

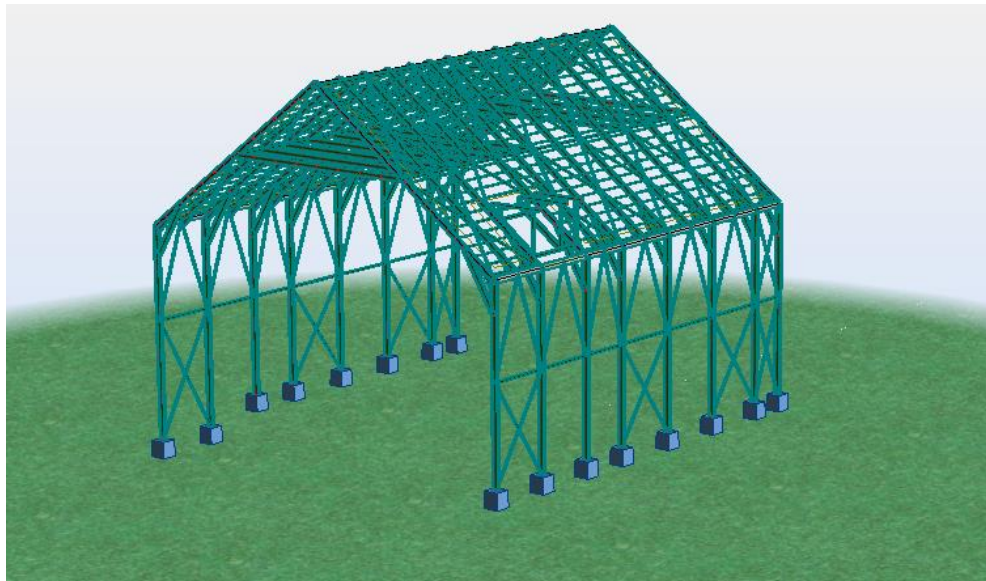


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος Βαγιαζήτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημήτριος Κ. Αναστασίου
Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2016
ΕΜΚ ΔΕ 2016/02

Αναστασίου Δ. Κ. (2016).

Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος
Βαγιαζίτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Anastasiou D. K. (2016).

Analysis and design of the protective steel roof of the mosque Bayezid I, located in
Didymoteichon, Evros
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Θανόπουλο Παύλο για τη συνεχή, συστηματική και άμεση καθοδήγησή του σε όλο το διάστημα εκπόνησης της εργασίας μου. Επίσης, ευχαριστώ τον Αν. Καθηγητή κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη και τον Λέκτορα Καθηγητή κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή.

Τέλος, ευχαριστώ τους φίλους μου και την οικογένεια μου για τη στήριξη που μου παρείχαν καθόλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Αναστασίου Δημήτριος,

Μάρτιος 2016

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2016/02

**Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για
το τέμενος Βαγιαζήτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου**

Αναστασίου Δ. Κ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου του τεμένους Βαγιαζήτ Α΄ το οποίο βρίσκεται στο Διδυμότειχο του Νομού Έβρου.

Για τον προσδιορισμό των φορτίων που επιβλήθηκαν στο φορέα κατά την ανάλυση, χρησιμοποιήθηκαν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 ενώ η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιήθηκαν με χρήση του λογισμικού Robot Structural Analysis.

Αναφορικά με τη δομή της εργασίας, αρχικά, γίνεται μια σύντομη περιγραφή της αρχιτεκτονικής και της ιστορίας του τεμένους Βαγιαζήτ Α΄. Επισημαίνονται τα προβλήματα της κατασκευής και η ανάγκη για επέμβαση και αξιοποίηση. Στη συνέχεια, αναλύεται η γεωμετρία του μεταλλικού στεγάστρου, τα μέλη του φορέα και τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν.

Κατόπιν, παρουσιάζονται η διαδικασία μόρφωσης του προσομοιώματος και οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους. Ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανάλυσης και η παράθεση των διατομών που προέκυψαν μετά τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Επιπλέον, γίνεται εκτενής ανάλυση των χαρακτηριστικών συγκεκριμένων συνδέσεων που διαμορφώθηκαν και ελέγχθηκαν με το Robot Structural Analysis αλλά και με χειρωνακτικούς υπολογισμούς.

Τέλος, αναφέρονται τα συμπεράσματα από το σχεδιασμό του μεταλλικού στεγάστρου του τεμένους Βαγιαζήτ Α΄.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/02

**Analysis and design of the protective steel roof of the mosque Bayezid I,
located in Didymoteichon, Evros**

Anastasiou D. K. (supervised by Thanopoulos P.)

ABSTRACT

This thesis focuses on the analysis and design of the protective steel roof of the mosque Bayezid I, located in Didymoteichon, Evros.

In order to determine the loads, which were imposed to the structure during the analysis, the provisions of Eurocode 1 were used, with the study and the design of the roof being carried out using the software Robot Structural Analysis.

Regarding the structure of the thesis, first of all, a brief description of the architecture and the history of the mosque Bayezid I is established. The problems of the construction are highlighted as well as the need for implementing measures in order to improve it and maintain it. Subsequently, the geometry of the steel roof is studied thoroughly and details are given related to the members of the body and the materials used.

After that, the process of the model configuration is described along with all the necessary safety controls, followed by the presentation of the results concerning the cross-sections which were issued from the analysis both in Ultimate Limit State and Serviceability Limit State. In addition, the characteristics of specific connections, which were formed and tested with the Robot Structural Analysis as well as with manual calculations are exhibited.

Finally, the conclusions of the thesis are summarized.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1ο Κεφάλαιο : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	3
1.1 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	3
1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ	5
1.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	17
2ο Κεφάλαιο : ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	19
2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	20
2.2 ΚΙΝΗΤΑ (ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ) ΦΟΡΤΙΑ	20
2.2.1 ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΛΟΓΩ ΧΡΗΣΗΣ.....	21
2.2.2 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ	22
2.2.3 ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΕΜΟΥ	26
2.2.4 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ.....	38
2.2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	39
3ο Κεφάλαιο : ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	45
3.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	45
3.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	49
4ο Κεφάλαιο : ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	52
4.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ	52
4.2 ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	54
4.3 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	61
4.4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	63
5ο Κεφάλαιο : ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	67
5.1 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	67
5.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΩΝ.....	75
5.3 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΦΟΡΕΑ	84
5.4 ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	87
5.5 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ ΦΟΡΕΑ	87
5.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ	91

5.7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ – ΒΕΛΗ ΚΑΜΨΗΣ	92
<i>6ο Κεφάλαιο : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....</i>		<i>96</i>
6.1	ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΗΕΒ550 ΜΕ ΖΥΓΩΜΑ ΗΕΑ450.....	97
6.2	ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΗΕΑ450 ΜΕ ΖΥΓΩΜΑ ΗΕΑ450	100
6.3	ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΥ ΗΕΑ550 ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΗΕΒ550	102
6.4	ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	105
6.5	ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΗΕΒ550	107
<i>7ο Κεφάλαιο : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</i>		<i>111</i>
<i>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</i>		<i>113</i>

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2.1 : Κατηγοριοποίηση στεγών	21
Πίνακας 2.2 : Επιβαλλόμενα φορτία ορόφων.....	21
Πίνακας 2.3 : Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού.....	23
Πίνακας 2.4 : Συντελεστής έκθεσης C_e	24
Πίνακας 2.5 : Κατηγορία εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι	29
Πίνακας 2.6 : Καθολικοί συντελεστές δύναμης, c_f , και συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$ για δικλινή ανοικτά στέγαστρα.....	32
Πίνακας 2.7 : Υπολογισμός ενεργού λυγηρότητας	35
Πίνακας 2.8 : Συντελεστές τελική πίεσης και αντίστοιχες πιέσεις επί του στεγάστρου	37
Πίνακας 2.9 : Συντελεστές δύναμης c_f και τελικές καθολικές πιέσεις	38
Πίνακας 2.10 : Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση συναρτήσει της σεισμικής ζώνης	40
Πίνακας 2.11 : Συντελεστής εδάφους S	40
Πίνακας 2.12 : Συντελεστής συμπεριφοράς q	41
Πίνακας 2.13 : Συντελεστής σπουδαιότητας γ_1	41
Πίνακας 2.14 : Κατηγορίες εδάφους	42
Πίνακας 2.15 : Χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι για κατακόρυφο φάσμα	43
Πίνακας 3.1 : Τιμές συντελεστή ψ_i	46
Πίνακας 3.2 : Συνδυασμοί φορτίσεων στη οριακή κατάσταση αστοχίας (συνεχίζεται).....	47
Πίνακας 3.3 : Σεισμικοί συνδυασμοί.....	49
Πίνακας 3.4 : Συνδυασμοί φορτίσεων στη οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (συνεχίζεται)	50
Πίνακας 4.1 : Τιμές του παράγοντα a_{cr} (συνεχίζεται).....	65
Πίνακας 5.1 : Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών	87
Πίνακας 5.2 : Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιομορφή (συνεχίζεται).....	88
Πίνακας 5.3 : Όρια κατακόρυφων βελών	93
Πίνακας 5.4 : Όρια οριζόντιων μετατοπίσεων.....	94
Πίνακας 6.1 : Έλεγχοι σύνδεσης διαγώνιων συνδέσμων	107
Πίνακας 6.2 : Έλεγχοι συγκολλήσεων	107

