαφής του αριστερού αναρτήρα με την καμπύλη στο τρίτο ζύγωμα) με συντεταγμένες: $x=15,25\text{m}$, $y=12,00\text{m}$, $z=13,00\text{m}$ από τον συνδυασμό $G_{\text{total}} + W_{3,0}$.



Εικόνα 6.1 Μέγιστη μετακίνηση κατά X

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

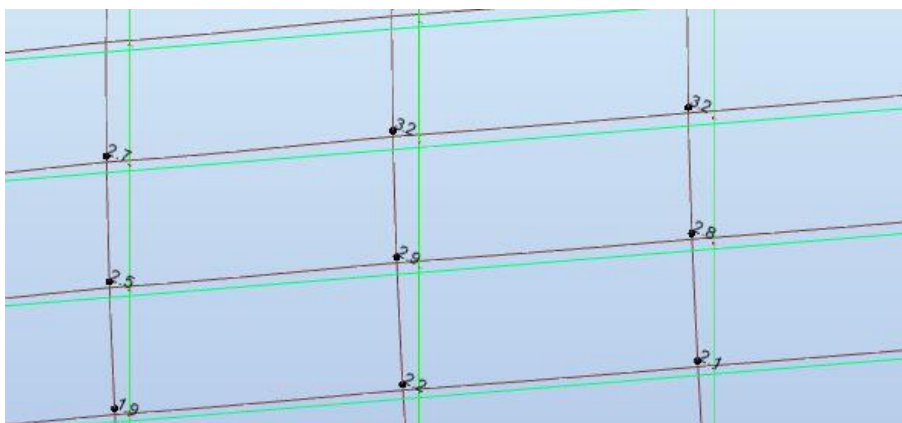
$$U_{x,OKL} = 4,30\text{cm} < \frac{L}{200} = 44,12 \cdot 100 / 200 = 22,06\text{cm}$$

Επιτυχής ο έλεγχος μετακίνησης για την διεύθυνση X

Διεύθυνση Y

Μέγιστη μετακίνηση: $U_y = 3,20\text{cm}$

Προκαλείται στον κόμβο 1327 (σε σημείο επαφής μηκίδας με τον μετωπικό στύλο στην πρόσοψη) με συντεταγμένες: $x=36,36\text{m}$, $y=0,00\text{m}$, $z=8,72\text{m}$ από τον συνδυασμό $G_{\text{total}} + W_{2,90}$.



Εικόνα 6.2 Μέγιστη μετακίνηση κατά Y

Ο κόμβος ανήκει στον μετωπικό στύλο. Συγκρίνεται η μετατόπιση με τον λόγο $\frac{h}{300}$, όπου h το ύψος του μετωπικού στύλου. $U_Y = 3,20\text{cm} < \frac{h}{300} = 15,66*100/300 = 5,22\text{cm}$

Επιτυχής ο έλεγχος μετακίνησης για την διεύθυνση Y.

6.2.2 Έλεγχος κατακόρυφων μετακινήσεων στεγιάστρου

Κατακόρυφες μετακινήσεις φορέα είναι εκείνες που δημιουργούνται παράλληλα στον άξονα z. Αποκαλούνται και βέλη του φορέα.

Διεύθυνση Z

Μέγιστη μετακίνηση: $U_Z = 6,40\text{cm}$

Προκαλείται στον κόμβο 703 (στο άκρο του αριστερού προβόλου στο 9° ζύγωμα) με συντεταγμένες: $x=1,81\text{m}$, $y=48,00\text{m}$, $z=11,18\text{m}$ από τον συνδυασμό $G_{\text{total}} + W_{1-0}$.



Εικόνα 6.2 Μέγιστη μετακίνηση κατά Z

Ο κόμβος ανήκει στον πρόβολο. Συγκρίνεται η μετατόπιση με τον λόγο $\frac{L}{200}$, όπου L το μήκος του προβόλου.

$$U_Z = 6,40\text{ cm} < \frac{L}{200} = 11,30*100/200 = 6,75\text{cm}$$

Επιτυχής ο έλεγχος μετακίνησης για την διεύθυνση Z

7 Συνδέσεις

7.1 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Η σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας TCAR 50x4 με το υποστώλιωμα HEB 550 πραγματοποιείται με την χρήση ελασμάτων πάχους 15mm και κοχλιών M16 ποιότητας 6.8. Η διατομή του συνδέσμου είναι μία κοίλη τετραγωνική διατομή με εμβαδόν $A=7,28\text{cm}^2$. 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:

$$R_d \geq 1,20 \cdot R_{fy}, \quad (7-1)$$

όπου:

R_d είναι η βασική αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} είναι η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη που καταπονεί τους συνδέσμους: $N_{ed} = 314,27 \text{ kN}$

Επιλογή ελάσματος

- $t \cdot b \geq 1,20 \cdot A_{\text{διατομής}} \rightarrow b \geq \frac{1,20 \cdot A_{\text{διατομής}}}{t} \rightarrow b \geq 5,82 \text{ cm}$
- $N_{u,Rd(\text{ελάσματος})} \geq 1,20 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow \frac{0,90 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq 1,20 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \frac{0,9 \cdot (b - d_o) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq 1,20 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \frac{0,9 \cdot (b - 1,80) \cdot 1,50 \cdot 49}{1,25} \geq 1,20 \cdot \frac{7,28 \cdot 35,50}{1,00} \rightarrow b \geq 8,79 \text{ cm}$

Επιλέγεται έλασμα πλάτους **b = 90mm**

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγονται κοχλίες M16 6.8 με την παραδοχή ότι το σπείρωμα είναι εκτός της επιφάνειας διάτμησης. Τοποθετούνται δίτμητοι κοχλίες με χρήση δύο κομβοελασμάτων. Η

διατομή του ενός κοχλίου ισούται με: $A = \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{2 \cdot 0,50 \cdot 2,01 \cdot 60}{1,25} \cdot m = 96,48 \cdot m \quad (7-2)$$

$$1,20 \cdot N_{pl,Rd} = 310,128 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} \geq 1,20 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 96,48 \cdot m \geq 310,128 \rightarrow m \geq 3,21 \rightarrow m = 4 \text{ κοχλίες}$$

Με 4 κοχλίες M16 8.8 η αντοχή κοχλιών σε διάτμηση είναι η εξής:

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \cdot 0,50 \cdot 2,01 \cdot 60}{1,25} \cdot 4 = 385,92 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$k_1 = \min \left\{ 2,80 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,70 ; 2,50 \right\} = 2,50 \quad (7-3)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} \quad (7-4)$$

Η συνολική αντοχή του κοχλίου σε σύνθλιψη άντυγας ισούται με:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min} \cdot m}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \cdot \alpha_b \cdot 49 \cdot 1,60 \cdot 1,50}{1,25} \cdot 4 = 1058,40 \cdot \alpha_b \quad (7-5)$$

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

$$1,20 \cdot N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \rightarrow 310,128 \leq 1058,40 \cdot \alpha_b \leq 385,92 \rightarrow 0,29 \leq \alpha_b \leq 0,36$$

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

- $0,29 \leq \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \leq 0,36 \rightarrow 1,57 \text{cm} \leq e_1 \leq 1,94 \text{cm}$
- $0,29 \leq \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,36 \rightarrow 2,92 \text{cm} \leq p_1 \leq 3,29 \text{cm}$

Ελάχιστες αποστάσεις

$$\min e_1 = 1,20 \cdot d_0 = 1,20 \cdot 1,80 = 2,16 \text{cm} = 21,60 \text{cm} \quad (7-6)$$

$$\min p_1 = 2,20 \cdot d_0 = 2,20 \cdot 1,80 = 3,96 \text{cm} = 39,60 \text{cm} \quad (7-7)$$

Μέγιστες αποστάσεις

$$\max e_1 = 40 \text{mm} + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 15 = 100 \text{mm} \quad (7-8)$$

$$\max p_1 = \min \{ 14 \cdot t, 200 \} = \min \{ 14 \cdot 15, 200 \} = \min \{ 210, 200 \} = 200 \text{mm} \quad (7-9)$$

Επιλέγονται αποστάσεις κοχλίων $e_1 = 50 \text{mm}$ και $p_1 = 60 \text{mm}$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{50}{54} ; \frac{60}{54} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 0,93 ; 0,49 ; 1,22 ; 1,00 \} = 0,49$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = 1058,40 \cdot 0,49 = 518,62 \text{ kN} \geq 1,20 \cdot N_{pl,Rd} = 310,128 \text{ kN}$$

Έλεγχος συγκόλλησης

Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται ως εξής:

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{49}{\sqrt{3} \cdot 0,90 \cdot 1,25} = 25,15 \text{ kN/cm}^2 \quad (7-10)$$

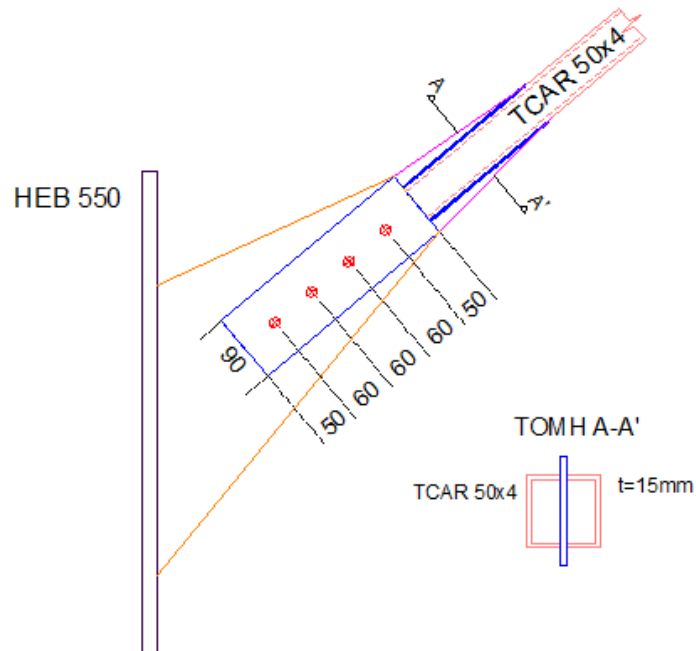
Επιλογή πάχους συγκόλλησης $a_w = 5 \text{mm}$

$$\alpha_{min} = 3 \text{mm}$$

$$\alpha_{max} = 0,70 \cdot t_{min} = 0,70 \cdot 6,30 = 4,41 \text{mm}$$

Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται από τον τύπο:

$$4 \cdot l \cdot \alpha_w \cdot f_{v,wd} \geq 1,20 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow l \geq \frac{1,20 \cdot N_{pl,Rd}}{4 \cdot \alpha_w \cdot f_{v,wd}} \rightarrow l \geq \frac{310,28}{4 \cdot 0,4 \cdot 25,15} \rightarrow l \geq 7,71 \text{ cm} \quad (7-11)$$



Εικόνα 7.1 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

7.2 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος

Πραγματοποιείται σύνδεση του υποστυλώματος με το έδαφος (θεμελίωση). Θεωρούμε πακτωμένη την σύνδεση, διότι αναπτύσσεται ροπή κάμψης κατά τον άξονα Y και κατά τον άξονα Z. Παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στον φορέα:

- $N_{Ed} = 660,88 \text{ kN}$
- $V_{Ed,y} = 23,58 \text{ kN}$
- $V_{Ed,z} = 183,46 \text{ kN}$
- $M_{Ed,y} = 425,17 \text{ kNm}$
- $M_{Ed,z} = 11,35 \text{ kNm}$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Διατομή υποστυλώματος: **HEB 550**

Ύψος υποστυλώματος: **9,00m**

Πλάκα έδρασης

$l_{pd} = 740 \text{ mm}$

$b_{pd} = 300 \text{ mm}$

$t_{pd} = 70 \text{ mm}$

Αγκύρια

Ποιότητα κοχλιών: M39 12.9

Αριθμός οριζόντιων σειρών: 2

Αριθμός κατακόρυφων σειρών: 6

Απόσταση οριζόντιων σειρών: 140mm

Απόσταση κατακόρυφων σειρών: 126mm

$L_1 = 0$

$L_2 = 600\text{mm}$

$L_3 = 100\text{mm}$

Πλάκα αγκυρίων στην επιφάνεια της θεμελίωσης:

$l_{ap} = 40\text{mm}$, $b_{ap} = 40\text{mm}$, $t_{ap} = 10\text{mm}$

Πλάκα αγκυρίων εντός της πλάκας σκυροδέματος:

$l_{wd} = 70\text{mm}$, $b_{wp} = 70\text{mm}$, $t_{wd} = 10\text{mm}$

Πλάκα θεμελίωσης: $L = 850\text{mm}$, $B = 850\text{mm}$, $H = 650\text{mm}$, $t_g = 50\text{mm}$

Πάχη συγκόλλησης: $\alpha_p = 10\text{mm}$, $\alpha_w = 10\text{mm}$

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

- **Έλεγχος αντοχής σύνδεσης σε αξονική δύναμη και ροπή κάμψης**

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)				0,23 < 1,00	verified
$e_y =$	643	[mm]	Axial force eccentricity		
$z_{c,y} =$	225	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$		
$z_{t,y} =$	315	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$		
$M_{j,Rd,y} =$	607,43	[kN*m]	Connection resistance for bending		
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)				0,70 < 1,00	verified
$e_z =$	17	[mm]	Axial force eccentricity		
$z_{c,z} =$	75	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$		
$z_{t,z} =$	70	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$		
$M_{j,Rd,z} =$	39,70	[kN*m]	Connection resistance for bending		
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)				0,29 < 1,00	verified
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$				0,99 < 1,00	verified

Εικόνα 7.2 Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε αξονική δύναμη και ροπή κάμψης (Robot Structural Analysis)

- **Έλεγχος διάτμησης κοχλιών**

SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} =$	5979,56	[kN]	Connection resistance for shear
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$			0,00 < 1,00 ve
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} =$	4812,90	[kN]	Connection resistance for shear
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,04 < 1,00 ve
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,04 < 1,00 ve

Εικόνα 7.3 Αποτελέσματα ελέγχου διάτμησης κοχλιών (Robot Structural Analysis)

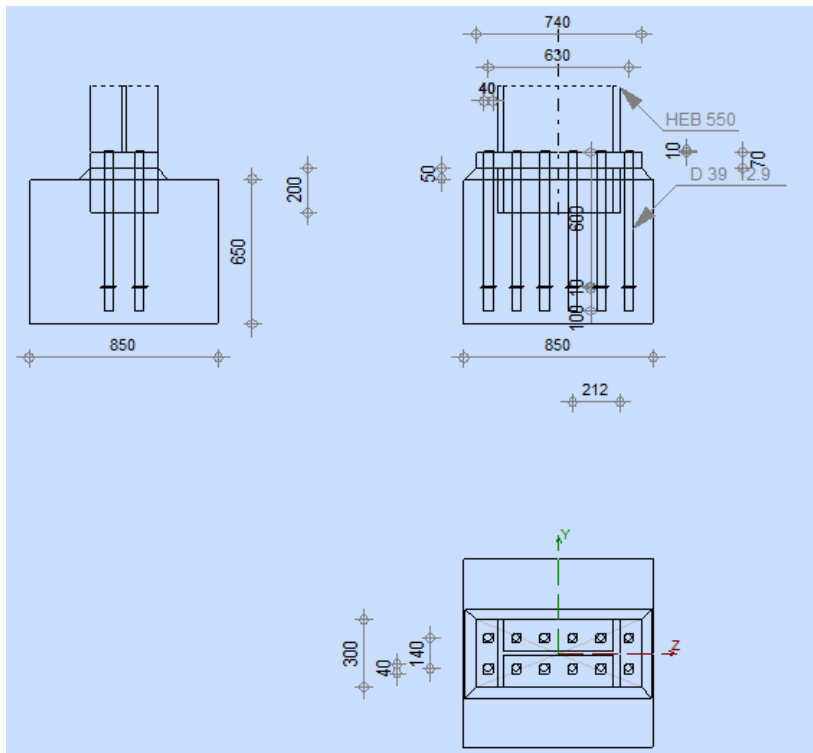
- **Έλεγχος συγκόλλησης υποστυλώματος - πλάκας έδρασης**

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

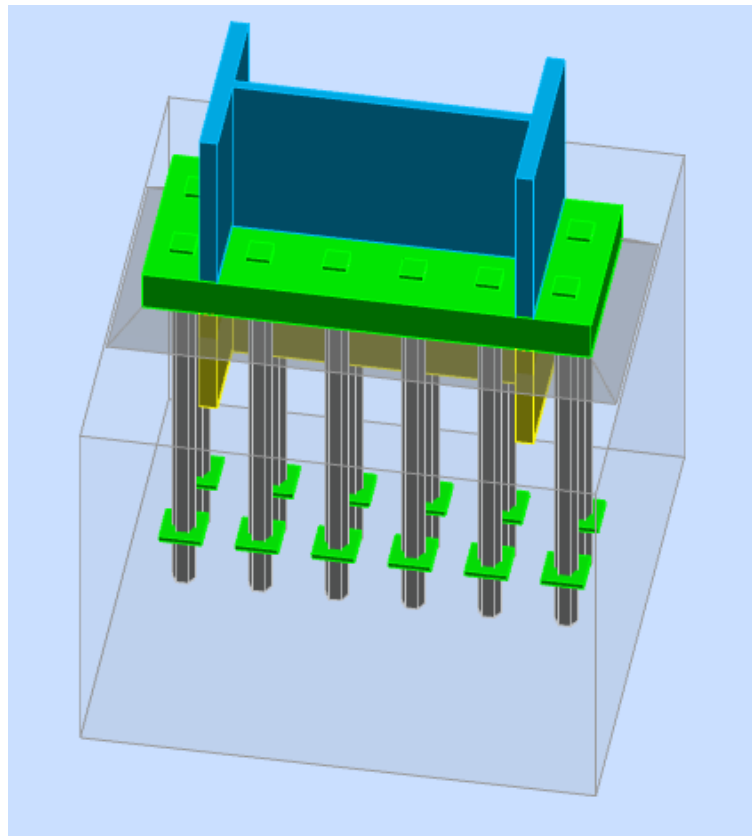
$\sigma_{\perp} =$	121,39	[MPa]	Normal stress in a weld
$\tau_{\perp} =$	121,39	[MPa]	Perpendicular tangent stress
$\tau_{yII} =$	2,02	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$
$\tau_{zII} =$	18,64	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$
$\beta_W =$	0,90		Resistance-dependent coefficient
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)			0,37 < 1,00 verified
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)			0,61 < 1,00 verified
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)			0,49 < 1,00 verified

Εικόνα 7.4 Αποτελέσματα ελέγχου συγκόλλησης υποστυλώματος - πλάκας έδρασης (Robot Structural Analysis)

Ο έλεγχος αντοχής της θεμελίωσης του υποστυλώματος βγαίνει οριακά. Όμως, λόγω τις μεγάλης διαμέτρου των αγκυρίων και της ποιότητάς τους δεν δύναται να τοποθετηθούν μεγαλύτερα, διότι θα αυξηθεί πάρα πολύ το κόστος.