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.1 : Νότια όψη του Τεμένους Βαγιαζήτ [3]	4
Εικόνα 1.2 : Ανατολική όψη του Τεμένους Βαγιαζήτ [4]	5
Εικόνα 1.3 : Τρισδιάστατη απεικόνιση του στεγάστρου	6
Εικόνα 1.4 : Κύρια πλαίσια	7
Εικόνα 1.5 : Γεωμετρία τυπικού κύριου πλαισίου.....	7
Εικόνα 1.6 : Γεωμετρία κύριου πλαισίου στο μέσο της κατασκευής	8
Εικόνα 1.7 : Κεφαλοδοκός	9
Εικόνα 1.8 : Ενδιάμεσα ζυγώματα	10
Εικόνα 1.9 : Πλάγια όψη του στεγάστρου.....	11
Εικόνα 1.10 : Τομή ενδιάμεσου ζυγώματος	11
Εικόνα 1.11 : Τομή ενδιάμεσου ζυγώματος στο μέσο της κατασκευής	12
Εικόνα 1.12 : Τομή ενδιάμεσου ζυγώματος στη θέση του μιναρέ	12
Εικόνα 1.13 : Κάτοψη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας	13
Εικόνα 1.14 : Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	14
Εικόνα 1.15 : Κάτοψη τεγίδων	15
Εικόνα 1.16 : Δοκοί στέγης	16
Εικόνα 1.17 : Πλάγια δοκός	17
Εικόνα 1.18 : Παράμετροι αντοχής χάλυβα S275	18
Εικόνα 2.1 : Κατανομή φορτίου χιονιού	23
Εικόνα 2.2 : Βαθμός παρεμπόδισης της ροής κάτω από το στέγαστρο	31
Εικόνα 2.3 : Διάταξη φορτίων ανέμου για δικλινή στέγαστρα.....	33
Εικόνα 2.4 : Διατομές με αιχμηρές γωνίες	33
Εικόνα 2.5 : Μειωτικός συντελεστής ψ_λ συναρτήσει του συντελεστή πληρότητας ϕ	35
Εικόνα 2.6 : Ορισμός του συντελεστή πληρότητας ϕ	36
Εικόνα 2.7 : Φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$	40
Εικόνα 4.1 : Δέσμευση βαθμών ελευθερίας για υλοποίηση πάκτωσης στο Robot Structural Analysis	52
Εικόνα 4.2 : Απελευθέρωση βαθμών ελευθερίας για υλοποίηση άρθρωσης στο Robot Structural Analysis	53
Εικόνα 4.3 : Ορισμός μέλους για παραλαβή μόνο αξονικού φορτίου	54
Εικόνα 4.4 : Φορτίο επικάλυψης 0.22 kN/m^2	56
Εικόνα 4.5 : Επιβαλλόμενο φορτίο 0.50 kN/m^2	56
Εικόνα 4.6 : Φορτίου χιονιού 0.49 kN/m^2	57
Εικόνα 4.7 : Σενάριο φόρτισης W1	58
Εικόνα 4.8 : Σενάριο φόρτισης W2	58
Εικόνα 4.9 : Σενάριο φόρτισης W3	59
Εικόνα 4.10 : Σενάριο φόρτισης W4	59

Εικόνα 4.11 : Σενάριο φόρτισης W5	60
Εικόνα 4.12 : Σενάριο φόρτισης W6	60
Εικόνα 4.13 : Εισαγωγή δεδομένων ιδιομορφικής ανάλυσης	61
Εικόνα 4.14 : Εισαγωγή δεδομένων της οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού	62
Εικόνα 4.15 : Εισαγωγή δεδομένων της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.....	63
Εικόνα 4.16 : Επιλογή ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού.....	65
Εικόνα 5.1 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ των υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου	68
Εικόνα 5.2 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ των υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου	68
Εικόνα 5.3 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου.....	69
Εικόνα 5.4 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ του ελκυστήρα, των αντηρίδων και των ζυγμάτων τυπικού πλαισίου.....	69
Εικόνα 5.5 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ του ελκυστήρα, των αντηρίδων και των ζυγμάτων τυπικού πλαισίου.....	70
Εικόνα 5.6 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} του ελκυστήρα, των αντηρίδων και των ζυγμάτων τυπικού πλαισίου.....	70
Εικόνα 5.7 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ των δοκών στέγης, της κεφαλοδοκού και της πλάγιας δοκού	71
Εικόνα 5.8 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ των δοκών στέγης, της κεφαλοδοκού και της πλάγιας δοκού	71
Εικόνα 5.9 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των δοκών στέγης, της κεφαλοδοκού και της πλάγιας δοκού .	72
Εικόνα 5.10 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας	72
Εικόνα 5.11 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	73
Εικόνα 5.12 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ των τεγίδων	73
Εικόνα 5.13 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ των τεγίδων	74
Εικόνα 5.14 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των τεγίδων.....	74
Εικόνα 5.15 : Επιλογή τύπου διαγράμματος καμπτικών ροπών.....	75
Εικόνα 5.16 : Αποτελέσματα ελέγχου υποστυλώματος για το συνδυασμό φόρτισης ULS14'	76
Εικόνα 5.17 : Τυπικό ζύγωμα πλαισίου σε τμήματα	77
Εικόνα 5.18 : Τυπικό ενδιάμεσο ζύγωμα σε τμήματα	78
Εικόνα 5.19 : Αποτελέσματα ελέγχου τμήματος ζυγώματος πλαισίου για το συνδυασμό φόρτισης ULS4.....	79
Εικόνα 5.20 : Αποτελέσματα ελέγχου δοκού στέγης για το συνδυασμό φόρτισης ULS22.....	80
Εικόνα 5.21 : Αποτελέσματα ελέγχου τεγίδας για το συνδυασμό φόρτισης ULS22'	80
Εικόνα 5.22 : Αποτελέσματα ελέγχου πλάγιας δοκού για το συνδυασμό φόρτισης ULS25	81
Εικόνα 5.23 : Αποτελέσματα ελέγχου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας για το συνδυασμό φόρτισης ULS22	81
Εικόνα 5.24 : Αποτελέσματα ελέγχου κεφαλοδοκού για το συνδυασμό φόρτισης ULS2.....	82
Εικόνα 5.25 : Αποτελέσματα ελέγχου ελκυστήρα για το συνδυασμό φόρτισης ULS4	82
Εικόνα 5.26 : Αποτελέσματα ελέγχου αντηρίδας για το συνδυασμό φόρτισης ULS4	83

Εικόνα 5.27 : Αποτελέσματα ελέγχου οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας για το συνδυασμό φόρτισης ULS22'	83
Εικόνα 5.28 : Τελικές διατομές μεταλλικού στεγάστρου	84
Εικόνα 5.29 : Χαρακτηριστικά διατομής HEB550.....	84
Εικόνα 5.30 : Χαρακτηριστικά διατομής HEA450	85
Εικόνα 5.31 : Χαρακτηριστικά διατομής HEA550	85
Εικόνα 5.32 : Χαρακτηριστικά διατομής HEA160	86
Εικόνα 5.33 : Χαρακτηριστικά διατομής IPE140.....	86
Εικόνα 5.34 : Θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης ($T_1=1.86\text{sec}$).....	90
Εικόνα 5.35 : Δεσπόζουσα ιδιομορφή για σεισμό κατά y-y ($T_{17}=0.39\text{sec}$).....	91
Εικόνα 5.36 : Απεικόνιση βελών κάμψης	93
Εικόνα 6.1 : Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης υποστυλώματος-ζυγώματος.....	99
Εικόνα 6.2 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύνδεσης	99
Εικόνα 6.3 : Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης ζυγώματος-ζυγώματος	101
Εικόνα 6.4 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύνδεσης	102
Εικόνα 6.5 : Τρισδιάστατη σύνδεση κεφαλοδοκού-υποστυλώματος	103
Εικόνα 6.6 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύνδεσης	104
Εικόνα 6.7 : Τομή της σύνδεσης των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας	105
Εικόνα 6.8 : Κάτοψη της σύνδεσης των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	106
Εικόνα 6.9 : Τρισδιάστατη απεικόνιση έδρασης υποστυλώματος.....	108
Εικόνα 6.10 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης.....	109

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σκοπός

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου του τεμένους Βαγιαζήτ Α' το οποίο βρίσκεται στο Διδυμότειχο του Νομού Έβρου. Ο σχεδιασμός πραγματοποιείται με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2015 της εταιρίας Autodesk.