Εικόνα 7.5 Διαστάσεις θεμελίωσης υποστυλώματος



Εικόνα 7.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης θεμελίωσης

7.3 Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας καμπύλης

Η σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας καμπύλου τμήματος πραγματοποιείται με την μέγιστη ροπή που ασκείται σε καμπύλο στέγαστρο σε σημείο της καμπύλης που έχει όσο το δυνατόν μικρότερη ροπή (ή και μηδενική, αν είναι δυνατόν). Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη με τα οποία διασστιολογείται ο φορέας:

- $M_{Ed,y} = 1.158,23 \text{ kN} \rightarrow$ μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται στην καμπύλη
- $N_{Ed} = 360,08 \text{ kN} \rightarrow$ αξονική δύναμη στο σημείο που αναπτύσσεται η μικρότερη ροπή κάμψης (ίδιο πλαίσιο)
- $V_{Ed,z} = 162,62 \text{ kN} \rightarrow$ τέμνουσα δύναμη στο σημείο που αναπτύσσεται η μικρότερη ροπή κάμψης (ίδιο πλαίσιο)

Συνδεόμενα μέλη

1^ο μέλος: HEB 900

2^ο μέλος: HEB 900

Απόσταση μεταξύ συνδεόμενων μελών: $s_1 = 10\text{mm}$

Συμμετρική διάταξη κοχλιών στον κορμό και στα πέλματα: Ναι

Κοιλίες

Ποιότητα κοχλιών: M18 6.8

Κατηγορία A

Πλάκα σύνδεσης κορμού διατομής (τοποθετούνται πλάκες και στις 2 πλευρές του κορμού)

$I_{pw} = 340\text{mm}$

$b_{pw} = 700\text{mm}$

$t_{pd} = 13\text{mm}$

Εσωτερική και εξωτερική πλάκα σύνδεσης πελμάτων διατομής

Πίνακας 7.1: Διαστάσεις εσωτερικής και εξωτερικής πλάκας έδρασης

Εξωτερική πλάκα σύνδεσης	Εσωτερική πλάκα σύνδεσης
$I_{pfe} = 500\text{mm}$	$I_{pfi} = 500\text{mm}$
$b_{pfe} = 270\text{mm}$	$b_{pfi} = 270\text{mm}$
$t_{pfe} = 13\text{mm}$	$t_{pfi} = 13\text{mm}$

Κοιλιώσεις

Πίνακας 7.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κοιλίωσης κορμού και πελμάτων

	Κοιλίωση κορμού	Κοιλίωση πελμάτων
r	6	3
c	2	2
p_1	116mm	35mm

p ₂	80mm	70mm
e ₁	60mm	85mm
e ₂	42mm	65mm

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

Διατομή HEB 900 → έχουμε δικαίωμα πλαστικού ελέγχου

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \text{ και ελέγχω με την } V_{Ed} \quad (7-12)$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ και ελέγχω με την } M_{Ed} \quad (7-13)$$

$$\text{Δύναμη σε κάθε πέλμα: } N_{ed,f} = \frac{A_f}{A} \cdot N_{ed} \quad (7-14)$$

$$\text{Δύναμη στον κορμό: } N_{ed,w} = \frac{A_w}{A} \cdot N_{ed} \quad (7-15)$$

$$\text{Ροπές που ασκούνται σε κάθε πέλμα: } M_{ed,f} = \frac{W_{pl,f}}{W_{pl}} \cdot M_{Rd,f} = W_{pl,f} \cdot f_y \quad (7-16)$$

$$\text{Ροπές που ασκούνται στον κορμό: } M_{ed,w} = \frac{W_{pl,w}}{W_{pl}} \cdot M_{Rd,w} = W_{pl,w} \cdot f_y \quad (7-17)$$

Σύνδεση κορμού και πελμάτων

$$\text{Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση: } F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub} \cdot m}{\gamma_{M2}} \quad (7-18)$$

$$\text{Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας: } F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min} \cdot m}{\gamma_{M2}} \quad (7-19)$$

Συγκρίνονται οι παραπάνω δυνάμεις με την δρώσα αξονική

Αντοχή των ελασμάτων του κορμού και των πελμάτων:

$$N_{t,Rd} = \min \{ N_{pl,Rd}, N_{u,Rd} \} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; 0,90 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}} \right\} \text{ και συγκρίνω με την } N_{Ed} \quad (7-20)$$

$$\text{Αντοχή της συγκόλλησης πελμάτων: } f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad (7-21)$$

Γεωμετρία κοχλίωσης:

Πίνακας 7.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών

	Μέγιστες αποστάσεις	Ελάχιστες αποστάσεις
e ₁	40mm+t	1,20*d ₀
p ₁	min {14*t, 200mm}	2,20*d ₀
e ₂	40mm+4*t	1,20*d ₀
p ₂	min {14*t, 200mm}	2,40*d ₀

Δυνάμεις στον δυσμενέστερο κοχλία

$$F_{v,Ed,x} = \frac{M_{Ed,w}}{I_p} * y_1 \text{ (κορμού)} \quad (7-22)$$

$$F_{v,Ed,x} = \frac{M_{Ed,f}}{I_p} * y_1 \text{ (πελμάτων)} \quad (7-23)$$

$$F_{v,Ed,y} = \frac{M_{Ed,w}}{I_p} * y_1 + \frac{V_{Ed}}{m} \text{ (κορμού)} \quad (7-24)$$

$$F_{v,Ed,y} = \frac{M_{Ed,f}}{I_p} * y_1 + \frac{V_{Ed}}{m} \text{ (πελμάτων)} \quad (7-25)$$

$$\text{Συνολική δύναμη στον δυσμενέστερο κοχλία: } F_{v,Ed} = \sqrt{(F_{v,Ed,x})^2 + (F_{v,Ed,y})^2} \quad (7-26)$$

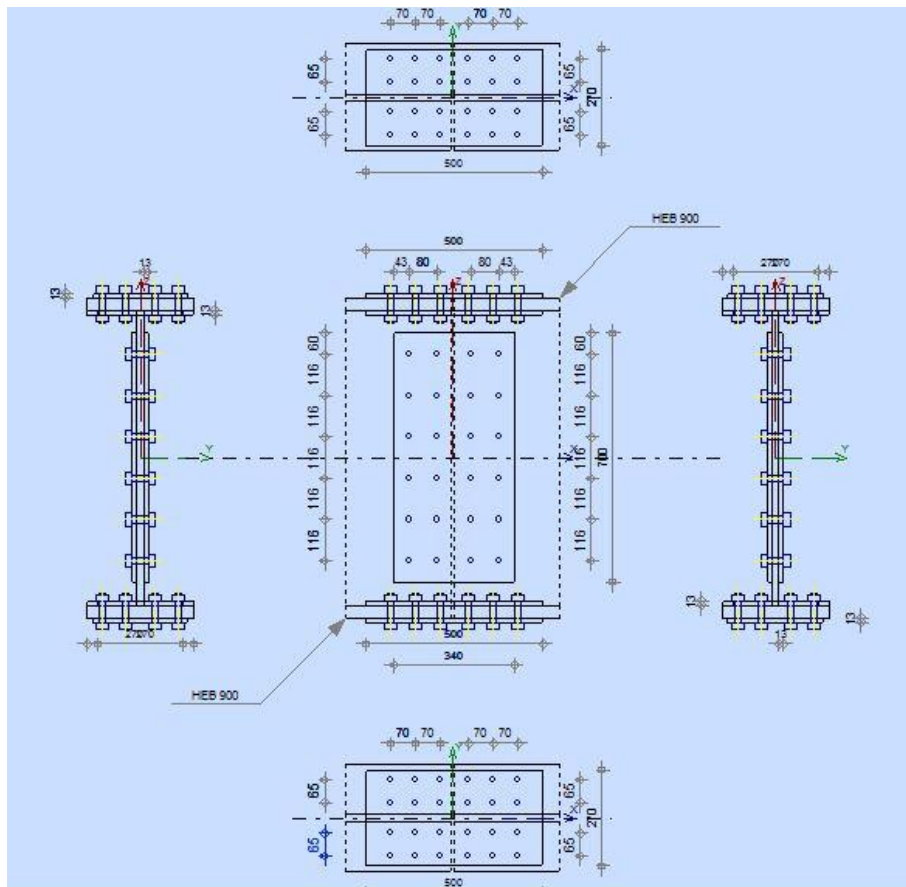
$$\text{Δύναμη αντοχής κοχλιών: } F_{v,Rd} = \frac{n * a_w * A * f_{ub} * m}{\gamma_{M2}} \quad (8-27), \text{ και συγκρίνω με την } F_{v,Ed}$$

$$\text{Οριζόντια τάση στην συγκόλληση: } \tau_{Ed,x} = \frac{M_{w,Ed} * y_{max}}{I_p} \quad (7-28)$$

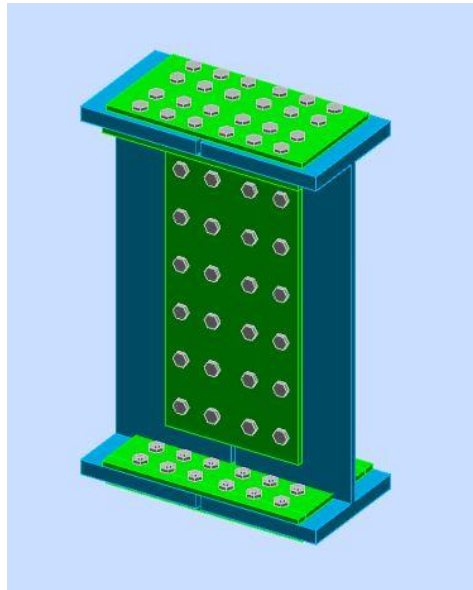
$$\text{Κατακόρυφη τάση στην συγκόλληση: } \tau_{Ed,y} = \frac{M_{w,Ed} * x_{max}}{I_p} + \frac{V_{Ed}}{A} \quad (7-29)$$

$$\text{Συνολική τάση στην συγκόλληση: } \tau_{Ed} = \sqrt{(\tau_{Ed,x})^2 + (\tau_{Ed,y})^2} \quad (7-30)$$

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



Εικόνα 7.7 Διαστάσεις σύνδεσης αποκατάστασης συνέχειας καμπύλης



Εικόνα 7.8 Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης αποκατάστασης συνέχειας καμπύλου

7.4 Σύνδεση καμπύλης δοκού – υποστυλώματος

Τα υποστυλώματα (HEB 550) συνδέονται στο άνω άκρο τους με την καμπύλη του στεγάστρου (HEB 900), με κλίση καμπύλου $\alpha=23^\circ$.

Εντατικά μεγέθη καμπύλης

$$N_{Ed} = 356,73 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 352,17 \text{ kNm}$$

$$V_{y,Ed} = 3,15 \text{ kN}$$

Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος

$$N_{Ed} = 261,77 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 434,04 \text{ kNm}$$

$$V_{y,Ed} = 8,24 \text{ kN}$$

Η διαφορά στις τιμές της ροπής στα δύο μέλη οφείλεται στο γεγονός ότι στον κόμβο σύνδεσης υπάρχουν και άλλα δομικά στοιχεία (πρόβολος, κεφαλοδοκός).

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Πλάκα σύνδεσης

$$h_p = 1429 \text{ mm}, b_p = 300 \text{ mm}, t_p = 30 \text{ mm}$$

Ενίσχυση πλάκας

$$h_d = 400 \text{ mm}, l_d = 270 \text{ mm}, w_d = 270 \text{ mm}$$

Κοχλίωση

Κοχλίες ποιότητας M16 8.8

Αριθμός οριζόντιων σειρών: 7

Αριθμός κατακόρυφων σειρών: 2

Απόσταση οριζόντιων σειρών: 190 mm

Απόσταση κατακόρυφων σειρών: 160 mm

Συγκολλήσεις

$\alpha_f = 8\text{mm}$, $\alpha_w = 5\text{mm}$, $\alpha_s = 5\text{mm}$

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

- Αντοχή δοκού

BEAM RESISTANCES

TENSION

$A_b =$	371,28	[cm ²]	Area
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{tb,Rd} =$	13180,30	[kN]	Design tensile resistance of the section

SHEAR

$A_{vb} =$	268,75	[cm ²]	Shear area
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	5508,30	[kN]	Design sectional resistance for shear
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	verified

Εικόνα 7.9 Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής δοκού (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή υποστυλώματος

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed} =$	352,17	[kN*m]	Bending moment (right beam)
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)
$V_{c1,Ed} =$	0,00	[kN]	Shear force (lower column)
$V_{c2,Ed} =$	8,24	[kN]	Shear force (upper column)
$z =$	1141	[mm]	Lever arm
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	312,69	[kN]	Shear force acting on the web panel
$A_{vs} =$	100,07	[cm ²]	Shear area of the column web
$A_{vc} =$	100,07	[cm ²]	Shear area
$d_s =$	1399	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners
$M_{pl,fc,Rd} =$	22,39	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending
$M_{pl,stu,Rd} =$	2,66	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending
$M_{pl,sti,Rd} =$	2,66	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	1881,71	[kN]	Resistance of the column web panel for shear
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,17 < 1,00	verified

Εικόνα 7.10 Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής υποστυλώματος (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε εφελκυσμό

CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION

$F_{t,Rd} =$	90,43	[kN]	Bolt resistance for tension
$B_{p,Rd} =$	493,29	[kN]	Punching shear resistance of a bolt
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$			
$N_{j,Rd} =$	1266,05	[kN]	Connection resistance for tension
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,28 < 1,00	verified

Εικόνα 7.11 Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε εφελκυσμό (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε κάμψη

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

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

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd} =$	602,52	[kN*m]	Connection resistance for bending
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,58 < 1,00	verified

Εικόνα 7.12 Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε κάμψη (Robot Structural Analysis)

- Αντοχή σύνδεσης σε διάτμηση

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$F_{tj,Rd,N}$	– 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		
$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$			
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$			
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$			
$F_{vj,Rd} = \text{Min}(n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$			
$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$			
$V_{j,Rd} =$	465,11	[kN]	Connection resistance for shear
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,01 < 1,00	verified

Εικόνα 7.12 Αποτελέσματα ελέγχου αντοχής σύνδεσης σε διάτμηση (Robot Structural Analysis)

- Έλεγχος συγκόλλησης

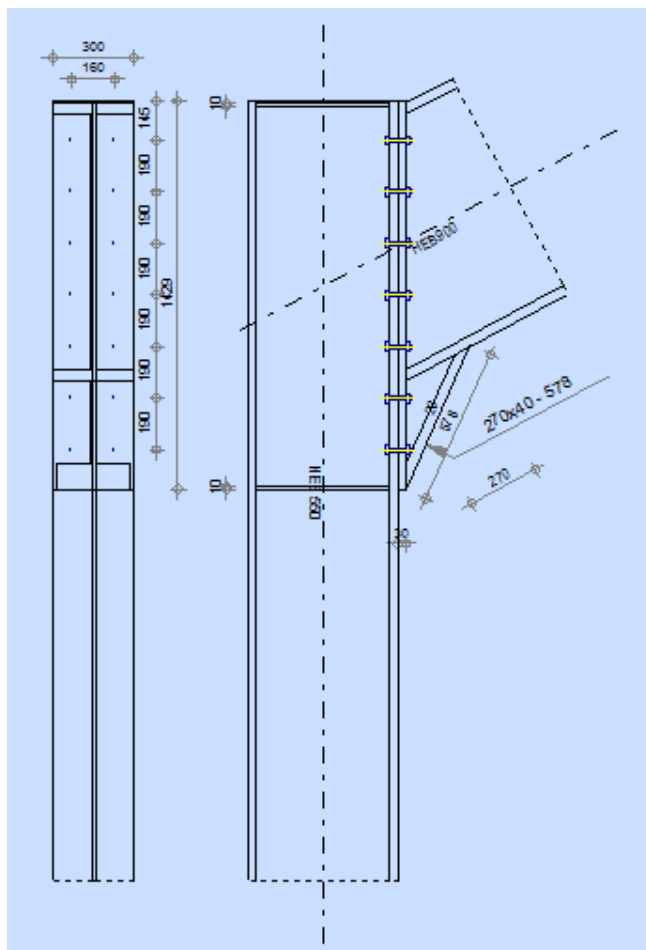
WELD RESISTANCE

$A_w =$	217,75	[cm ²]	Area of all welds
$A_{wy} =$	100,24	[cm ²]	Area of horizontal welds
$A_{wz} =$	117,51	[cm ²]	Area of vertical welds
$I_{wy} =$	458751,84	[cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	47,00	[MPa]	Normal stress in a weld
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	43,46	[MPa]	Stress in a vertical weld
$\tau_{\parallel} =$	0,27	[MPa]	Tangent stress
$\beta_w =$	0,90		Correlation coefficient
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	94,01	< 417,78	verified
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	86,93	< 417,78	verified
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	47,00	< 338,40	verified

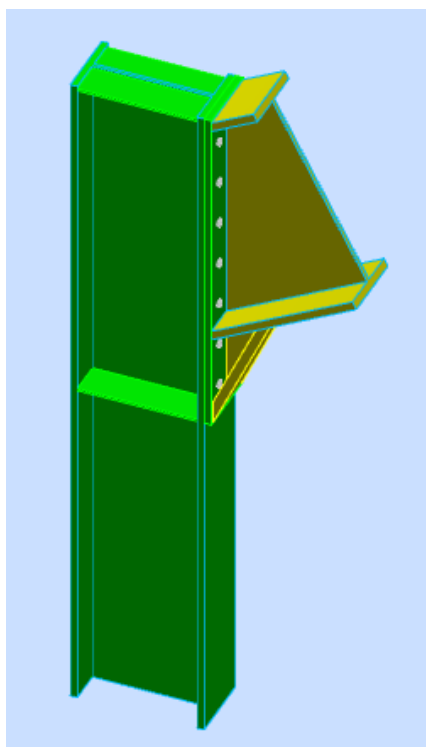
Εικόνα 7.13 Αποτελέσματα ελέγχου συγκόλλησης σύνδεσης υποστυλώματος - καμπύλης (Robot Structural Analysis)

Η ενίσχυση (bracket) στον κόμβο δοκού – υποστυλώματος συμβάλει στην παραλαβή σημαντικού ποσοστού της ροπής κάμψης και στην ευκολότερη σύνδεση του κόμβου υποστυλώματος με την καμπύλη.

Η σύνδεση της κεφαλοδοκού με το υποστύλωμα γίνεται στην διεύθυνση Y, ενώ του προβόλου με το υποστύλωμα στον άξονα -X. Οπότε, ο τρόπος σύνδεσης του υποστυλώματος με την δοκό δεν επηρέασε καθόλου τις υπόλοιπες συνδέσεις του υποστυλώματος.



Εικόνα 7.14 Διαστάσεις σύνδεσης υποστύλωματος – καμπύλη



Εικόνα 7.15 Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης υποστύλωματος - καμπύλης

8 Υπολογισμός Κόστους Κατασκευής

Στο κεφάλαιο αυτό υπολογίζεται τα βάρους του συνολικού φορέα και προσεγγίζεται το κόστος του σκελετού της κατασκευής.

8.1 Κόστος χάλυβα κατασκευής

Υπολογίζεται το κόστος χάλυβα θεωρώντας ένα μέσο κόστος ίσο με ένα ευρώ και εβδομήντα λεπτά (1,70€/kg).

Από το πρόγραμμα ανάλυσης με την εντολή **Tables** → **Quantity Survey** παρουσιάζεται ο πίνακας με τις ποσότητες/βάρη του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή. Με αυτόν τον τρόπο προσδιορίζεται το βάρος και το κόστος του στεγάστρου.

Πίνακας 8.1 Συγκεντρωτικά στοιχεία για τον υπολογισμό κόστους κατασκευής

Συνολική επιφάνεια (m ²)	11.507,65
Συνολική μάζα (kg)	707.024
Βάρος χάλυβα (kg/m ²)	61,50
Κόστος χάλυβα (€/kg)	1,70
Συνολικό κόστος χάλυβα (€)	1.201.940,80

Στο κόστος χάλυβα προσθέτουμε και ένα επιπλέον 15%, για το κόστος κοχλιώσεων και ελασμάτων. Συνεπώς, $K_{total} = 1.201.940,80 + 1.201.940,80 * 0,15 = 1.382.232€$

Το συνολικό κόστος της κατασκευής ανέρχεται σε ένα εκατομμύριο τριακόσιες εβδομήντα τρεις χιλιάδες εφτακόσια εβδομήντα ευρώ ($K_{total} = 1.382.232€$).

9 Συμπεράσματα

1. Ο υπολογισμός των φορτίων του στεγάστρου είναι μία περίπλοκη διαδικασία, εξαιτίας των ιδιαίτερων χαρακτηριστικών της καμπύλης. Ο ευρωκώδικας παρέχει πληροφορίες για συνήθη κτίρια ορθογωνικής κάτοψης και με μονοκλινή/δικλινή στέγη. Ως συνέπεια αυτού, απαιτήθηκαν πολλές παραδοχές για να προσομοιωθεί ο φορέας, σύμφωνα με τις προδιαγραφές των ευρωπαϊκών κανονισμών. Για την στατική και δυναμική επάρκεια της κατασκευής, οι παραδοχές γίνονται υπέρ ασφαλείας του με αποτέλεσμα τα φορτία που υπολογίζονται να είναι μεγαλύτερα από τις δράσεις που ασκούνται πραγματικά. Συνεπώς, υπερδιαστασιολογείται ο φορέας και αυξάνεται το κόστος κατασκευής του. Τα τελευταία χρόνια, έχει αλλάξει η αρχιτεκτονική τάση των κτιρίων και σχεδιάζονται κατασκευές με ιδιαίτερα γεωμετρικά χαρακτηριστικά. Ο ευρωκώδικας οφείλει να προσαρμοστεί στα νέα δεδομένα και να συμπεριλάβει στο υπόμνημά του σημαντικές πληροφορίες για την ασφαλή κατασκευή όλων των δομημάτων, τόσο σε αντοχή όσο και σε λειτουργικότητα.
2. Στο στέγαστρο 1 που αναλύθηκε πλήρως, υπήρξε μεγάλη διαφορά στις διατομές της καμπύλης στην διαστασιολόγηση στο επίπεδο (HEA 600), συγκριτικά με αυτή στον χώρο (HEB 900). Η απόκλιση προέκυψε στον έλεγχο διατομής (διαξονική κάμψη) και οφείλεται στην παρουσία του ανέμου 90° που ασκείται στο χωρικό προσομοίωμα (απουσιάζει από τον σχεδιασμό στο επίπεδο), ο οποίος είναι ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης για την καμπύλη στέγη της κατασκευής. Ομοίως, παρατηρήθηκε μία μικρή απόκλιση στις διατομές του προβόλου. Συμπερασματικά, η μελέτη ενός πλαισίου στο επίπεδο από τον μηχανικό γίνεται μόνο για να συγκριθούν διαφορετικές προτάσεις πλασίων που, ενδεχομένως, κλιθεί να μελετήσει ή να πάρει μία ιδέα για το πώς επιδρούν οι διατομές στην στατικότητα της κατασκευής και ποτέ για να υλοποιηθεί μία πλήρης μελέτη κτιρίου.
3. Κρίσιμο φορτίο στο στέγαστρο είναι ο άνεμος. Συνεπώς, οι δράσεις ανέμου πρέπει να προσδιορίζονται πολύ αναλυτικά από τις οδηγίες του ευρωκώδικα και να λαμβάνονται υπόψη όλες οι παράμετροι που ενδεχομένως επηρεάσουν την αντοχή της κατασκευής (ταχύτητα ανέμου, στροβιλισμός ανέμου, πιθανότητα ανεμοθύελλας στην περιοχή θεμελίωσης).

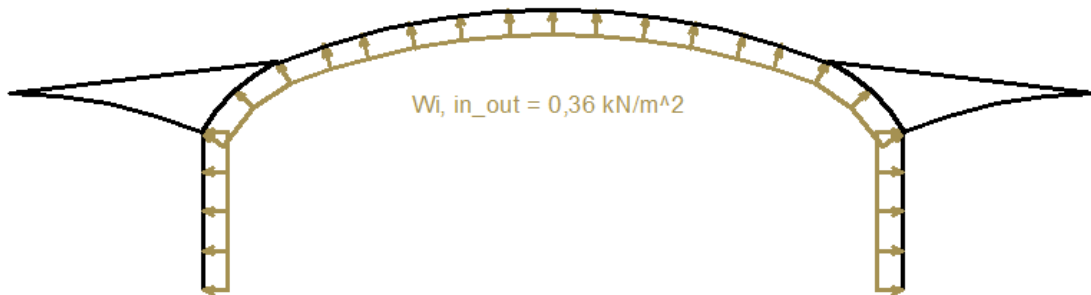
10 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003, Αθήνα.
5. Γαντές Χ., διάλεξη, «Αποκατάσταση Συνέχειας Καμπτόμενης Δοκού», 2019-2020, Αθήνα
6. Γαντές Χ., Βαμβάτσικος Δ., Λιγνός Ξ., Σπηλιόπουλος Α., διάλεξη, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Στεγάστρου με οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας», 2014, Αθήνα
7. Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 1996, Αθήνα
8. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 2001, Αθήνα
9. Δημήτριος Κ. Αναστασίου, «Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος Βαγιαζήτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου», 2016, Αθήνα
10. Περαιτικός Ανδρέας, διπλωματική εργασία, «Μελέτη Μεταλλικού Βιομηχανικού Κτιρίου με Εσωτερικό Ημιώροφο Γραφείων», 2011, Αθήνα
11. Κρατημένος Παναγιώτης, διπλωματική εργασία, «Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων», 2018, Αθήνα
12. Μαρία – Κυριακή Τσαγκαροπούλου & Μαρία Τζιβιέρη, διπλωματική εργασία, «Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3», 2017, Αθήνα
13. Αντωνακόπουλος Ν. Γεώργιος, διπλωματική εργασία, «Σχεδιασμός Βιομηχανικού Μεταλλικού Κτιρίου Μεγάλων Ανοιγμάτων», 2016, Αθήνα
14. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
15. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
16. EN1991-1-2, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Fire Loads», CEN, 2004
17. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
18. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
19. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
20. EN1993-1-2, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-2: Structural Fire Design»

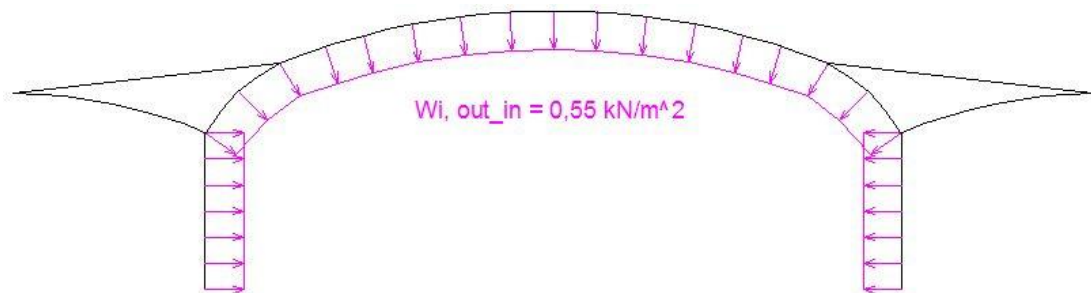
21. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
22. EN1993-1-13, Eurocode 3: “Steel beams with large web openings”, working draft March 2016.
23. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
24. The Steel Construction Institute, «Joints in steel construction: simple Joints to Eurocode 3», Publication P358
25. Autodesk Robot Structural Analysis Professional Training Manual, 2017
26. http://portal.tee.gr/portal/page/portal/MATERIAL_GUIDES/METAL_KATASK/me2_3t.htm
27. <https://www.messe-stuttgart.de/en/>
28. <https://web.tee.gr/d-e-k-a-d/tmima-typopoiisis/eurocodes/>
29. <https://skoutarissteel.com/technika/o-chalivas-os-doimiko-stoixeio/>
30. <https://www.messe-stuttgart.de/en/organisers/locations/paul-horn-hall-hall-10/>
31. <https://www.messe-stuttgart.de/>
32. <https://kemioteke.gr/index.php/news/476-210gr-katigories-spoudaiotitas-ktirion-antiseismikoy-kanonismoy>

11 Παράρτημα

11.1 Παράρτημα φορτίων ανέμου



Εικόνα 11.1 Εσωτερικές πιέσεις του ανέμου (από μέσα προς τα έξω)

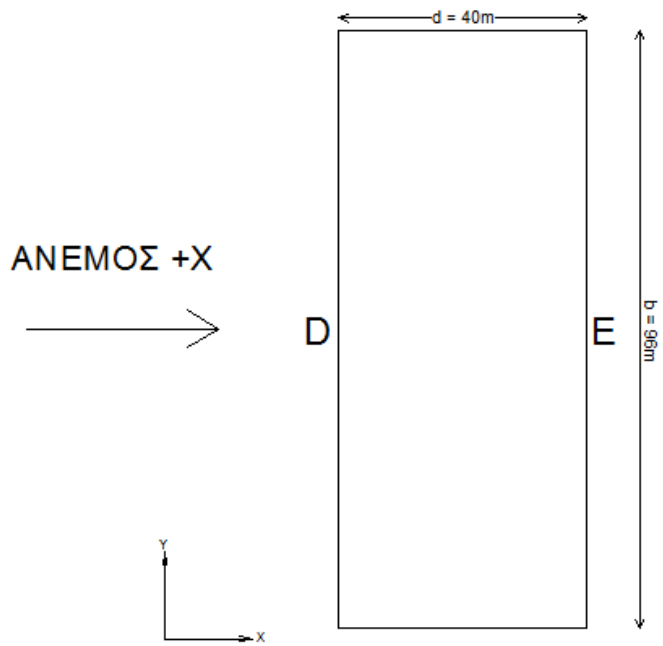


Εικόνα 11.2 Εσωτερικές πιέσεις του ανέμου (από έξω προς τα μέσα)

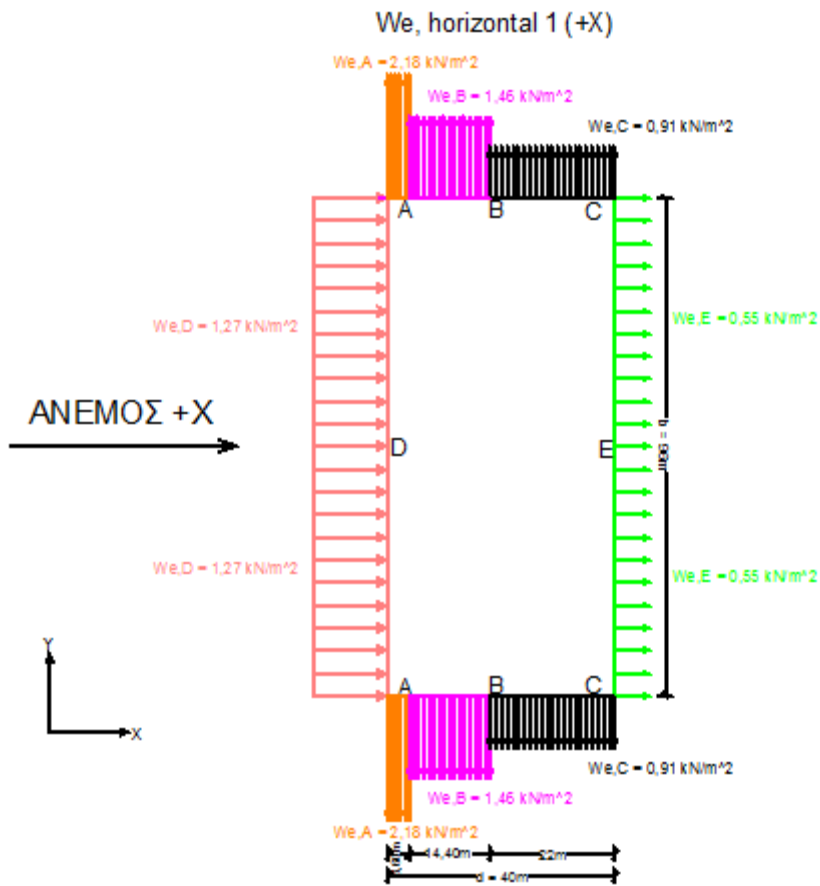
Πίνακας 7.1 — Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

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	

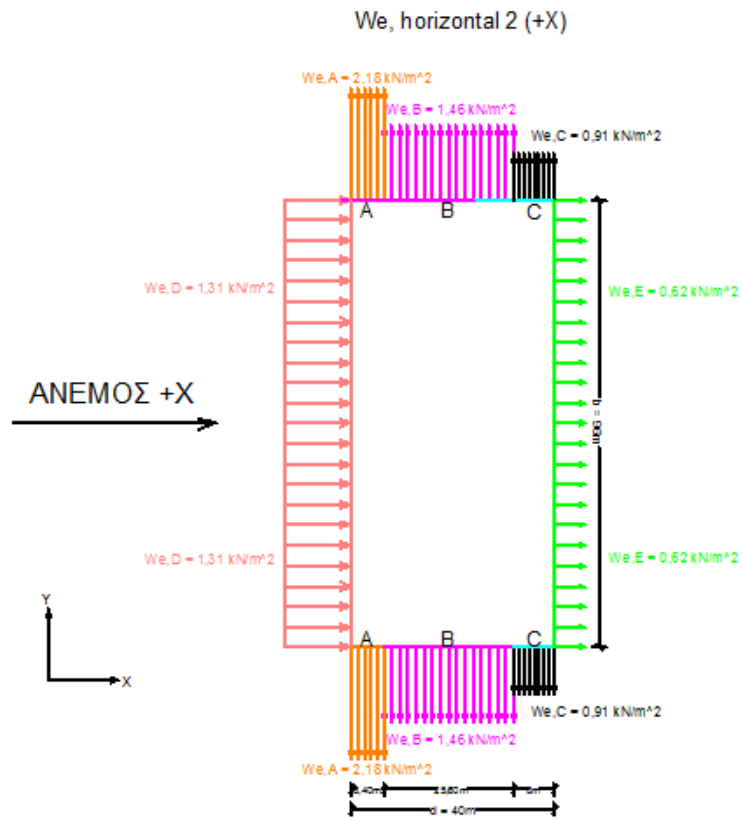
Πίνακας 11.1 Πίνακας υπολογισμού C_{pe} για εξωτερικές πιέσεις στα υποστυλώματα