Διάρθρωση

Η εργασία αποτελείται από επτά κεφάλαια.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται περιγραφή της υφιστάμενης κατασκευής του μουσουλμανικού τεμένους καθώς και οι λόγοι για τους οποίους κρίνεται απαραίτητη η προστασία του. Στη συνέχεια του κεφαλαίου, παρουσιάζεται η γεωμετρία του μεταλλικού στεγάστρου και περιγράφονται τα βασικά στοιχεία του καθώς και τα υλικά κατασκευής.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι φορτίσεις της κατασκευής, σύμφωνα με το EN 1991. Δίνεται το κανονιστικό πλαίσιο για κάθε δράση και οι τελικές τιμές των δράσεων για το στέγαστρο.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι συνδυασμοί των δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όπως προέκυψαν για την κατηγορία κατασκευής που ανήκει το στέγαστρο.

Στο τέταρτο κεφάλαιο δίνονται τα βασικά στοιχεία της προσομοίωσης του φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης Robot Structural Analysis, σχετικά με τη μόρφωση του φορέα, τις φορτίσεις της κατασκευής και τη μέθοδο ανάλυσης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τη διαστασιολόγηση. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι διατομές που προέκυψαν και τα ποσοστά εκμετάλλευσής τους, οι κυρίαρχες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής και οι έλεγχοι παραμορφώσεων-βελών κάμψης.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν για συγκεκριμένες συνδέσεις του φορέα που σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με το Robot Structural Analysis αλλά και με χειρωνακτικούς υπολογισμούς.

Τέλος, στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα από τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο του μεταλλικού στεγάστρου.

1ο Κεφάλαιο : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Το Τέμενος Μεχμέτ ή Τέμενος Βαγιαζήτ (Εικόνες 1.1 και 1.2) είναι ένα μουσουλμανικό τζαμί στο Διδυμότειχο που ολοκληρώθηκε επί Σουλτάνου Μεχμέτ Α' (1413-1421). Έχει χαρακτηριστεί από τη γενική γραμματεία πολιτισμού της Ελλάδας ως το σημαντικότερο ισλαμικό μνημείο της Ευρώπης [1]. Το κτίσμα είναι σχεδόν τετράγωνο σε κάτοψη, με μέσες εξωτερικές διαστάσεις 32.40 m x 30.20 m. Το εξωτερικό εμβαδόν του είναι σχεδόν ένα στρέμμα. Έχει τρεις θύρες, από τις οποίες η κεντρική προβάλλεται με θαυμάσια αραβουργήματα και αρχαίζοντα ζιγκ-ζαγκ μοτίβα ενώ οι δύο εκατέρωθεν θύρες έχουν φραχθεί. Το εσωτερικό του τεμένους παρουσιάζει μεγάλο ενδιαφέρον. Τον κεντρικό χώρο καλύπτει θαυμάσιος διακοσμητικός θόλος, ο οποίος αποτελείται από μικρές σανίδες, κατάλληλα συναρμοσμένες μεταξύ τους και αναρτάται από τον ξύλινο σκελετό της στέγης, καταλήγοντας σε τέσσερις πεσσούς μέσω ισάριθμων διακοσμητικών, ξύλινων τριγώνων [2]. Εξωτερικά κοσμείται από έναν ενιαίο κυλινδρικό μιναρέ, ύψους 22 μέτρων, στη νοτιοανατολική γωνία, ο οποίος είναι ενσωματωμένος στο περίγραμμα του κτιρίου, αλλά με δική του εξωτερική είσοδο. Η ξύλινη στέγη του τεμένους είναι πυραμιδοειδής εξωτερικά (τετράκλιτη), ενώ εσωτερικά υπάρχει θολωτή ψευδοροφή. Εξωτερικά η στέγη ήταν καλυμμένη από φύλλα μόλυβδου [1]. Το πάχος των τοίχων στους οποίους στηρίζεται η στέγη είναι 2.50 m.

Το τέμενος θεωρείται ένα από τα σημαντικότερα ισλαμικά μνημεία στην Ευρώπη. Αναφέρεται και ως το μεγαλύτερο σε έκταση (σχεδόν ενός στρέμματος) στο χώρο των Βαλκανίων. Το τέμενος βρίσκεται στην κεντρική πλατεία του Διδυμότειχου και είναι κηρυγμένο ως διατηρητέο από το 1946. Η αρχική στέγη του μνημείου (του 14ου αιώνα) είναι κατασκευασμένη από ξύλο βελανιδιάς και διατηρείται μέχρι σήμερα, θεωρείται δε από τα σημαντικότερα μνημεία από ξύλο στον κόσμο. Συγκεκριμένα χαρακτηριστικά της στέγης είναι ότι είναι τριγωνική (σε αντίθεση με άλλα Οθωμανικά τεμένη που η στέγη αποτελείται από τρούλους) και έχει τεχνοτροπία αρχιτεκτονικής των Σελτζούκων [1].

Το μνημείο βρίσκεται υπό κατάρρευση αλλά από το 1969 έχουν ξεκινήσει ορισμένες προσπάθειες αναστήλωσης. Κατά την διάρκεια του Β' Παγκοσμίου Πολέμου αφαιρέθηκαν τα μολύβδινα φύλλα από την στέγη και το 1969 στην θέση τους μπήκαν λαμαρίνες. Το 1970 μετά από έντονα καιρικά φαινόμενα κατέρρευσε μέρος του επιβλητικού κυλινδρικού μιναρέ. Το Υπουργείο Πολιτισμού, την περίοδο 1998-1999 κάλυψε την οροφή με πλαστική μεμβράνη ώστε να προστατευτεί το μνημείο από τις βροχές. Το 2008 κατέρρευσε μέρος του μιναρέ και έσχισε την προστατευτική πλαστική μεμβράνη της οροφής. Το τζαμί σήμερα συντηρείται - ανακαινίζεται από σχετικές δράσεις του Υπουργείου Πολιτισμού, καθώς υπάρχουν ρηγματώσεις, αποκλίσεις, ανάπτυξη μούχλας λόγω γήρανσης υλικών, σεισμικές καταπονήσεις και επιδράσεις του περιβάλλοντος. Το Νοέμβριο του 2010 το Κεντρικό Αρχαιολογικό Συμβούλιο αποφάσισε την αξιοποίηση και αναστήλωση του τεμένους με τη βοήθεια της Διεύθυνσης Αναστήλωσης Βυζαντινών και Μεταβυζαντινών μνημείων του Υπουργείου Πολιτισμού [1].