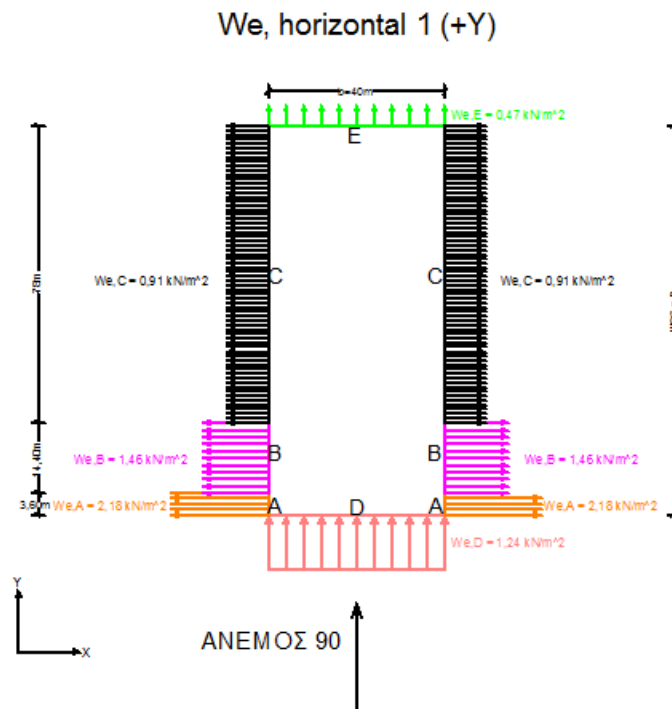
Σχήμα 11.1 Κάτοψη στεγάστρων 1,2 για τον προσδιορισμό των ζωνών D,E



Σχήμα 11.2 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +X στα υποστυλώματα (στεγάστρο 1)

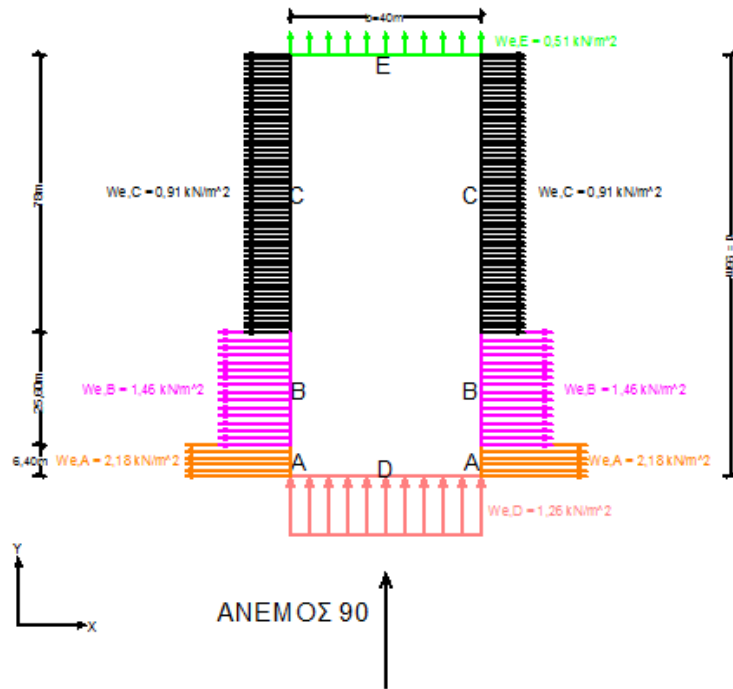


Σχήμα 11.3 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +X στα υποστυλώματα (στέγαστρο 2)

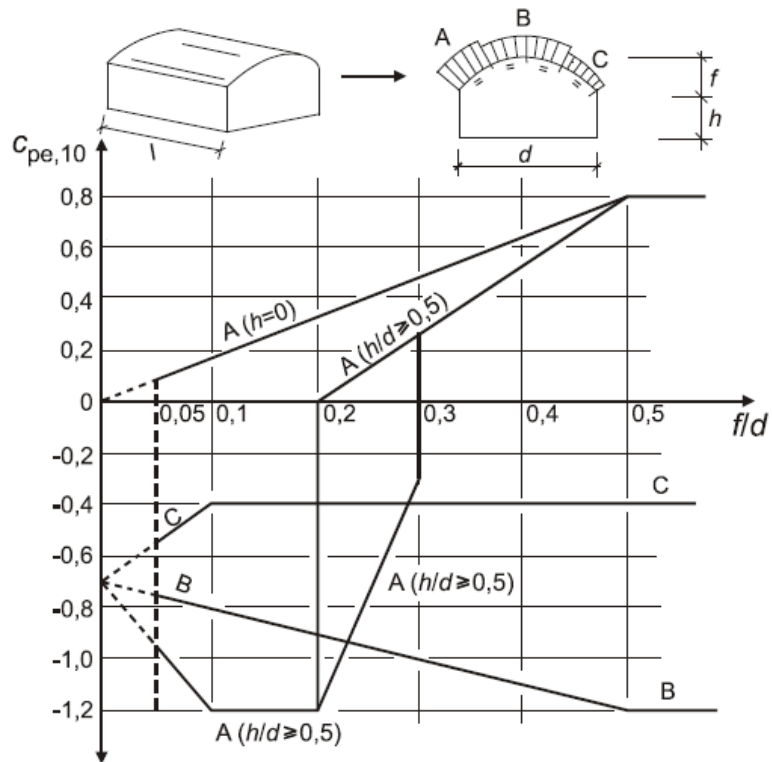


Σχήμα 11.4 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +Y στα υποστυλώματα (στέγαστρο 1)

We, horizontal 2 (+Y)



Σχήμα 11.5 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +Y στα υποστυλώματα (στέγαστρο 2)



Σχήμα 11.6 Υπόμνημα για υπολογισμό εξωτερικών πιέσεων στην στέγη

Πίνακας 11.2 Υπολογισμός συντελεστή εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Πίνακας 7.4α — Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

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

Πίνακας 11.3 Συντελεστές $C_{p,net}$, C_f για μονοκλινή στέγαστρα

Πίνακας 7.6 — $C_{p,net}$ και C_f τιμές για μονοκλινή στέγαστρα

Γωνία κλίσης στέγης α	Συντελεστής παρεμπόδισης ϕ	Καθολικοί συντελεστές δύναμης C_f	Συντελεστές τελικής πίεσης $C_{p,net}$ Υπόμνημα καθορισμού ζωνών		
			Ζώνη A	Ζώνη B	Ζώνη C
0°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,2 - 0,5 - 1,3	+0,5 - 0,6 - 1,5	+1,8 - 1,3 - 1,8	+1,1 - 1,4 - 2,2
5°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,4 - 0,7 - 1,4	+ 0,8 - 1,1 - 1,6	+2,1 - 1,7 - 2,2	+1,3 - 1,8 - 2,5
10°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,5 - 0,9 - 1,4	+ 1,2 - 1,5 - 2,1	+ 2,4 - 2,0 - 2,6	+1,6 - 2,1 - 2,7
15°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,7 - 1,1 - 1,4	+ 1,4 - 1,8 - 1,6	+ 2,7 - 2,4 - 2,9	+ 1,8 - 2,5 - 3,0
20°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,8 - 1,3 - 1,4	+ 1,7 - 2,2 - 1,6	+ 2,9 - 2,8 - 2,9	+ 2,1 - 2,9 - 3,0
25°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 1,0 - 1,6 - 1,4	+ 2,0 - 2,6 - 1,5	+ 3,1 - 3,2 - 2,5	+ 2,3 - 3,2 - 2,8
30°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 1,2 - 1,8 - 1,4	+ 2,2 - 3,0 - 1,5	+ 3,2 - 3,8 - 2,2	+ 2,4 - 3,6 - 2,7

11.2 Παράρτημα φορτίων χιονιού

Πίνακας 11.4 Τιμές συντελεστών ψ_0, ψ_1, ψ_2

Περιοχές	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ισλανδία Νορβηγία Σουηδία Φινλανδία	0,70	0,50	0,20
Λοιπά κράτη μέλη της CEN, για περιοχές με υψόμετρο 1500m > H > 1000m	0,70	0,50	0,20
Λοιπά κράτη μέλη της CEN, για περιοχές με υψόμετρο 1000m > H	0,50	0,20	0,00

Πίνακας 11.5 Τιμές συντελεστή εκθέσεως

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0,8
Κανονικό ^β	1,0
Προφυλαγμένο ^γ	1,2

Πίνακας 11.6 Σχέσεις υψομέτρου – Φορτίου χιονιού

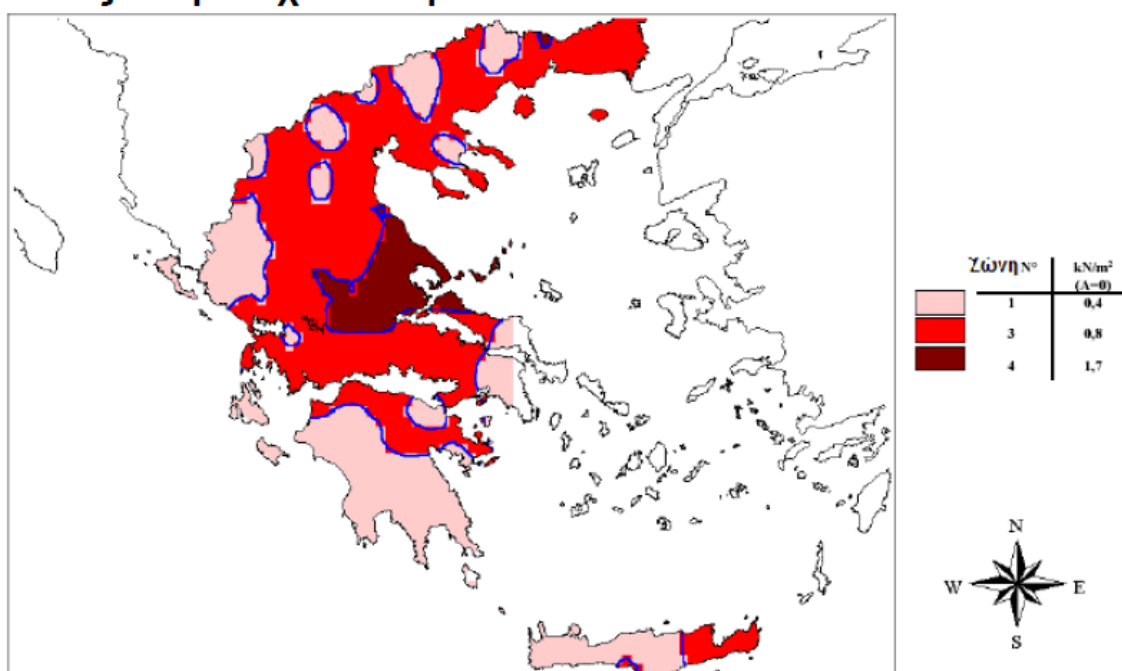
Κλιματική περιοχή	Εκφραση
Αλπική περιοχή	$s_k = (0,642Z + 0,009) \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$
Κεντρική Ανατολική	$s_k = (0,264Z - 0,002) \left[1 + \left(\frac{A}{256} \right)^2 \right]$
Ελλάς	$s_k = (0,420Z - 0,030) \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$
Ιβηρική χερσόνησος	$s_k = (0,190Z - 0,095) \left[1 + \left(\frac{A}{524} \right)^2 \right]$
Μεσογειακή περιοχή	$s_k = (0,498Z - 0,209) \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right]$
Κεντρική Δυτική	$s_k = 0,164Z - 0,082 + \frac{A}{966}$
Σουηδία, Φινλανδία	$s_k = 0,790Z + 0,375 + \frac{A}{336}$

Πίνακας 11.7 Τιμές του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στο έδαφος, $s_{k,0}$, στην στάθμη της θάλασσας ($A=0$) συναρτήσει της ζώνης

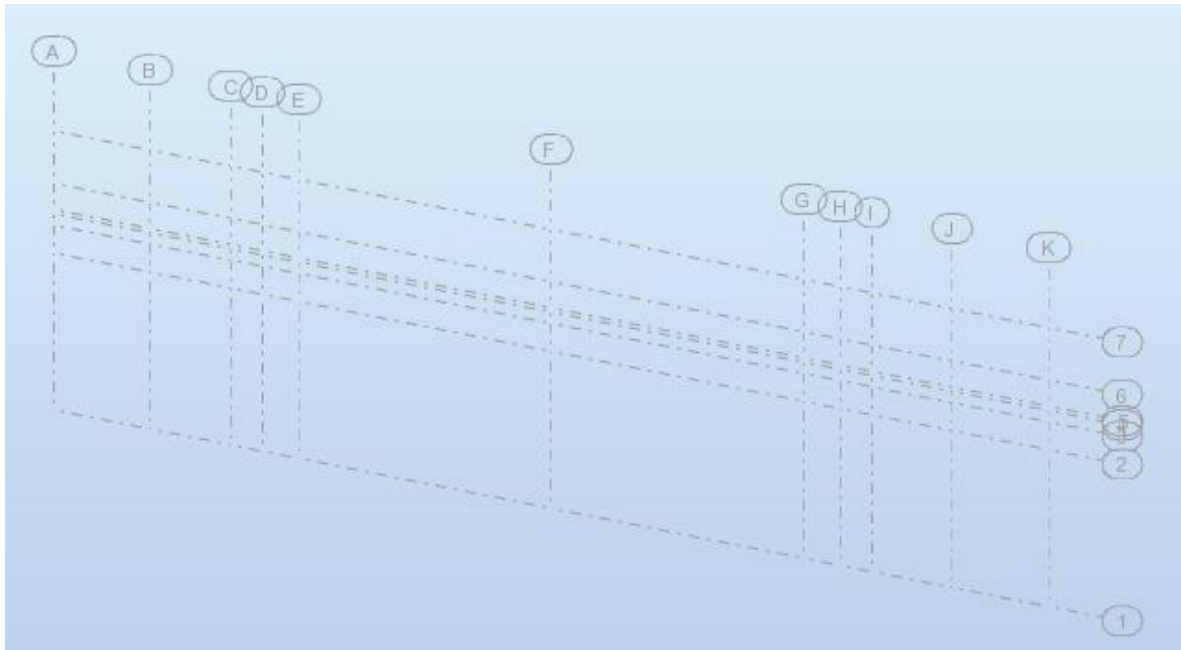
Ζώνη	$s_{k,0}$ (kN/m ²)
A	0,4
B	0,8
Γ	1,7

Σχήμα 11.3 Φορτίο χιονιού για $A=0$ (Ελλάδα)

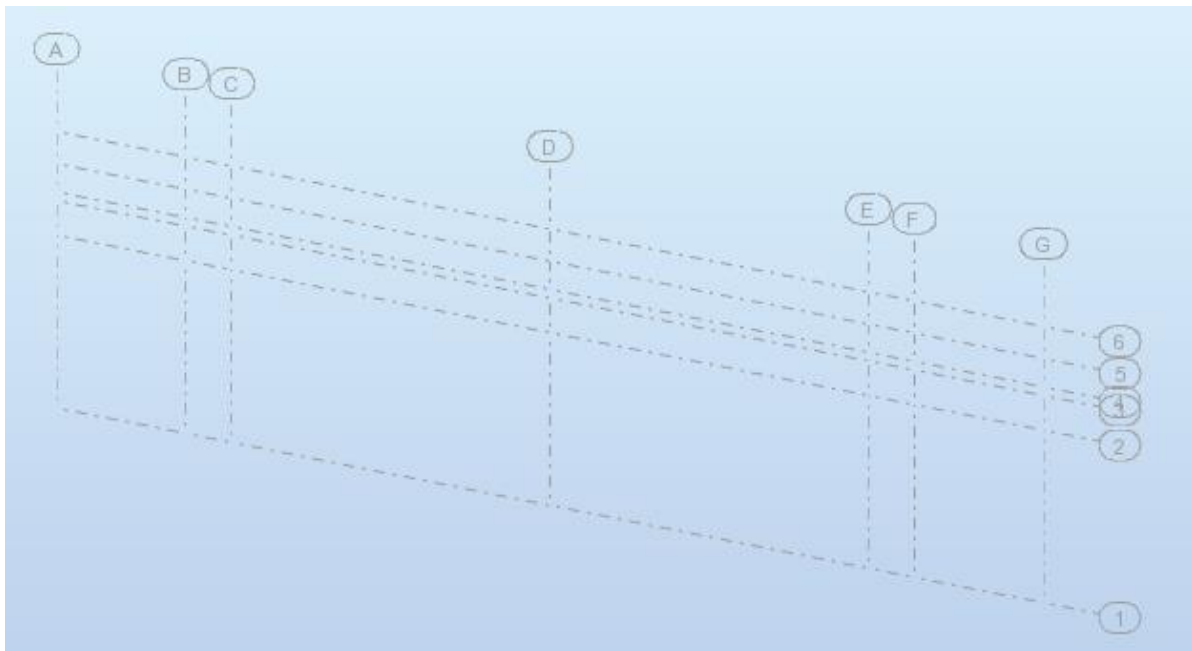
Ελλάς: Φορτίο χιονιού για $A=0$



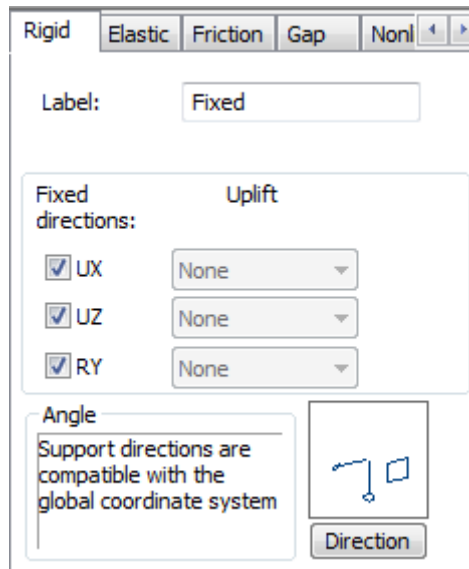
11.3 Προσομοίωση και ανάλυση στοιχείων στο επίπεδο