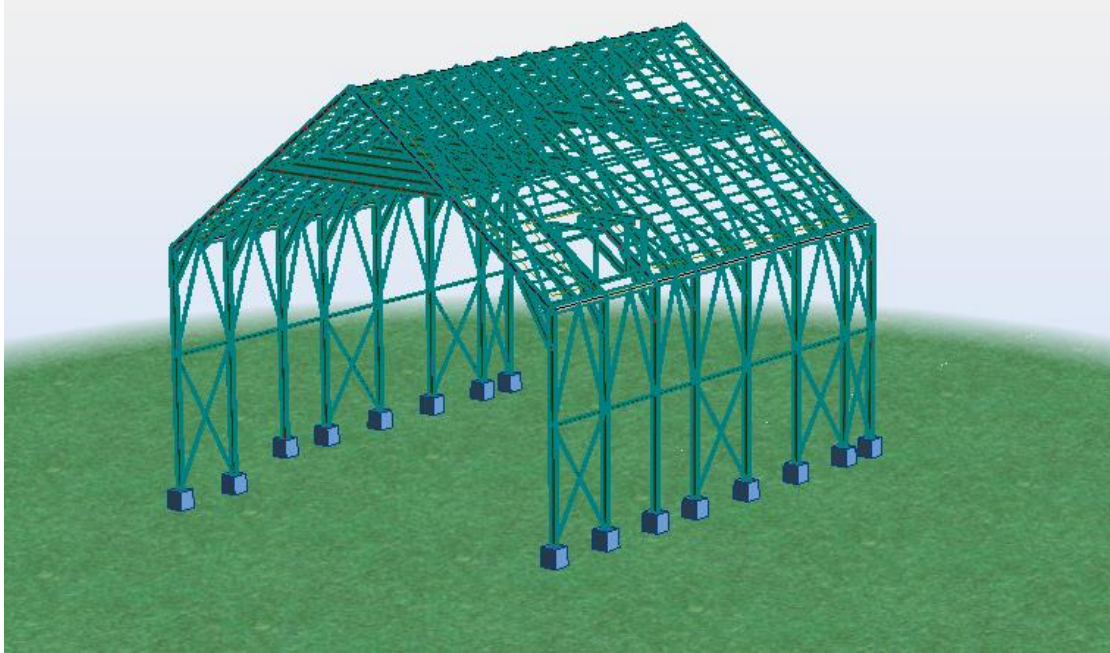
Εικόνα 1.1 : Νότια όψη του Τεμένους Βαγιαζήτ [3]



Εικόνα 1.2 : Ανατολική όψη του Τεμένους Βαγιαζήτ [4]

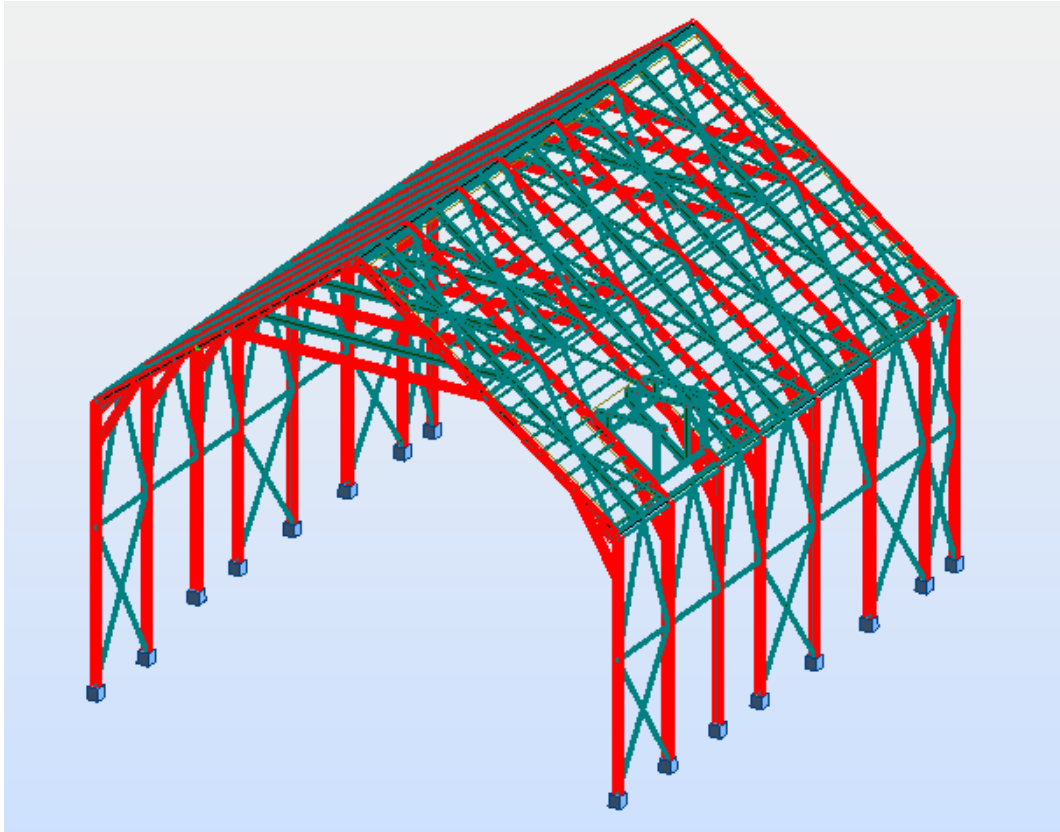
1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ

Η κάτοψη του στεγάστρου έχει διαστάσεις $36.80 \times 34.40\text{m}$ (Εικόνα 1.3). Ο κύριος φορέας του μεταλλικού στεγάστρου αποτελείται από 8 δίστηλα δίριχτα πλαίσια διατεταγμένα παράλληλα μεταξύ τους σε απόσταση που κυμαίνεται από 3.30 m έως 6.00 m (Εικόνα 1.4, 1.5 και 1.6). Η μορφή του κύριου φορέα του μεταλλικού στεγάστρου είναι προσαρμοσμένη στη γεωμετρία του υφιστάμενου τεμένους.

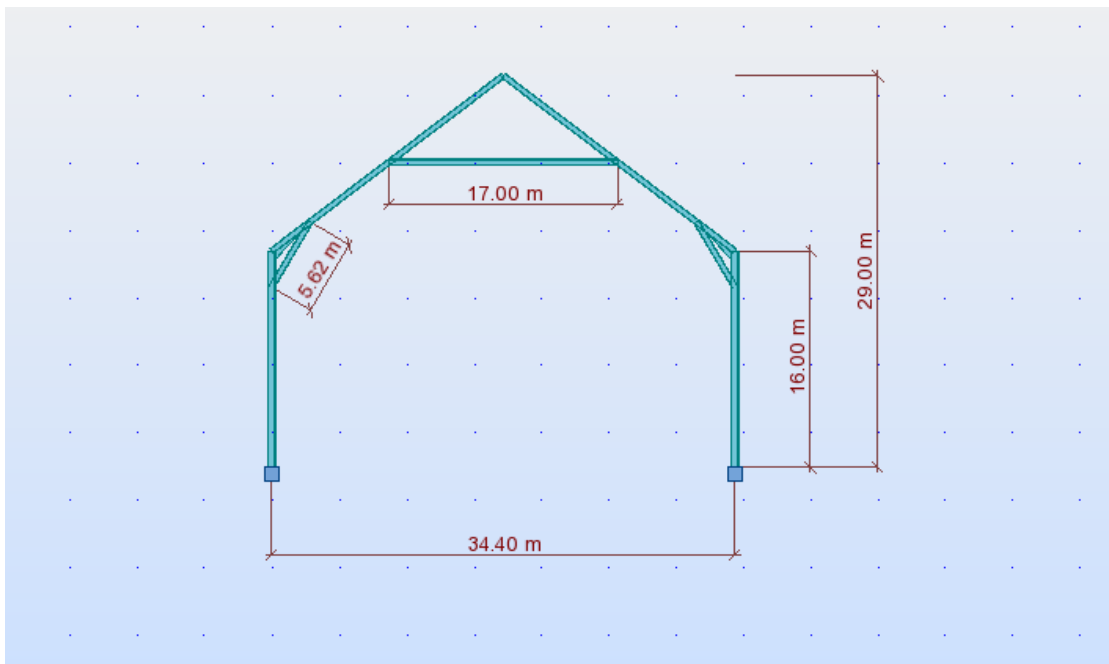


Εικόνα 1.3 : Τρισδιάστατη απεικόνιση του στεγάστρου

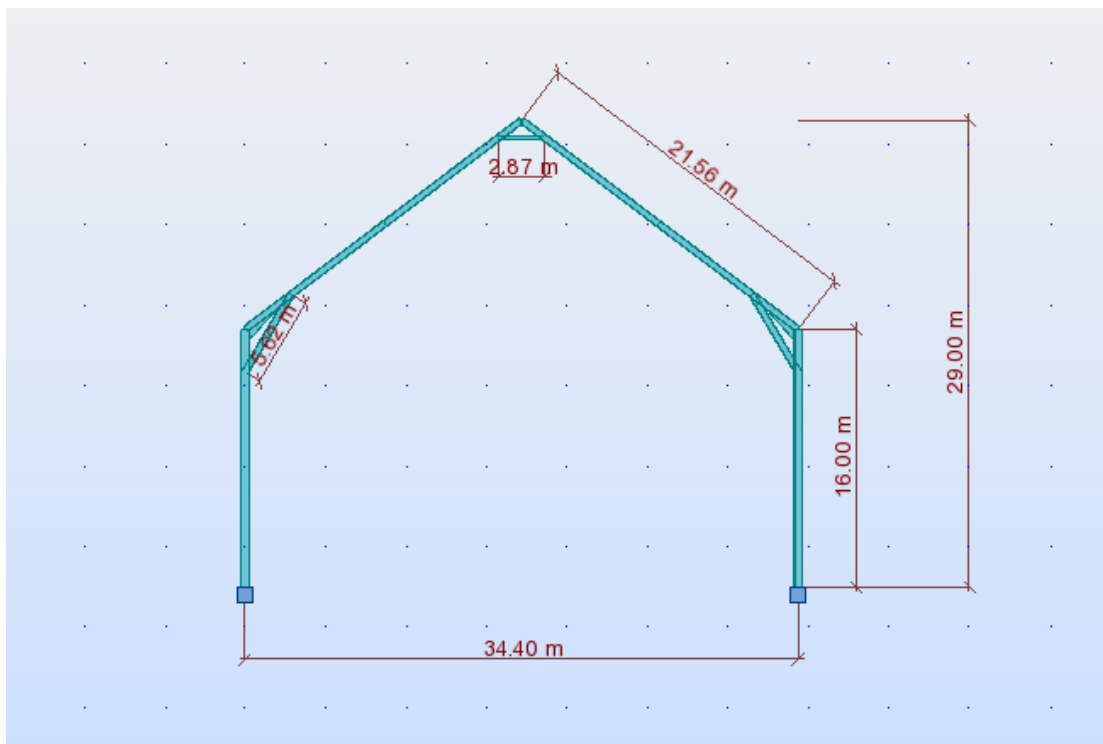
Τα υποστυλώματα των πλαισίων έχουν ύψος 16.00 m με εξαίρεση δύο υποστυλώματα ύψους 17.60 m. Η διαφοροποίηση αυτή προέκυψε από το υψόμετρο του εδάφους στη συγκεκριμένη θέση. Τα ζυγώματα των πλαισίων έχουν σταθερό μήκος ίσο με 21.56 m και κλίση 76%, ακολουθώντας την κλίση της στέγης του τεμένους. Με σκοπό τη μείωση των καμπτικών ροπών υπό τα κατακόρυφα φορτία και των πλευρικών ωθήσεων στη θεμελίωση τοποθετήθηκαν ελκυστήρες στη στάθμη +25,075m, συνδέοντας τα σκέλη του ζυγώματος. Επιπλέον τοποθετήθηκαν αντηρίδες μεταξύ των υποστυλωμάτων και των ζυγωμάτων του πλαισίου για αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας της κατασκευής, μείωση της καμπτικής καταπόνησης υποστυλωμάτων-ζυγωμάτων και τον περιορισμό των πλευρικών μετακινήσεων.