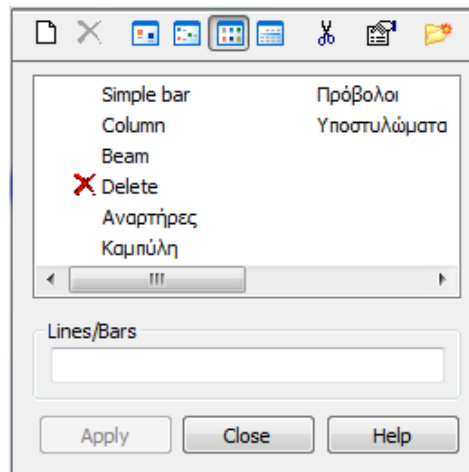
Εικόνα 11.3 Κάνναβος πλαισίου στεγάστρου 1



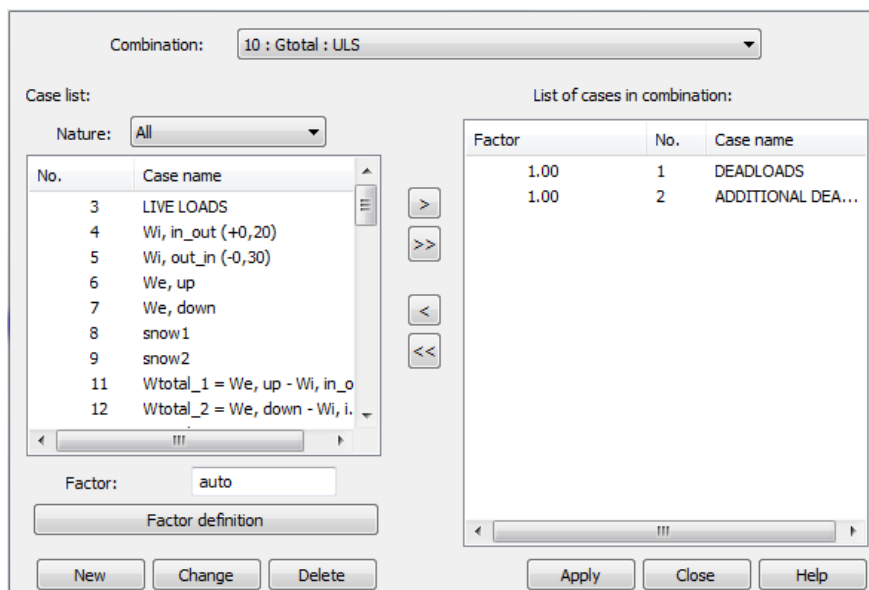
Εικόνα 11.4 Κάνναβος πλαισίου στεγάστρου 2



Εικόνα 11.5 Προσομοίωση στηρίξεων φορέων στο επίπεδο




Εικόνα 11.6 Καρτέλα δομικών στοιχείων φορέα




Εικόνα 11.7 Χειροκίνητη τοποθέτηση συνδυασμών

Member type: Αναρτήρες

<p>Buckling (y axis)</p> <p>Member length ly:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>11,28 m</p>	<p>Buckling (z axis)</p> <p>Member length lz:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>11,28 m</p>
<p>Buckling length coeff. y:</p> <p>1,00</p> <p><input type="text" value="1.0"/></p> <p>Sway</p> <p>Buckling curve y: auto</p>	<p>Buckling length coeff. z:</p> <p>1,00</p> <p><input type="text" value="1.0"/></p> <p>Sway</p> <p>Buckling curve z: auto</p>
<p><input type="checkbox"/> Flexural-torsional buckling</p>	
<p>Lateral buckling parameters</p> <p><input type="checkbox"/> Lateral buckling</p> <p>Lateral buckling length coefficient</p> <p>Load level:  Upper flange Lower flange</p> <p>Lcr = lo Lcr = lo</p> <p>Critical moment: <input checked="" type="radio"/> Auto <input type="radio"/> User</p> <p>Mcr = 1,00 kN*m</p> <p>Lateral buckling curve: auto</p>	

Εικόνα 11.8 Μήκη λυγισμού αναρτήρων

Member type: Καμπύλη

<p>Buckling (y axis)</p> <p>Member length ly:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>41,06 m</p>	<p>Buckling (z axis)</p> <p>Member length lz:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>5,13 m</p>
<p>Buckling length coeff. y:</p> <p>1,00</p> <p><input type="text" value="1.0"/></p> <p>Sway</p> <p>Buckling curve y: auto</p>	<p>Buckling length coeff. z:</p> <p>1,00</p> <p><input type="text" value="1.0"/></p> <p>Sway</p> <p>Buckling curve z: auto</p>
<p><input checked="" type="checkbox"/> Flexural-torsional buckling</p>	
<p>Lateral buckling parameters</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Lateral buckling</p> <p>Lateral buckling length coefficient</p> <p>Load level:  Upper flange Lower flange</p> <p>Lcr = lo Lcr = lo</p> <p>Critical moment: <input checked="" type="radio"/> Auto <input type="radio"/> User</p> <p>Mcr = 1,00 kN*m</p> <p>Lateral buckling curve: auto</p>	

Εικόνα 11.9 Μήκη λυγισμού καμπύλης


Member type: Πρόβολοι

<p>Buckling (y axis)</p> <p>Member length l_y:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>11,82 m</p>	<p>Buckling (z axis)</p> <p>Member length l_z:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>11,82 m</p>
<p>Buckling length coeff. y:</p> <p>1,00</p> <p><input type="text" value="1.0"/> Sway</p>	<p>Buckling length coeff. z:</p> <p>0,50</p> <p><input type="text" value="0.5"/> Sway</p>
Buckling curve y: auto	Buckling curve z: auto

Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters

Lateral buckling

Load level:  Upper flange Lower flange

$L_{cr} = 0.5 l_0$ $L_{cr} = 0.5 l_0$

Critical moment: Auto User $M_{cr} = 1,00$ kN*m

Lateral buckling curve: auto

Εικόνα 11.10 Μήκη λυγισμού καμπύλης


Member type: Υποστυλώματα

<p>Buckling (y axis)</p> <p>Member length l_y:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>11,20 m</p>	<p>Buckling (z axis)</p> <p>Member length l_z:</p> <p><input checked="" type="radio"/> Real <input type="radio"/> Coefficient</p> <p>5,33 m</p>
<p>Buckling length coeff. y:</p> <p>1,00</p> <p><input type="text" value="1.0"/> Sway</p>	<p>Buckling length coeff. z:</p> <p>1,00</p> <p><input type="text" value="1.0"/> Sway</p>
Buckling curve y: auto	Buckling curve z: auto

Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters

Lateral buckling

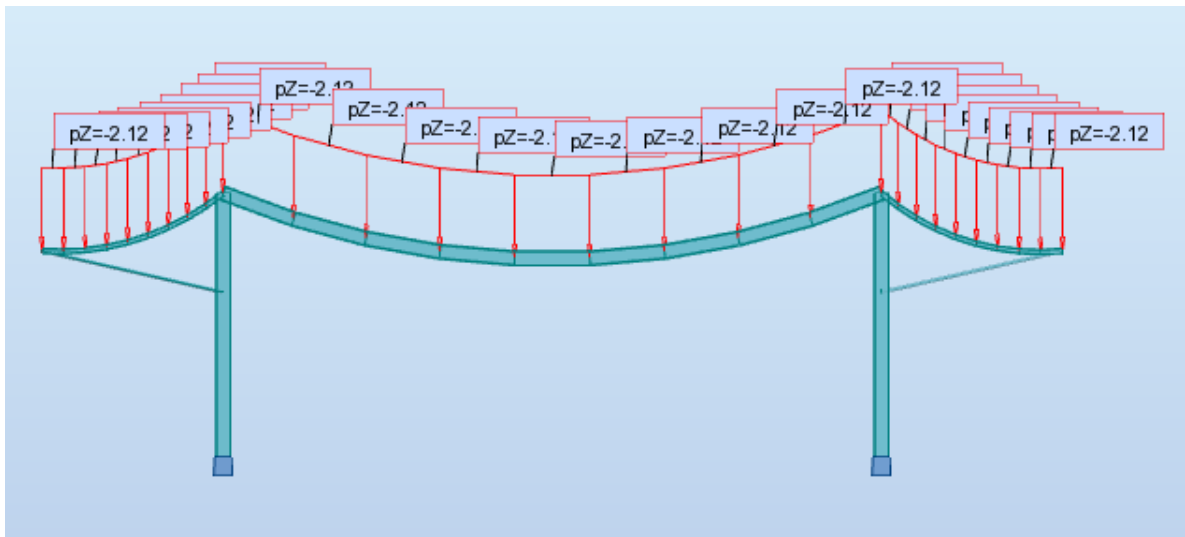
Load level:  Upper flange Lower flange

$L_{cr} = l_0$ $L_{cr} = l_0$

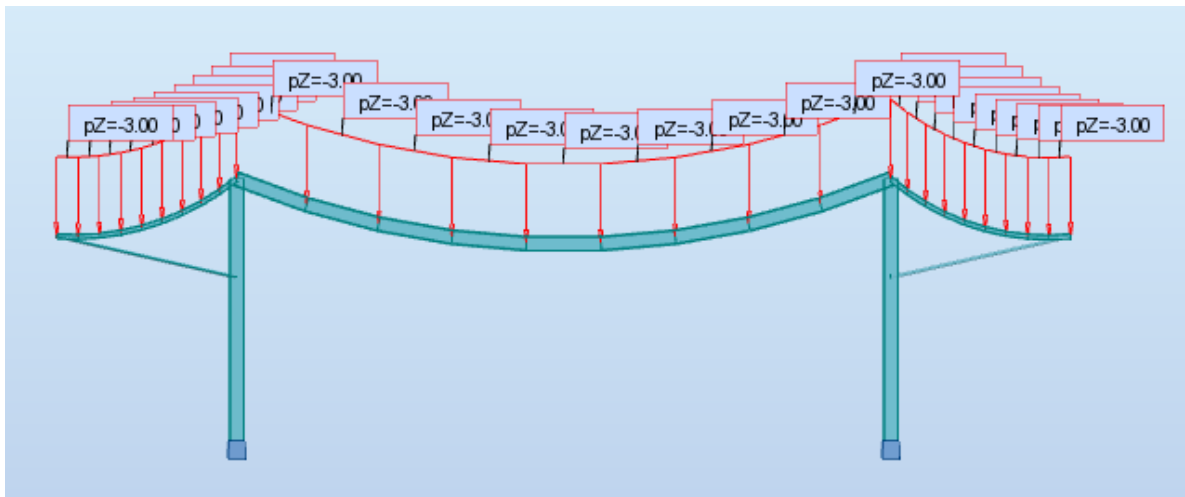
Critical moment: Auto User $M_{cr} = 1,00$ kN*m

Lateral buckling curve: auto

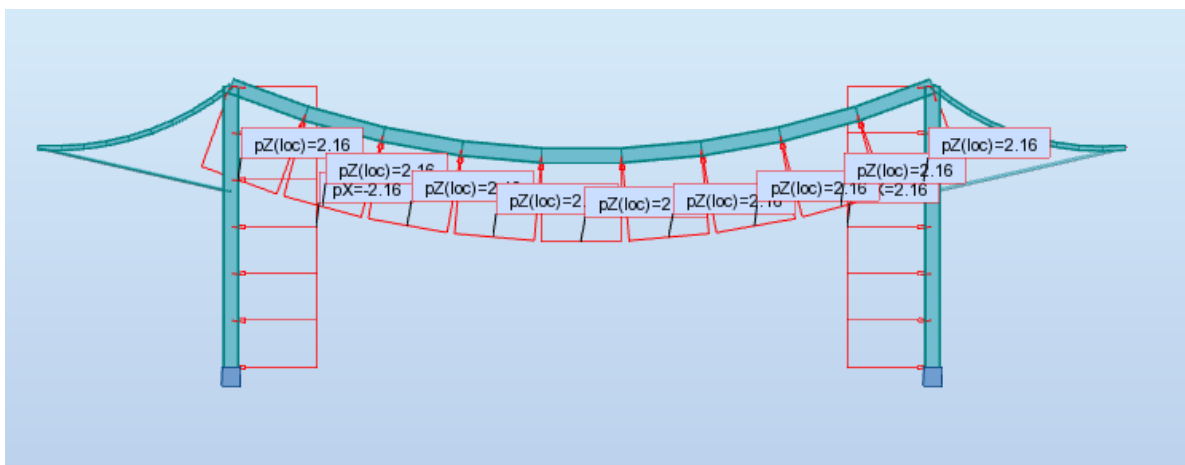
Εικόνα 11.11 Μήκη λυγισμού καμπύλης



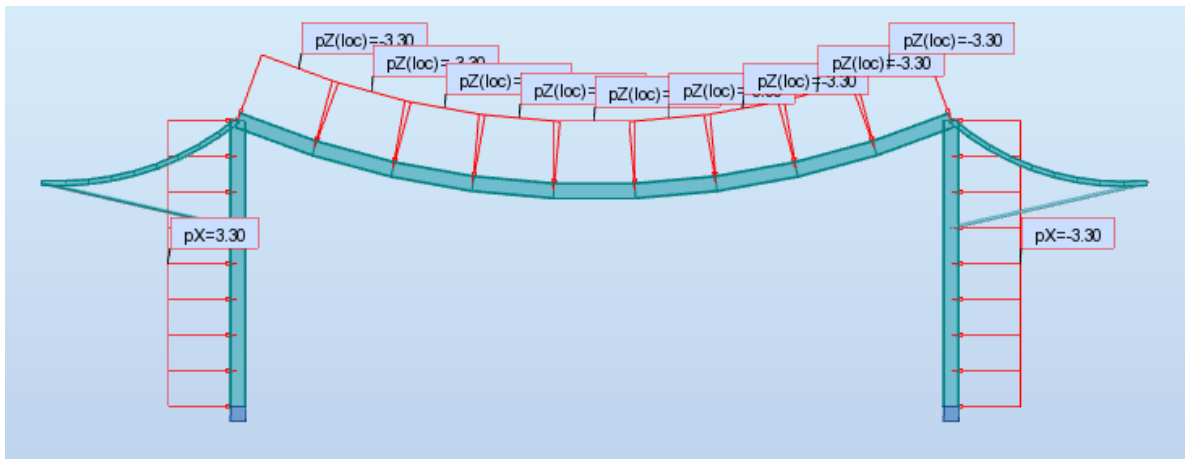
Εικόνα 11.12 Προσομοίωση πρόσθετων μόνιμων φορτίων στο στέγαστρο 2



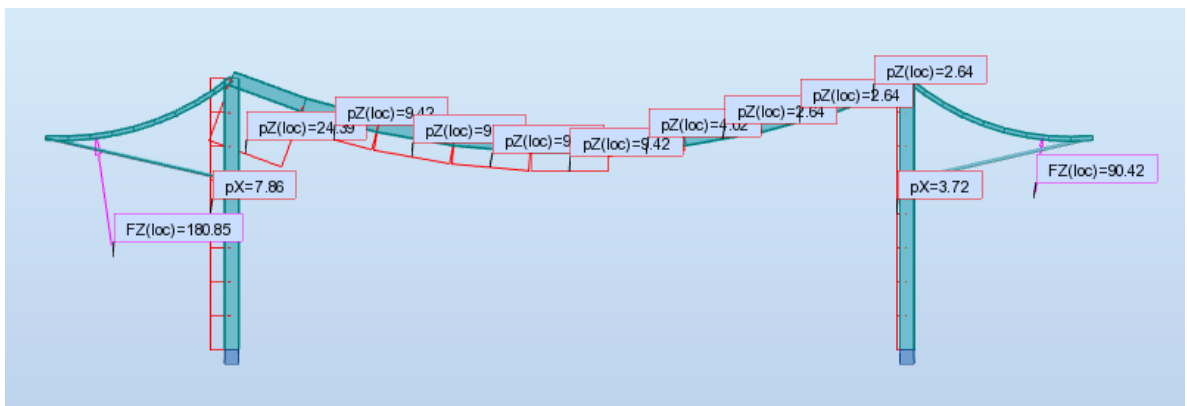
Εικόνα 11.13 Προσομοίωση κινητών φορτίων στο στέγαστρο 2