Εικόνα 1.4 : Κύρια πλαίσια

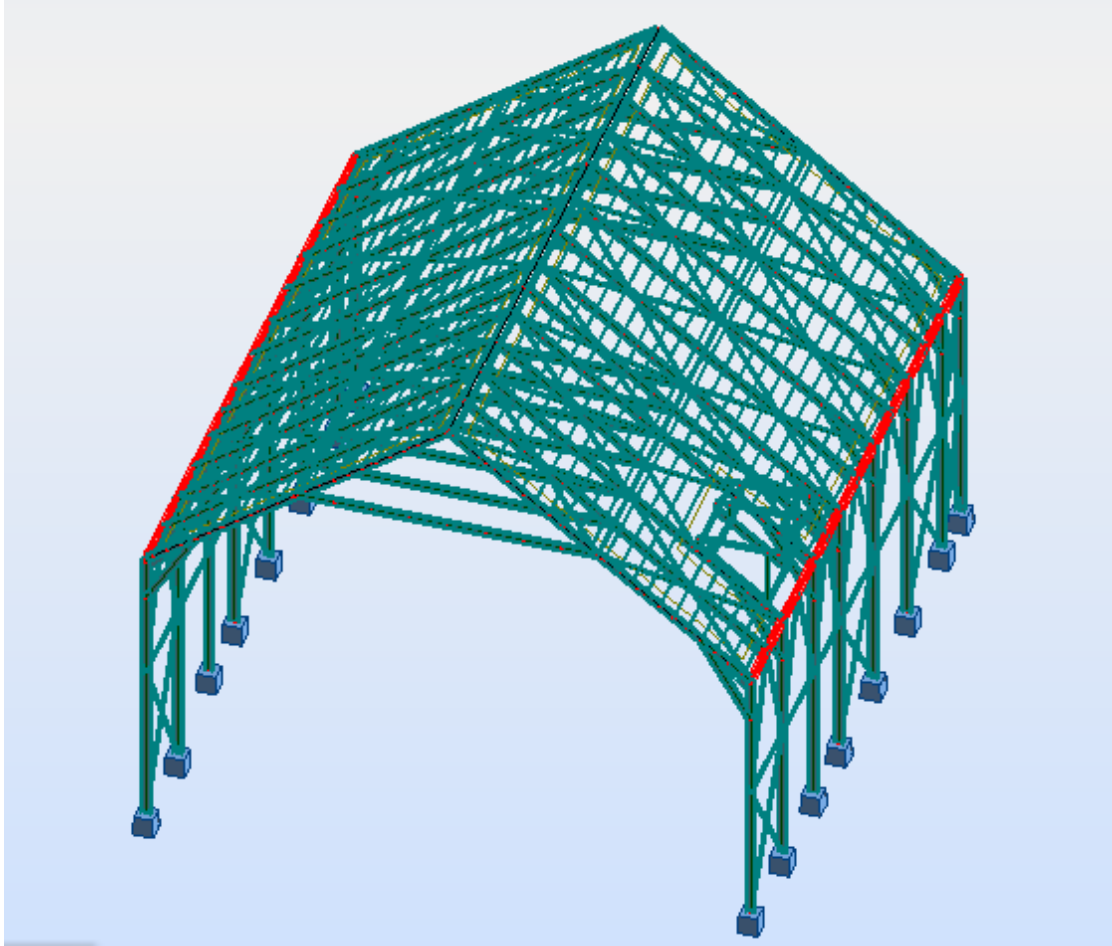


Εικόνα 1.5 : Γεωμετρία τυπικού κύριου πλαισίου

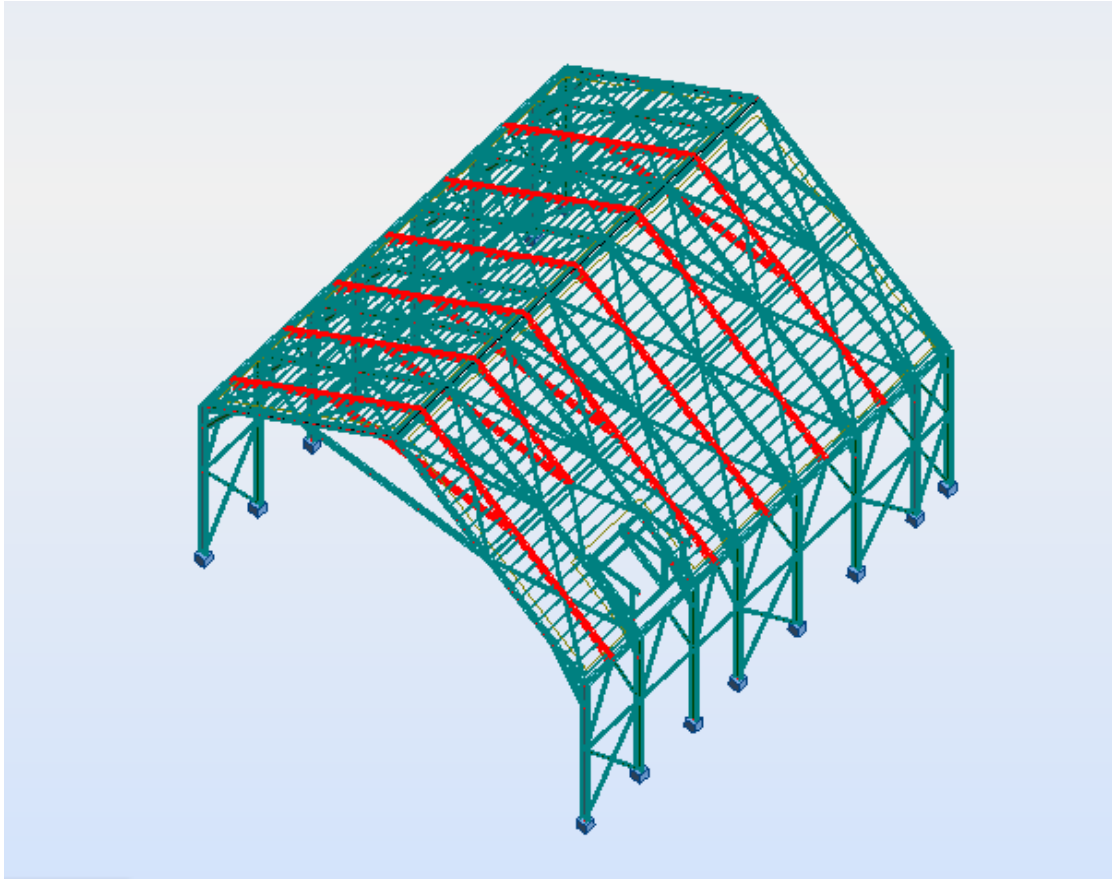


Εικόνα 1.6 : Γεωμετρία κύριου πλαισίου στο μέσο της κατασκευής

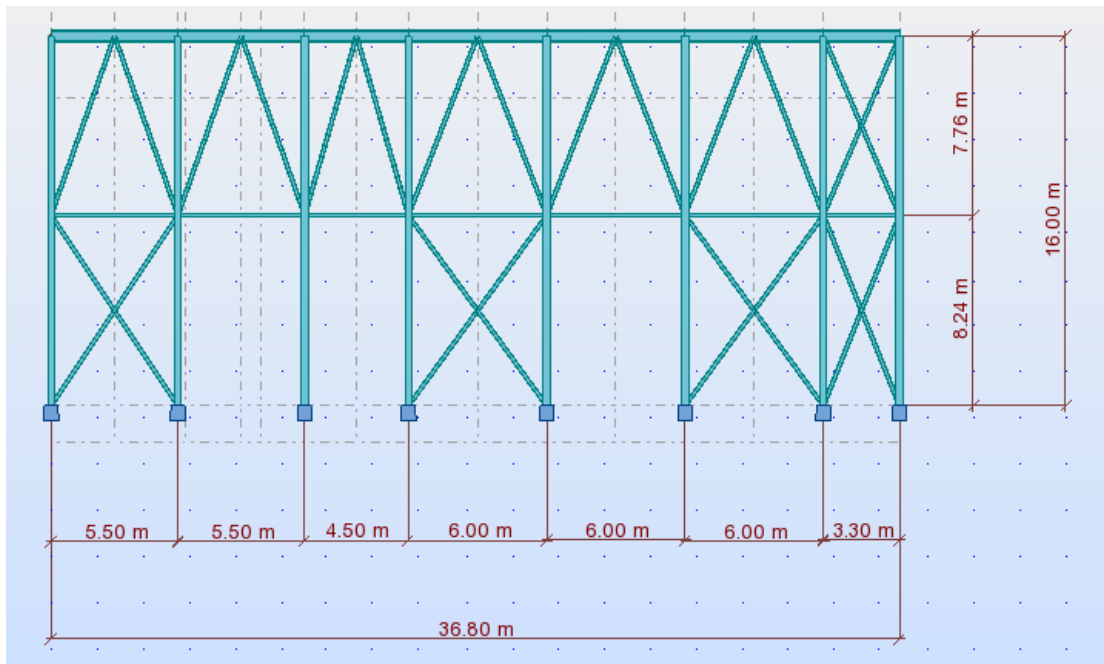
Στη διεύθυνση εγκάρσια των πλαισίων, τα υποστυλώματα συνδέονται στην κεφαλή με την κεφαλοδοκό (Εικόνα 1.7) και περίπου στο μέσο τους με την πλάγια δοκό. Οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που δρουν στο επίπεδο της επικάλυψης εγκάρσια στη διεύθυνση των πλαισίων μεταφέρονται μέσω των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, των κεφαλοδοκών και των πλάγιων δοκών στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Το αποτέλεσμα είναι η ισοκατανομή των οριζόντιων δυνάμεων σε περισσότερες θέσεις και η ελαχιστοποίηση των αντιδράσεων στήριξης. Μεταξύ των κύριων πλαισίων διατάσσονται ζυγώματα (Εικόνα 1.8, 1.10, 1.11 και 1.12) τα οποία εδράζονται στην κεφαλοδοκό. Τα ενδιάμεσα ζυγώματα φέρουν επίσης ελκυστήρα. Στη θέση όπου η στέγη του τεμένους φτάνει το μέγιστο ύψος, οι ελκυστήρες έχουν αντικατασταθεί με πιο βραχέα μέλη σε ανώτερη στάθμη (+30,417 m). Επιπλέον, στην Εικόνα 1.9 φαίνεται η πλάγια όψη του στεγάστρου.