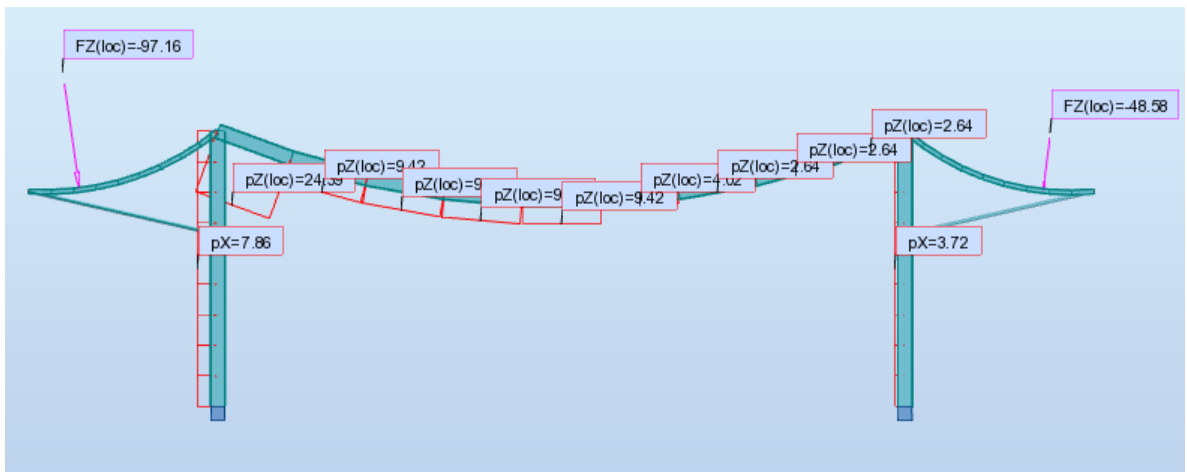
Εικόνα 11.14 Προσομοίωση εσωτερικών πιέσεων ανέμου (από μέσα προς τα έξω) στο στέγαστρο 2



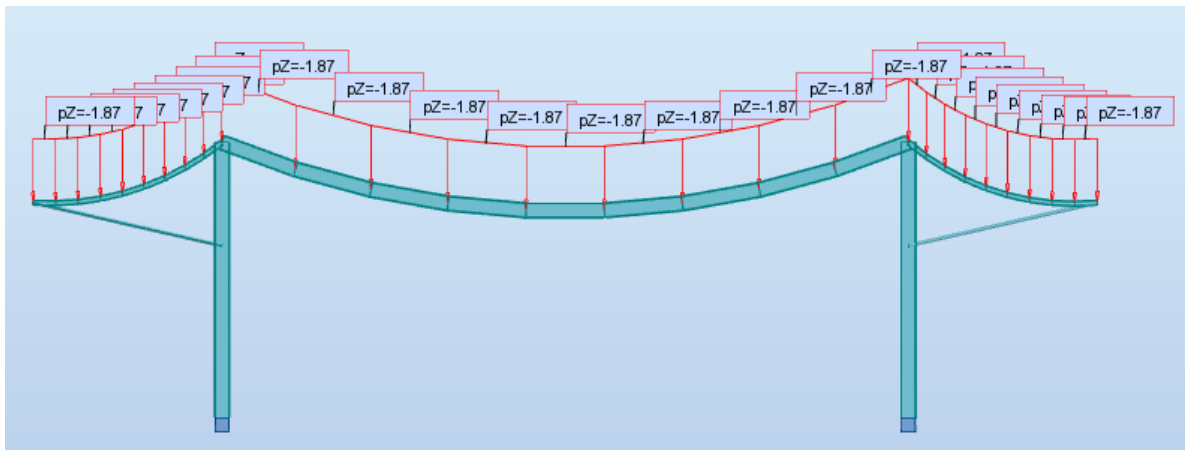
Εικόνα 11.15 Προσομοίωση εσωτερικών πιέσεων ανέμου (από έξω προς τα μέσα) στο στέγαστρο 2



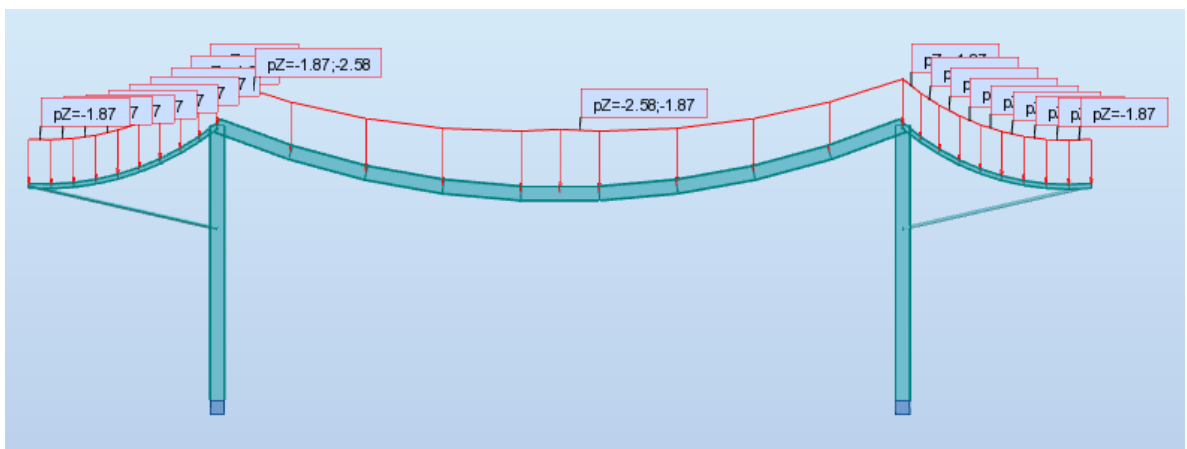
Εικόνα 11.16 Προσομοίωση εξωτερικών πιέσεων ανέμου στο στέγαστρο 2 – Περίπτωση (i)



Εικόνα 11.17 Προσομοίωση εξωτερικών πιέσεων ανέμου στο στέγαστρο 2 – Περίπτωση (ii)

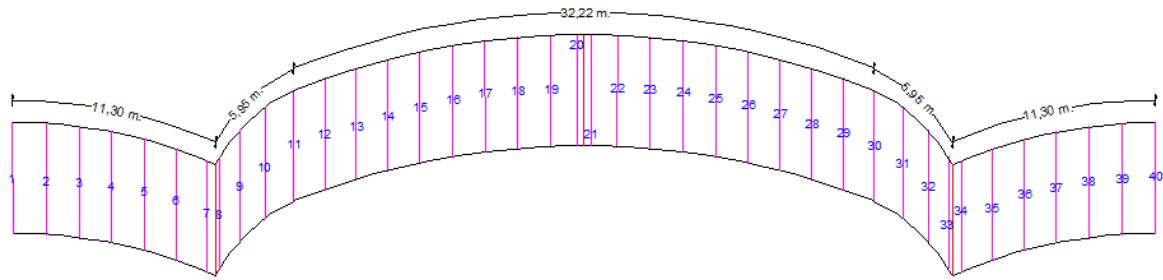


Εικόνα 11.18 Προσομοίωση φορτίου χιονιού στο στέγαστρο 2 – περίπτωση (i)



Εικόνα 11.19 Προσομοίωση φορτίου χιονιού στο στέγαστρο 2 – περίπτωση (ii)

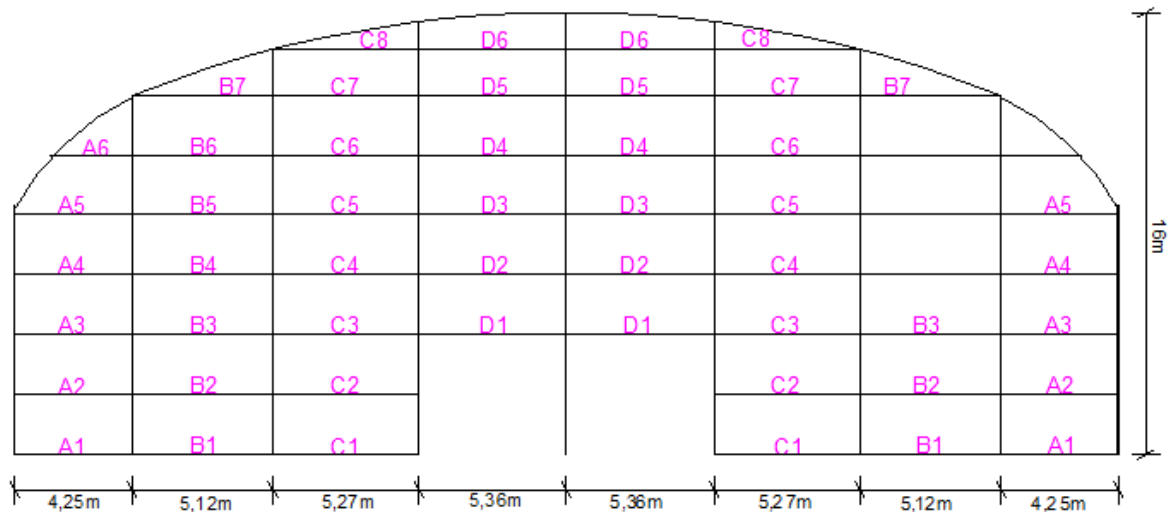
11.4 Τεγίδες & μηκίδες – Βασικές πληροφορίες



Εικόνα 11.20 Ονομασία τεγίδων στέγης

Πίνακας 11.8 Πληροφορίες για τις τεγίδες

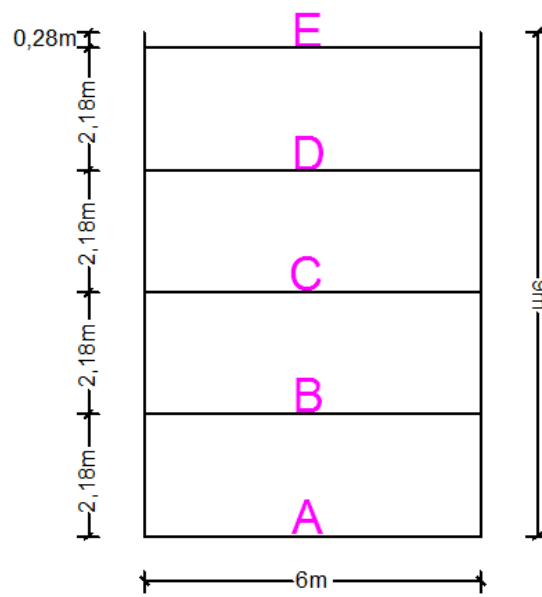
Τεγίδες				
Αριθμός Τεγίδας	Σημείο που ανήκει η τεγίδα	Μήκος Τεγίδας (m)	Πλάτος Επιρροής Τεγίδας (m)	Κλίση Τεγίδας ως προς τον άξονα Χ (deg) (Καθολικό Σύστημα Συντεταγμένων)
1	Πρόβολος	6	0,9	0
2	Πρόβολος	6	1,81	3
3	Πρόβολος	6	1,81	7
4	Πρόβολος	6	1,81	12
5	Πρόβολος	6	1,81	16
6	Πρόβολος	6	1,81	18
7	Πρόβολος	6	1,36	21
8	Μικρή Καμπύλη	6	1,36	-58
9	Μικρή Καμπύλη	6	1,84	-47
10	Μικρή Καμπύλη	6	1,84	-37
11	Μικρή/Μεγάλη Καμπύλη	6	1,84	-21
12	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	-20
13	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	-16,5
14	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	-15
15	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	-13
16	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	-10
17	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	-8
18	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	-6
19	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,61	-3
20	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,07	-0,5
21	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,07	0,5
22	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,61	3
23	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	6
24	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	8
25	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	10
26	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	13
27	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	15
28	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	16,5
29	Μεγάλη Καμπύλη	6	1,79	20
30	Μικρή/Μεγάλη Καμπύλη	6	1,84	21
31	Μικρή Καμπύλη	6	1,84	37
32	Μικρή Καμπύλη	6	1,84	47
33	Μικρή Καμπύλη	6	1,36	58
34	Πρόβολος	6	1,36	-21
35	Πρόβολος	6	1,81	-18
36	Πρόβολος	6	1,81	-16
37	Πρόβολος	6	1,81	-12
38	Πρόβολος	6	1,81	-7
39	Πρόβολος	6	1,81	-3
40	Πρόβολος	6	0,9	0



Εικόνα 11.21 Ονομασία μηκίδων πρόσοψης – πίσω όψης

Πίνακας 11.9 Πληροφορίες για τις μηκίδες πρόσοψης – πίσω όψης

ΜΗΚΙΔΕΣ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ			
(Πρόσοψη και πίσω όψη στεγάστρου)			
Συμβολισμός Μηκίδας	Μήκος Μηκίδας (m)	Πλάτος Επιρροής Μηκίδας (m)	
A1	4,25	1,09	
A2	4,25	2,18	
A3	4,25	2,18	
A4	4,25	2,18	
A5	4,25	2,14	
A6	2,94	2,14	
B1	5,12	1,09	
B2	5,12	2,18	
B3	5,12	2,18	
B4	5,12	2,18	
B5	5,12	2,14	
B6	5,12	2,14	
B7	5,12	1,9	
C1	5,27	1,09	
C2	5,27	2,18	
C3	5,27	2,18	
C4	5,27	2,18	
C5	5,27	2,14	
C6	5,27	2,14	
C7	5,27	1,9	
C8	5,27	1,48	
D1	5,36	1,09	
D2	5,36	2,18	
D3	5,36	2,14	
D4	5,36	2,14	
D5	5,36	1,9	
D6	5,36	1,48	

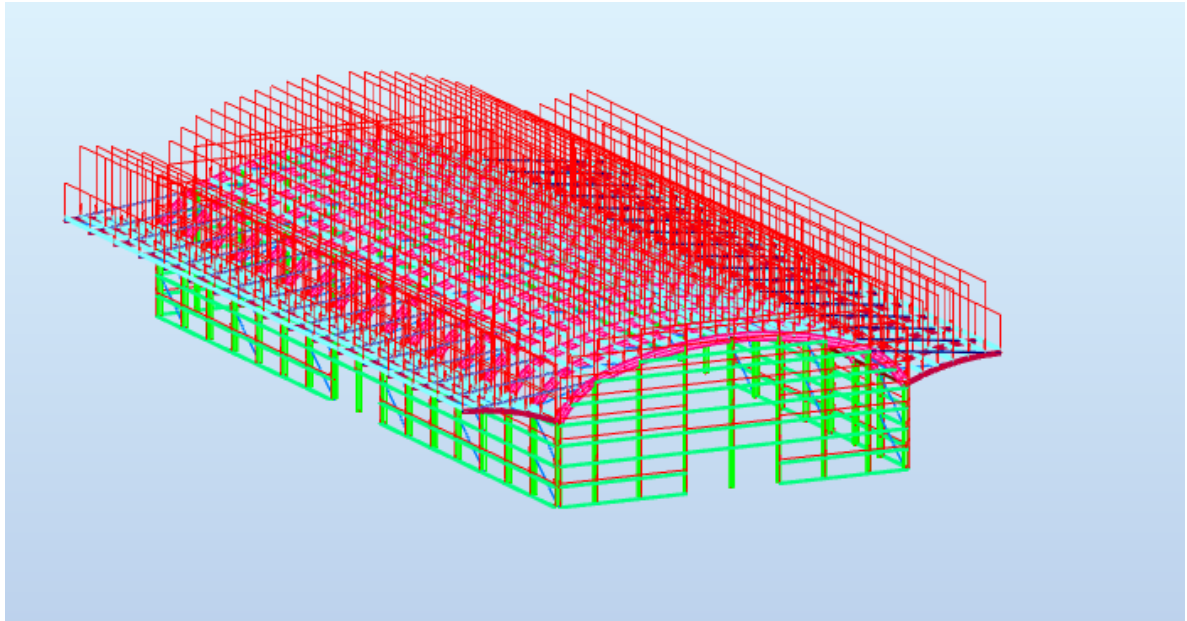


Εικόνα 11.22 Ονομασία μηκίδων πλάγιας όψης

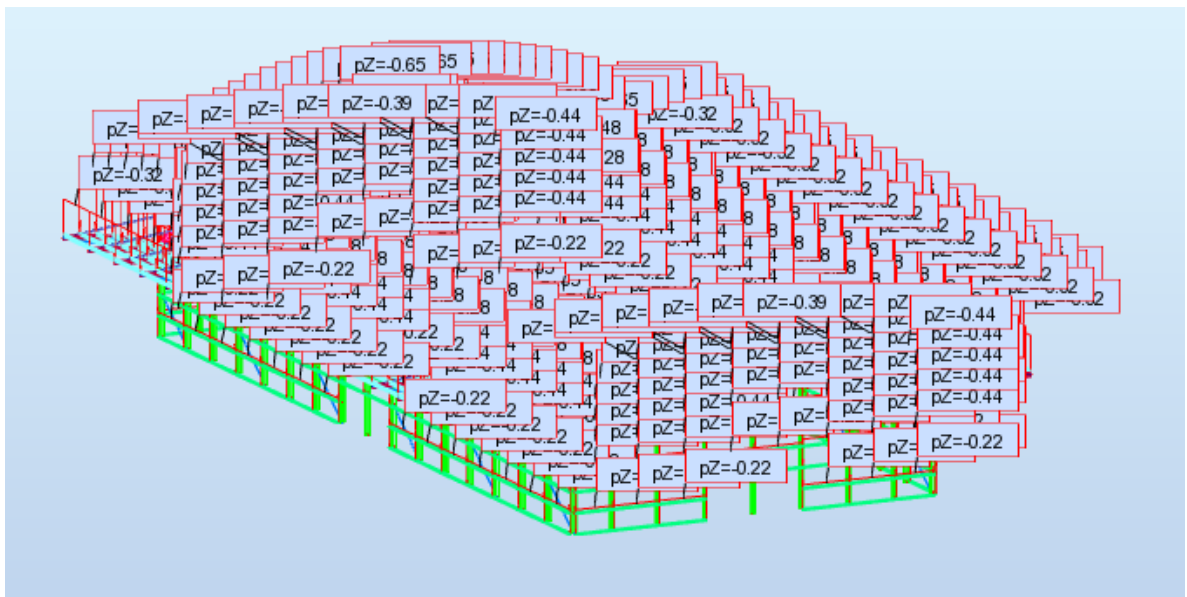
Πίνακας 11.10 Πληροφορίες για τις μηκίδες πλάγιας όψης

ΜΗΚΙΔΕΣ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ		
(Πλάγιες όψεις στεγάστρου)		
Συμβολισμός Μηκίδας	Μήκος Μηκίδας (m)	Πλάτος Επιρροής Μηκίδας (m)
A	6	1,09
B	6	2,18
C	6	2,18
D	6	2,18
E	6	1,37

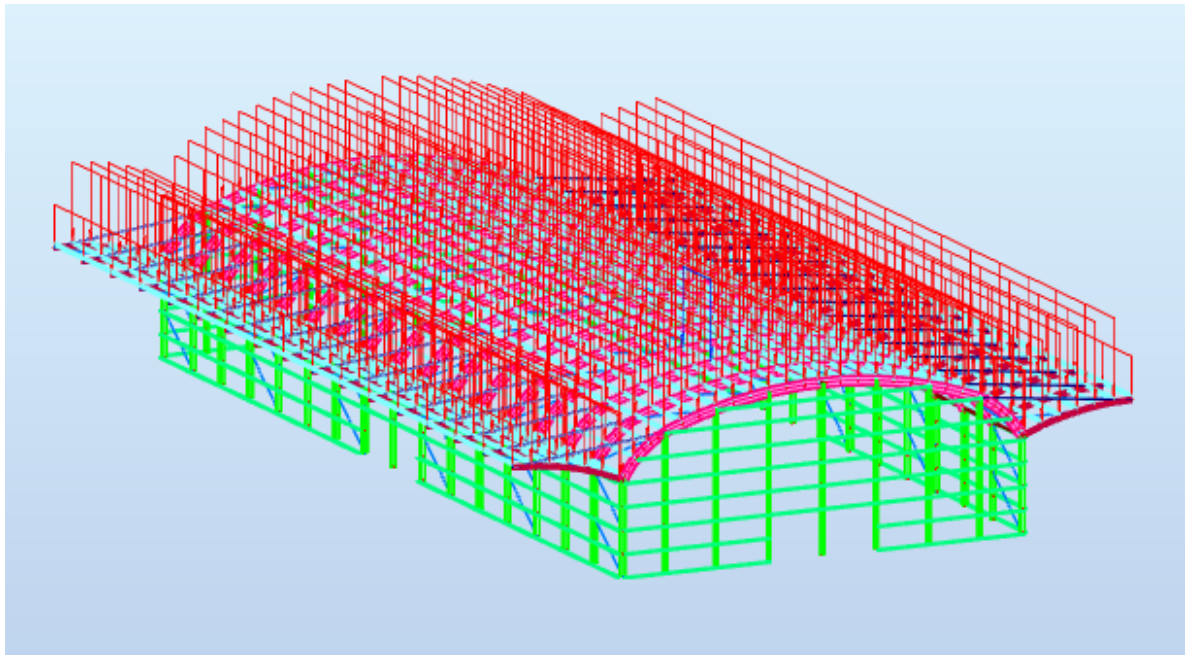
11.5 Προσομοίωση φορτίων ανέμου +X φορέα στον χώρο



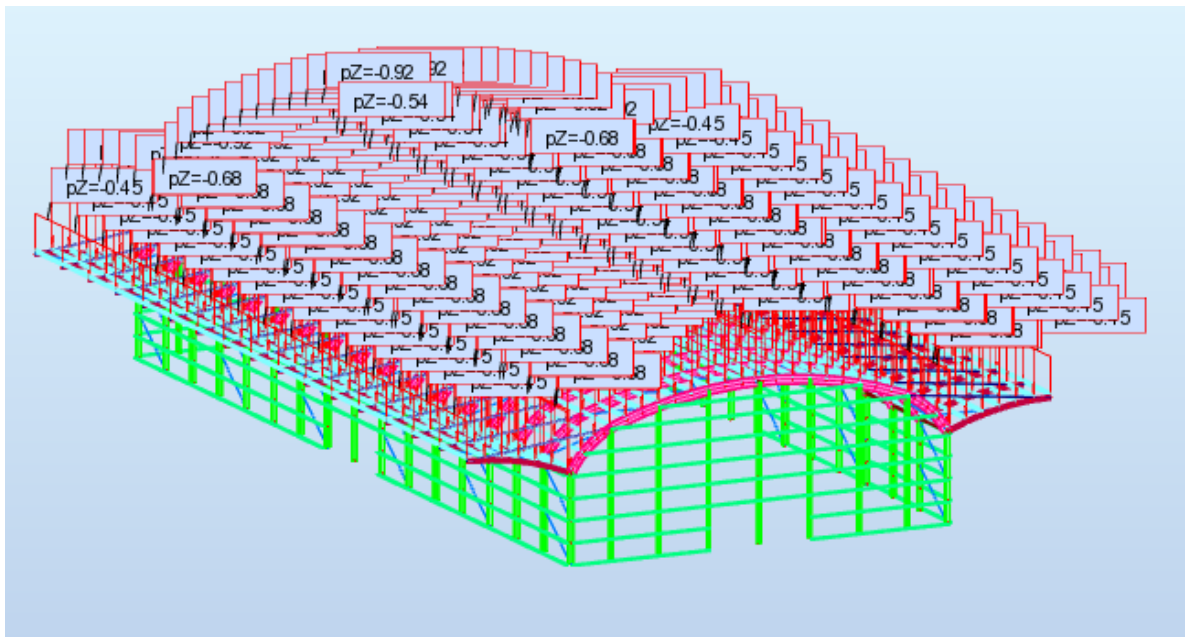
Εικόνα 11.23 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία (φορά φορτίων)



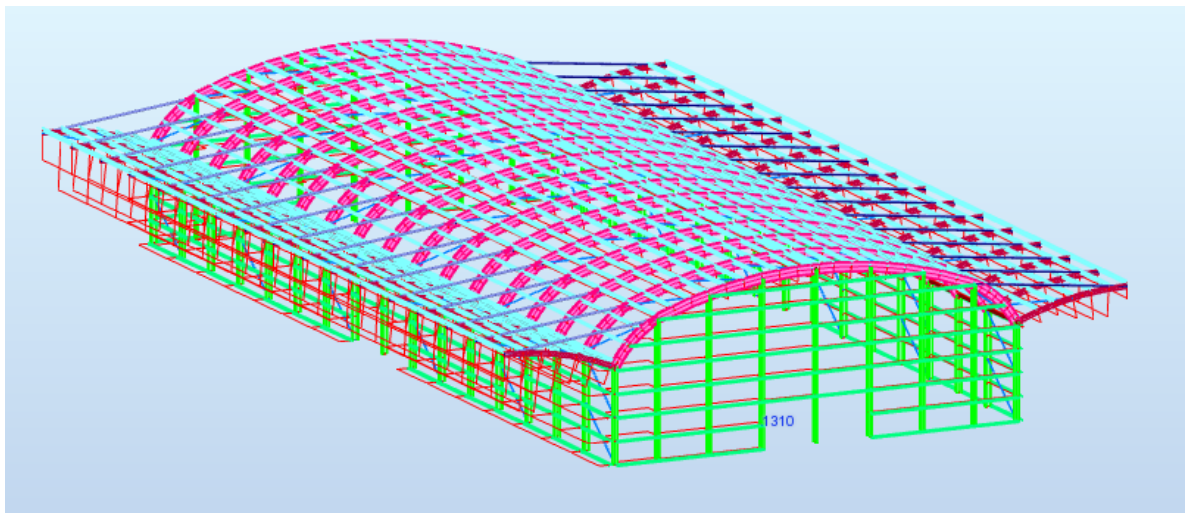
Εικόνα 11.24 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία (τιμές φορτίων)



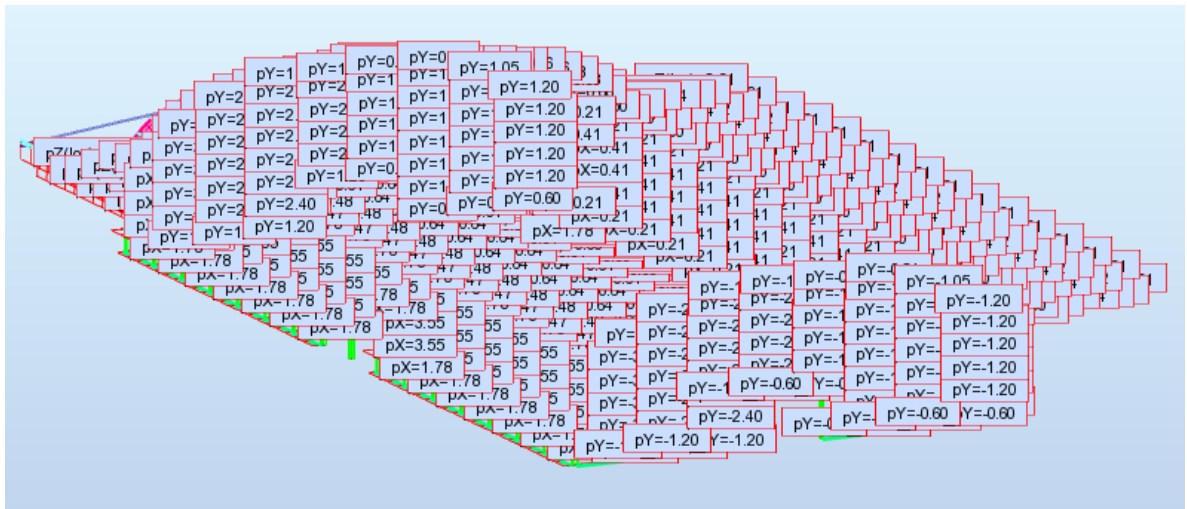
Εικόνα 11.25 Κινητά Φορτία (φορά φορτίων)



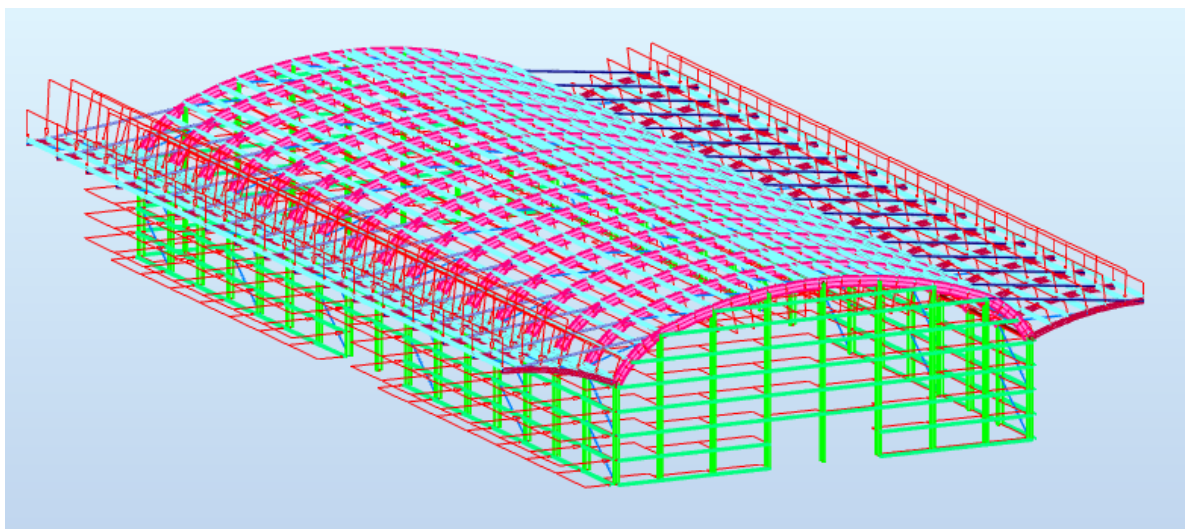
Εικόνα 11.26 Κινητά Φορτία (τιμές φορτίων)



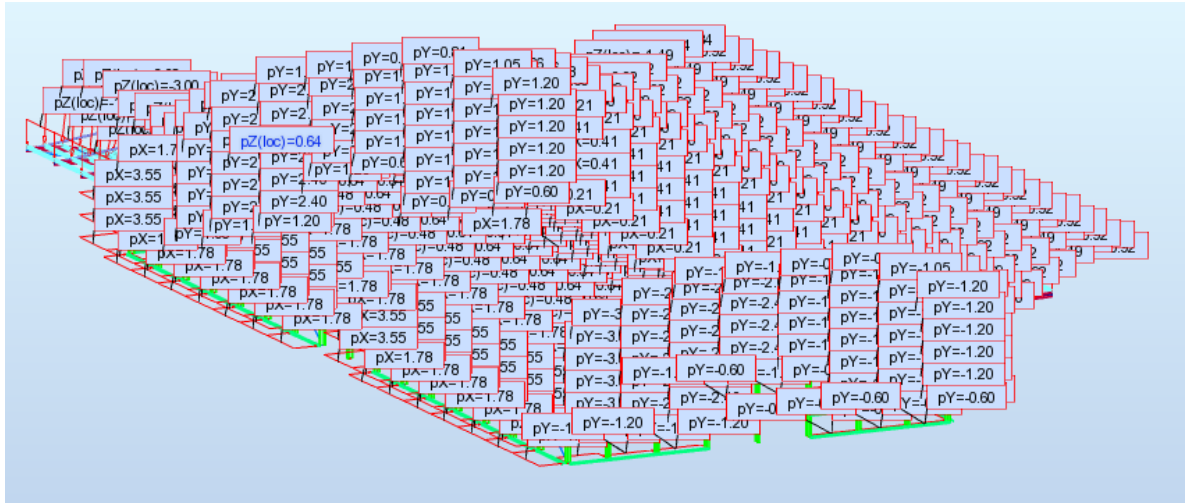
Εικόνα 11.27 Φορτία ανέμου $W_{1,0}$ (φορά φορτίων)



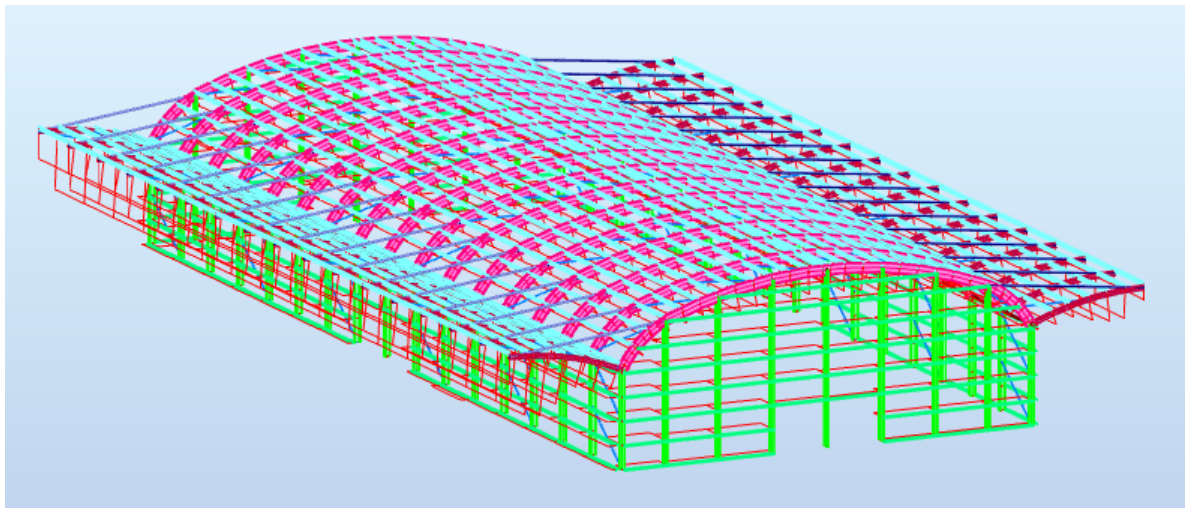
Εικόνα 11.28 Φορτία ανέμου $W_{1,0}$ (τιμές φορτίων)



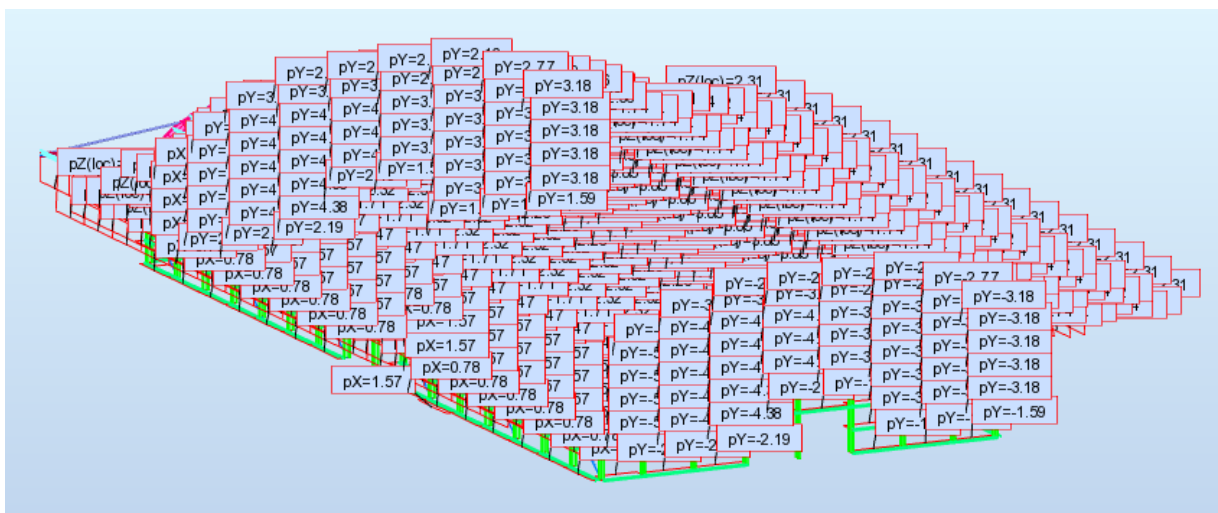
Εικόνα 11.29 Φορτία ανέμου $W_{2,0}$ (φορά φορτίων)



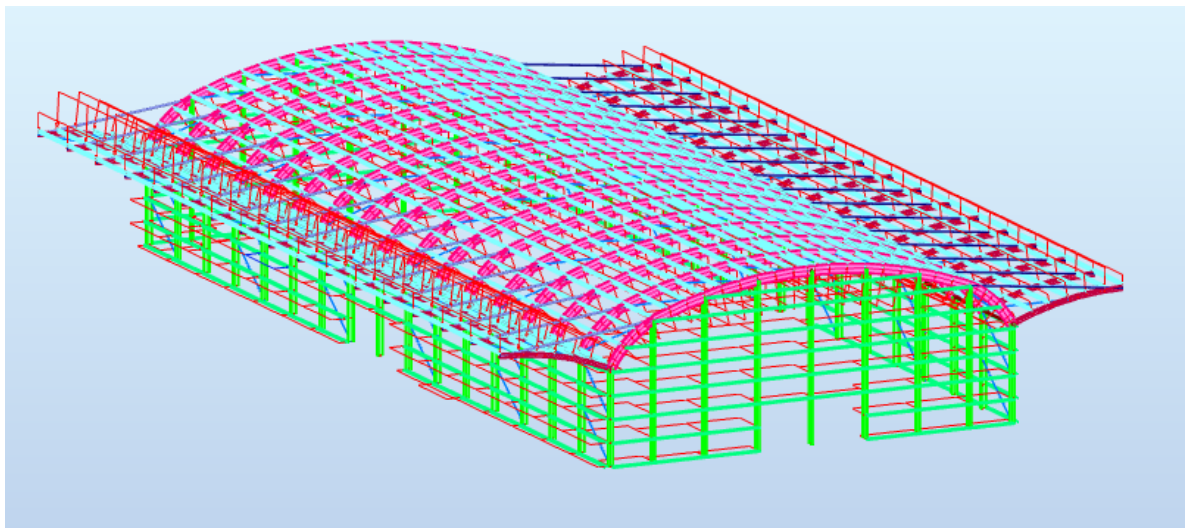
Εικόνα 11.30 Φορτία ανέμου $W_{2,0}$ (τιμές φορτίων)



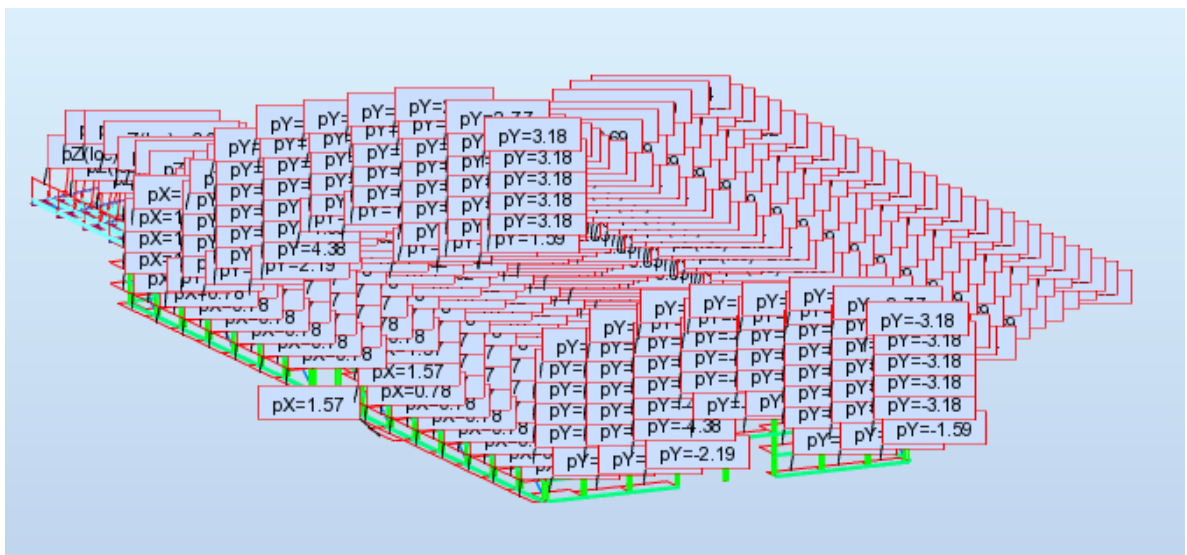
Εικόνα 11.31 Φορτία ανέμου $W_{3,0}$ (φορά φορτίων)



Εικόνα 11.32 Φορτία ανέμου $W_{3,0}$ (τιμές φορτίων)




Εικόνα 11.33 Φορτία ανέμου $W_{4,0}$ (φορά φορτίων)



Εικόνα 11.34 Φορτία ανέμου $W_{4,0}$ (τιμές φορτίων)

11.6 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων



Auto

CHS 244.5x25

Code 1 Αναρτήρες

Bar: 1333 Beam_1333

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 7.68 m

Load case: 64 1*Gtotal + 1,50*W3_90 26*1.00+24*1.50

Section OK

Simplified results


Detailed results

FORCES

N,Ed = 611.54 kN	My,Ed = 38.76 kN*m
Nc,Rd = 6106.00 kN	My,Ed,max = 38.76 kN*m
Nb,Rd = 850.85 kN	My,c,Rd = 429.45 kN*m
	MN,y,Rd = 420.86 kN*m



Class of section = 1

LATERAL BUCKLING





XLT = 1.00

BUCKLING y

	Ly = 15.35 m	Lam_y = 2.57
	Lcr,y = 15.35 m	Xy = 0.14
	Lamy = 196.27	kyy = 1.58

BUCKLING z

	Lz = 15.35 m	Lam_z = 2.57
	Lcr,z = 15.35 m	Xz = 0.14
	Lamz = 196.27	kzy = 1.58

SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.4.(1))


MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 196.27 < Lam,max = 210.00 Lamz = 196.27 < Lam,max = 210.00 STABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.86 < 1.00 (6.3.3.(4))

Εικόνα 11.35 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης αναρτήρων

- 149 -



HEB 900

Code 2 Καμπύλη

Bar: 146 Bar_146

Point / Coordinate: 3 / x = 1.00 L = 0.85 m

Load case: 60 1*Gtotal + 1,50*W3_90 26*1.00+20*1.50

Section OK



Simplified results

Detailed results


FORCES

N _{Ed} = -611.35 kN	M _{y,Ed} = 985.07 kN*m	M _{z,Ed} = -534.88 kN*m	V _{y,Ed} = 21.92 kN
N _{t,Rd} = 13180.30 kN	M _{y,pl,Rd} = 4467.53 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 588.72 kN*m	V _{y,T,Rd} = 4668.00 kN
	M _{y,c,Rd} = 4467.53 kN*m	M _{z,c,Rd} = 588.72 kN*m	V _{z,Ed} = 39.20 kN
	M _{N,y,Rd} = 4467.53 kN*m	M _{N,z,Rd} = 588.72 kN*m	V _{z,T,Rd} = 3859.04 kN
	M _{b,Rd} = 3129.59 kN*m		T _{t,Ed} = 0.78 kN*m
			Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 0.00	M _{cr} = 6356.65 kN*m	Curve,LT - b
	L _{cr,upp} = 5.52 m	Lam _{LT} = 0.84	XLT = 0.70
			f _{i,LT} = 0.96

BUCKLING y



BUCKLING z



SECTION CHECK


$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.96 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

MEMBER STABILITY CHECK

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Εικόνα 11.36 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης καμπύλης



HEA 400

Code 3 Πρόβολοι
 Bar: 1300 Bar_1300
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 62 1*Gtotal + 1,50*W1_90 26*1.00+22*1.50

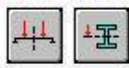
Simplified results

Detailed results

FORCES

N,Ed = -538.90 kN	My,Ed = 536.47 kN*m	Mz,Ed = -1.80 kN*m	Vy,Ed = -10.17 kN
Nt,Rd = 5643.72 kN	My,pl,Rd = 909.50 kN*m	Mz,pl,Rd = 309.87 kN*m	Vy,T,Rd = 2537.15 kN
	My,c,Rd = 909.50 kN*m	Mz,c,Rd = 309.87 kN*m	Vz,Ed = -296.93 kN
	MN,y,Rd = 909.50 kN*m	MN,z,Rd = 309.87 kN*m	Vz,T,Rd = 1162.05 kN
	Mb,Rd = 643.42 kN*m		Tt,Ed = -0.97 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING



z = 0.00
Lcr,upp=5.65 m

Mcr = 1030.38 kN*m
Lam_LT = 0.94

Curve,LT - a
fi,LT = 1.02

XLT = 0.71

BUCKLING y

✘

BUCKLING z

✘

SECTION CHECK

$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.35 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))


$V_z,Ed/V_{z,T,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.83 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Εικόνα 11.37 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης προβόλων

- 151 -



HEB 550

Code: 4 Υποστυλώματα - μετωπικοί στύλοι
 Bar: 1298 Column_1298
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.61 L = 5.45 m
 Load case: 65 1*Gtotal + 1,50*W4_90 26*1.00+25*1.50

Section OK



Simplified results

Detailed results


FORCES

N _{Ed} = 221.98 kN	M _{y,Ed} = 224.67 kN*m	M _{z,Ed} = 32.47 kN*m	V _{y,Ed} = 16.97 kN
N _{c,Rd} = 9019.06 kN	M _{y,Ed,max} = 1115.09 kN*m	M _{z,Ed,max} = -92.15 kN*m	V _{y,T,Rd} = 3818.86 kN
N _{b,Rd} = 6416.89 kN	M _{y,c,Rd} = 1984.75 kN*m	M _{z,c,Rd} = 476.11 kN*m	V _{z,Ed} = 211.15 kN
	MN _{y,Rd} = 1984.75 kN*m	MN _{z,Rd} = 476.11 kN*m	V _{z,T,Rd} = 2039.56 kN
	M _{b,Rd} = 1583.66 kN*m		T _{t,Ed} = 1.29 kN*m
			Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 0.00 L _{cr,upp} = 4.50 m	M _{cr} = 3131.51 kN*m Lam _{LT} = 0.80	Curve _{LT} - a f _{i,LT} = 0.88
			XLT = 0.80

BUCKLING y

	L _y = 9.00 m L _{cr,y} = 6.30 m Lam _y = 27.16	Lam _y = 0.36 X _y = 0.96 k _{yy} = 1.02
---	---	--

BUCKLING z

	L _z = 9.00 m L _{cr,z} = 4.50 m Lam _z = 62.72	Lam _z = 0.82 X _z = 0.71 k _{yz} = 1.15
---	---	--

SECTION CHECK

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))


$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 27.16 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 62.72 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.96 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Εικόνα 11.38 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων – μετωπικών στύλων



IPE 330

Auto

Section OK

Code: 5 Τεγίδες
 Bar: 1342 Beam_1342
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
 Load case: 64 1*Gtotal + 1,50*W3_90 26*1.00+24*1.50

Simplified results


Detailed results

FORCES


N _{Ed} = 0.20 kN	M _{y,Ed} = -82.92 kN*m	M _{z,Ed} = 1.40 kN*m
N _{c,Rd} = 2222.52 kN	M _{y,Ed,max} = -82.92 kN*m	M _{z,Ed,max} = 1.40 kN*m
N _{b,Rd} = 388.06 kN	M _{y,c,Rd} = 285.56 kN*m	M _{z,c,Rd} = 54.56 kN*m
	MN _{y,Rd} = 285.56 kN*m	MN _{z,Rd} = 54.56 kN*m
	M _{b,Rd} = 103.86 kN*m	

Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 0.00 L _{cr,low} = 6.00 m	M _{cr} = 136.97 kN*m Lam _{LT} = 1.44	Curve,LT - b f _{i,LT} = 1.75	XLT = 0.36
---	--	---	--	------------

BUCKLING y

	L _y = 6.00 m L _{cr,y} = 6.00 m Lam _y = 43.77	Lam _y = 0.57 X _y = 0.90 k _{yy} = 1.00
---	---	--


BUCKLING z

	L _z = 6.00 m L _{cr,z} = 6.00 m Lam _z = 169.11	Lam _z = 2.21 X _z = 0.17 k _{yz} = 1.02
---	--	--

SECTION CHECK
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.11 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

MEMBER STABILITY CHECK
 $Lam_y = 43.77 < Lam_{max} = 210.00$ $Lam_z = 169.11 < Lam_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.83 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Εικόνα 11.39 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης τεγίδων



Auto

IPe 300

Code: 6 Μηκίδες

Bar: 1711 Beam_1711

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.68 m

Load case: 64 1*Gtotal + 1,50*W3_90 26*1.00+24*1.50

Section OK

Simplified results



Detailed results

FORCES



N _{Ed} = 228.32 kN	M _{y,Ed} = 7.06 kN*m	M _{z,Ed} = -4.29 kN*m
N _{c,Rd} = 1910.33 kN	M _{y,Ed,max} = 7.06 kN*m	M _{z,Ed,max} = -4.29 kN*m
N _{b,Rd} = 368.32 kN	M _{y,c,Rd} = 223.08 kN*m	M _{z,c,Rd} = 44.45 kN*m
	M _{N,y,Rd} = 223.08 kN*m	M _{N,z,Rd} = 44.45 kN*m
	M _{b,Rd} = 95.81 kN*m	

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING

	z = 0.00	M _{cr} = 117.70 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.43
	L _{cr,upp} = 5.36 m	Lam _{LT} = 1.38	f _{i,LT} = 1.57	

BUCKLING y

	L _y = 5.36 m	Lam _y = 0.56
	L _{cr,y} = 5.36 m	X _y = 0.90
	Lam _y = 43.03	k _{zy} = 0.88

BUCKLING z

	L _z = 5.36 m	Lam _z = 2.09
	L _{cr,z} = 5.36 m	X _z = 0.19
	Lam _z = 160.07	k _{zz} = 1.63

SECTION CHECK


N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.12 < 1.00 (6.2.4.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 43.03 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 160.07 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))

Εικόνα 11.40 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης μηκίδων



HEA 160

Code: 8 Κεφαλοδοκός
 Bar: 1425 Beam_1425
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
 Load case: 70 Gtotal + ψ2,0*LIVE + 0,30*Ex + Ey (26+68)*1.00+67*0.30

Simplified results


Detailed results

FORCES


N,Ed = 200.81 kN	My,Ed = 1.34 kN*m
Nc,Rd = 1376.38 kN	My,Ed,max = 1.34 kN*m
Nb,Rd = 276.94 kN	My,c,Rd = 87.03 kN*m
	MN,y,Rd = 85.31 kN*m
	Mb,Rd = 50.71 kN*m

Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 0.00 Lcr,upp=6.00 m	Mcr = 69.43 kN*m Lam_LT = 1.12	Curve,LT - a fi,LT = 1.22	XLT = 0.58
---	----------------------------	-----------------------------------	------------------------------	------------

BUCKLING y

	Ly = 6.00 m Lcr,y = 6.00 m Lamy = 91.34	Lam_y = 1.20 Xy = 0.48 kyy = 2.01
---	---	---

BUCKLING z

	Lz = 6.00 m Lcr,z = 6.00 m Lamz = 150.58	Lam_z = 1.97 Xz = 0.20 kzy = 1.03
---	--	---

SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.4.(1))


MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 91.34 < Lam,max = 210.00 Lamz = 150.58 < Lam,max = 210.00 STABLE

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.75 < 1.00 (6.3.3.(4))

Εικόνα 11.41 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης κεφαλοδοκών

- 155 -



TCAR 50x4

Auto

Section OK


Code: 9 Χισσι
 Bar: 1815 Beam_1815
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 70 Gtotal + ψ2,0*LIVE + 0,30*Ex + Ey (26+68)*1.00+67*0.30

Simplified results Detailed results

FORCES


N,Ed = 221.59 kN	My,Ed = -0.43 kN*m	Mz,Ed = 0.19 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 258.55 kN	My,pl,Rd = 4.52 kN*m	Mz,pl,Rd = 4.52 kN*m	Vy,T,Rd = 73.97 kN
Nb,Rd = 258.55 kN	My,c,Rd = 4.52 kN*m	Mz,c,Rd = 4.52 kN*m	Vz,Ed = 0.24 kN
	MN,y,Rd = 0.83 kN*m	MN,z,Rd = 0.83 kN*m	Vz,T,Rd = 73.97 kN
			Tt,Ed = 0.03 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING




XLT = 1.00

BUCKLING y



BUCKLING z



SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.86 < 1.00 (6.2.4.(1))

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)

MEMBER STABILITY CHECK

Not analyzed

Εικόνα 11.42 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης συνδέσμων δυσκαμψίας