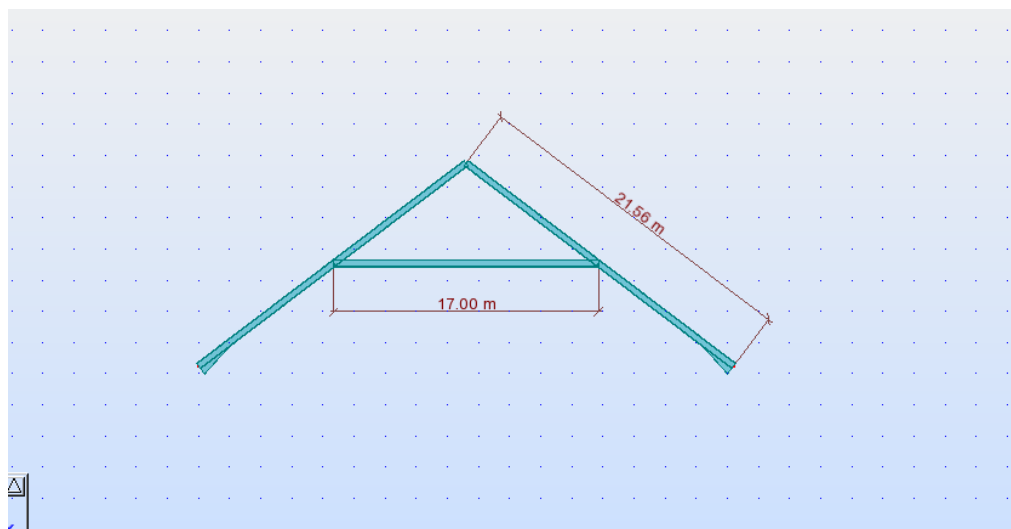
Εικόνα 1.7 : Κεφαλοδοκός



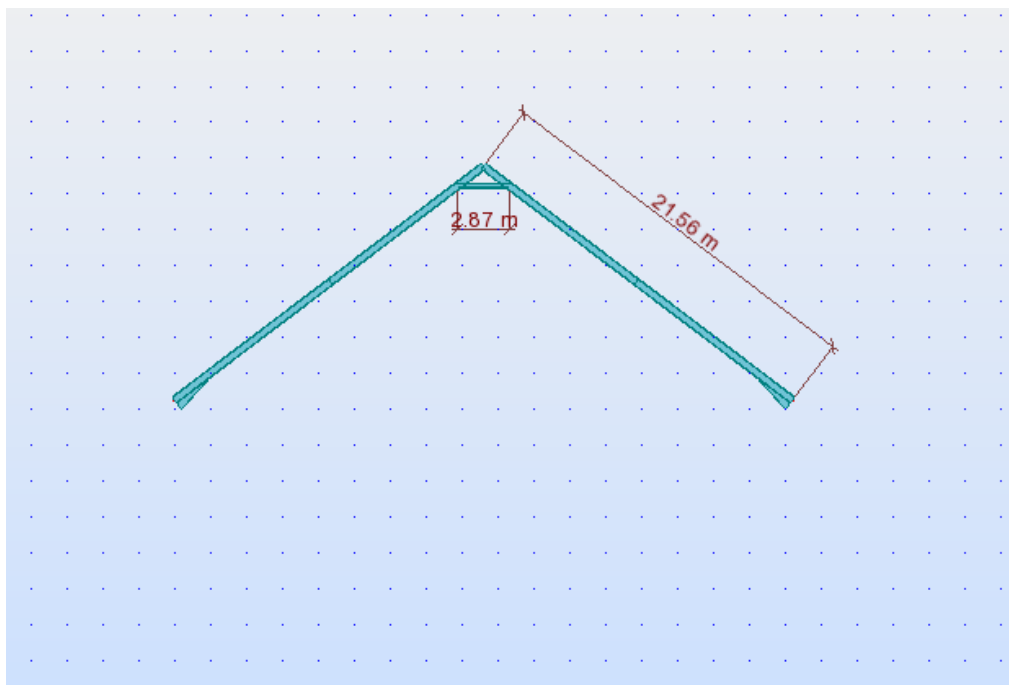
Εικόνα 1.8 : Ενδιάμεσα ζυγώματα



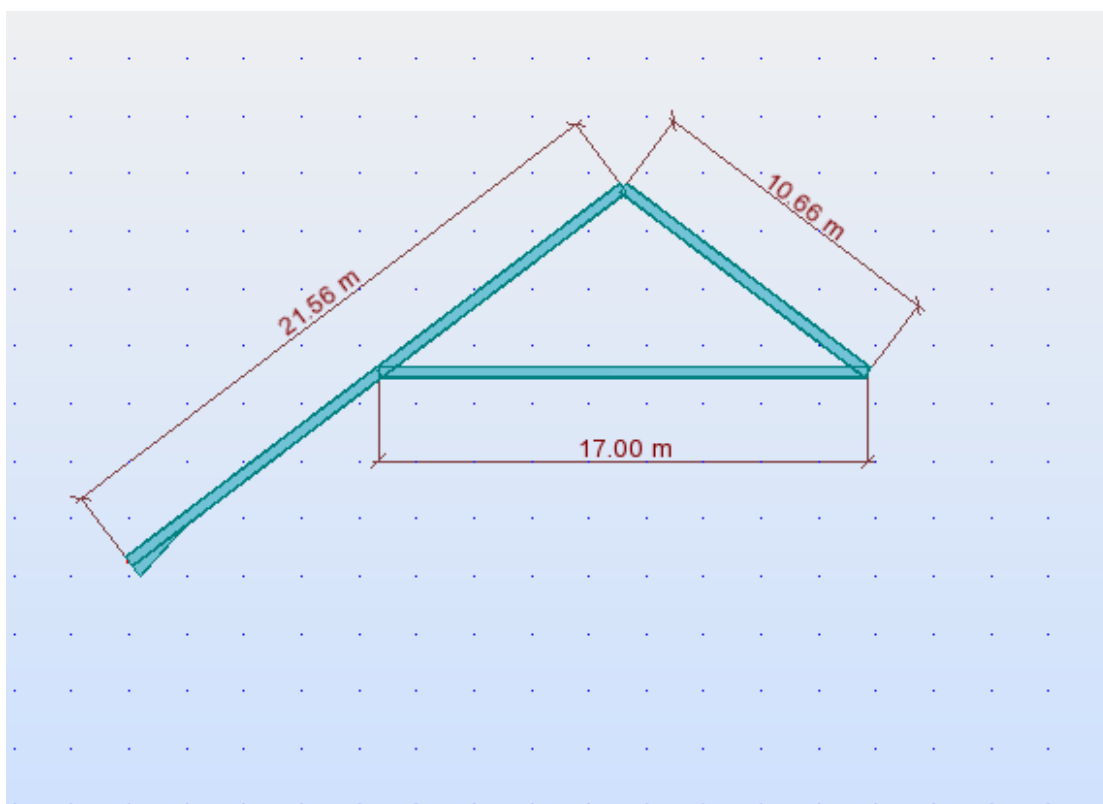
Εικόνα 1.9 : Πλάγια όψη του στεγάστρου



Εικόνα 1.10 : Τομή ενδιάμεσου ζυγώματος

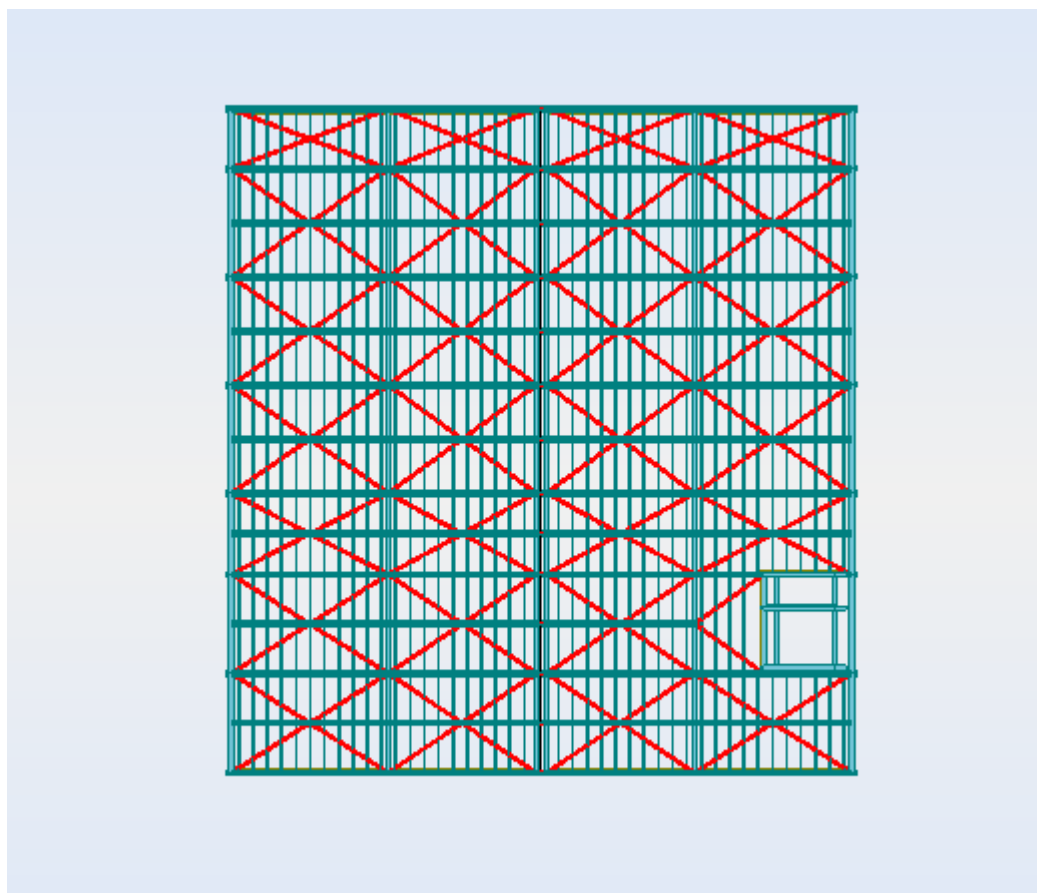


Εικόνα 1.11 : Τομή ενδιάμεσου ζυγώματος στο μέσο της κατασκευής

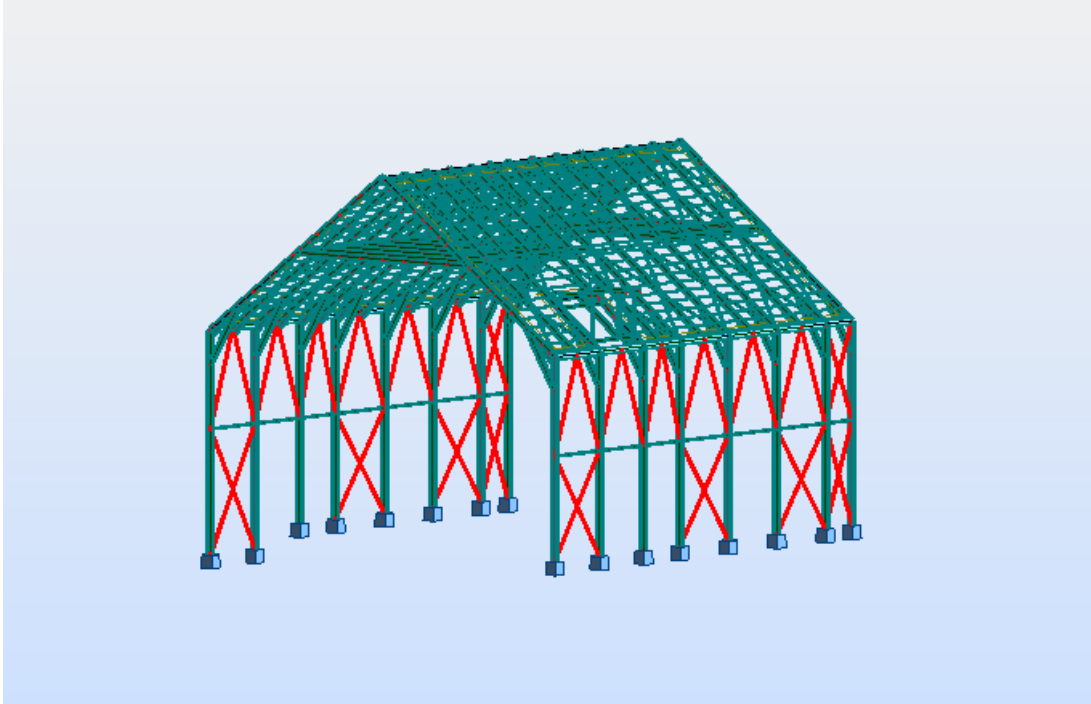


Εικόνα 1.12 : Τομή ενδιάμεσου ζυγώματος στη θέση του μιναρέ

Η ευστάθεια του κύριου φορέα έναντι πλευρικής εκτροπής εξασφαλίζεται με κατάλληλα διατεταγμένους οριζόντιους (Εικόνα 1.13) και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (Εικόνα 1.14). Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, προσφέρουν εκτός από πλευρική εξασφάλιση και διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο του στεγάστρου. Τα οριζόντια φορτία του ανέμου και του σεισμού που ασκούνται στην κατασκευή καθώς και οι δευτερογενείς, λόγω παραμορφώσεων, δυνάμεις που αναπτύσσονται σε αυτή παραλαμβάνονται και μεταφέρονται με ασφάλεια στο έδαφος από το οριζόντιο και το κατακόρυφο σύστημα δυσκαμψίας. Η σύνδεσή τους με τον κύριο φορέα πραγματοποιείται αρθρωτά.

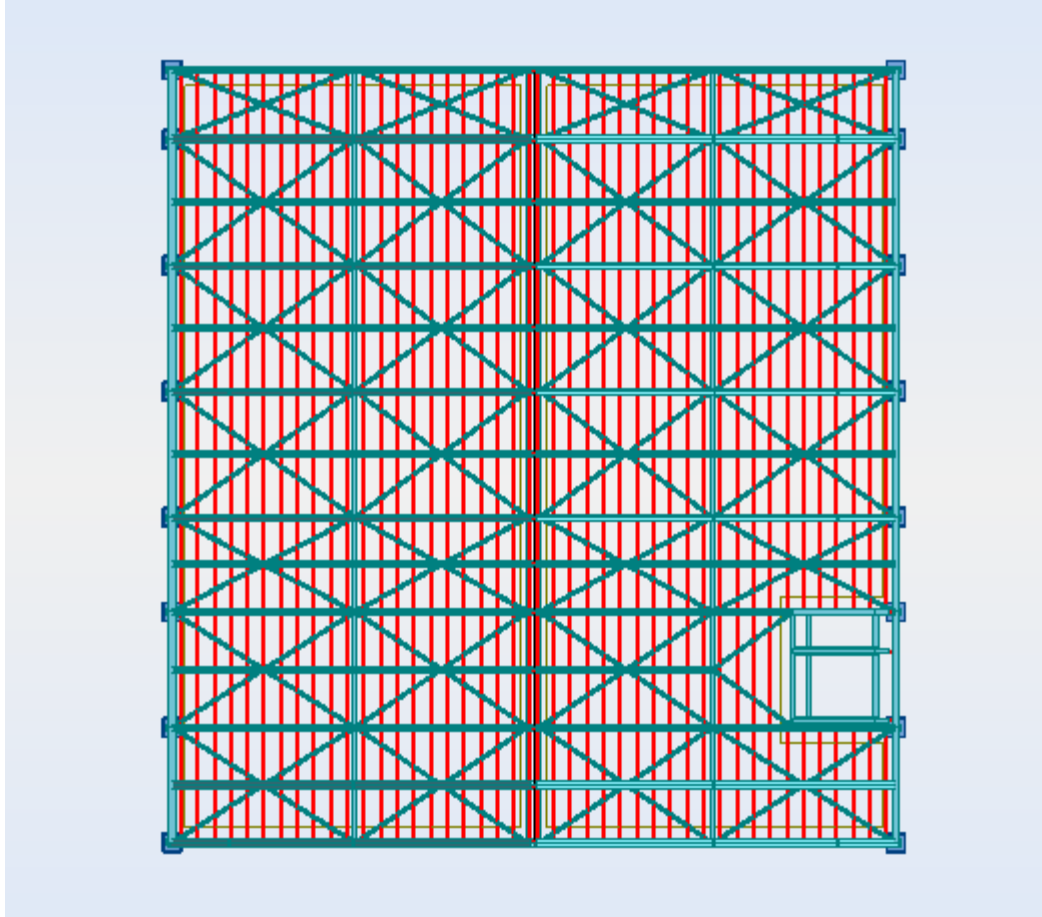


Εικόνα 1.13 : Κάτοψη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας



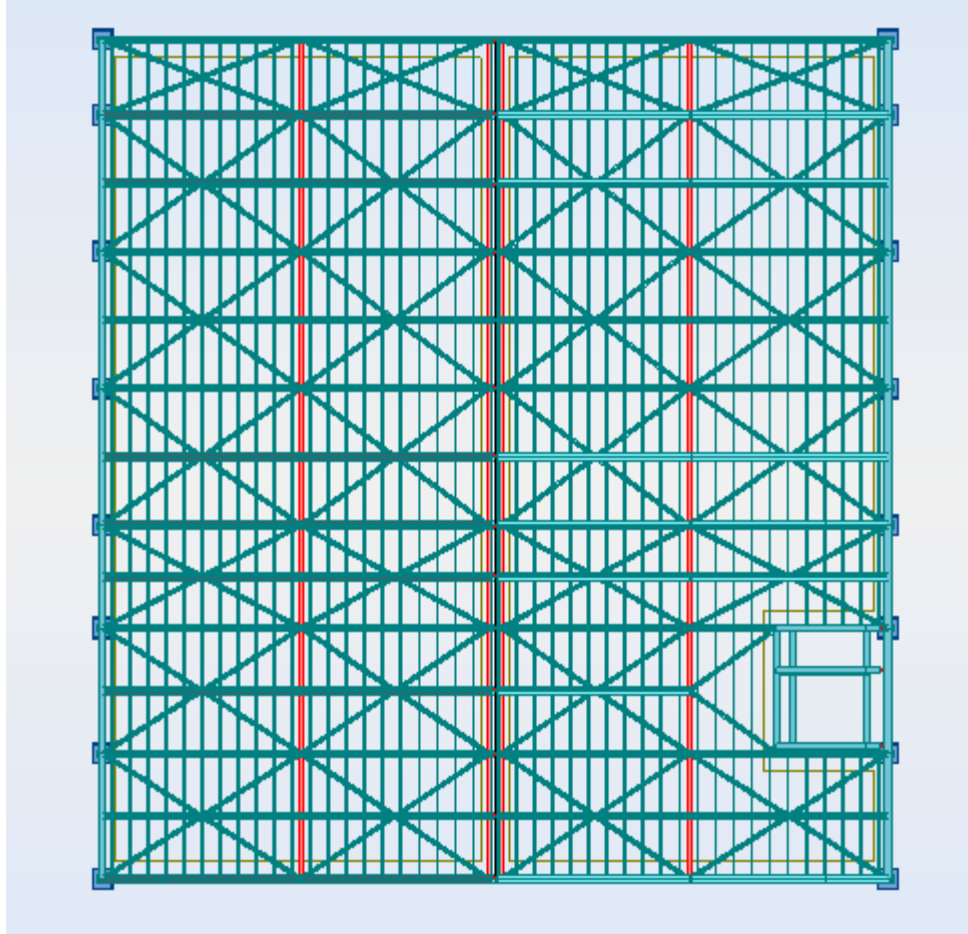
Εικόνα 1.14 : Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στο άνω πέλμα των ζυγμάτων-κύριων και ενδιάμεσων- εδράζονται τεγίδες (Εικόνα 1.15) κάθετα διατεταγμένες στη διεύθυνση των πλαισίων, επί των οποίων τοποθετείται πάνελ πολυουρεθάνης για την κάλυψη του στεγάστρου. Οι τεγίδες λειτουργούν ως αμφιέριστες.

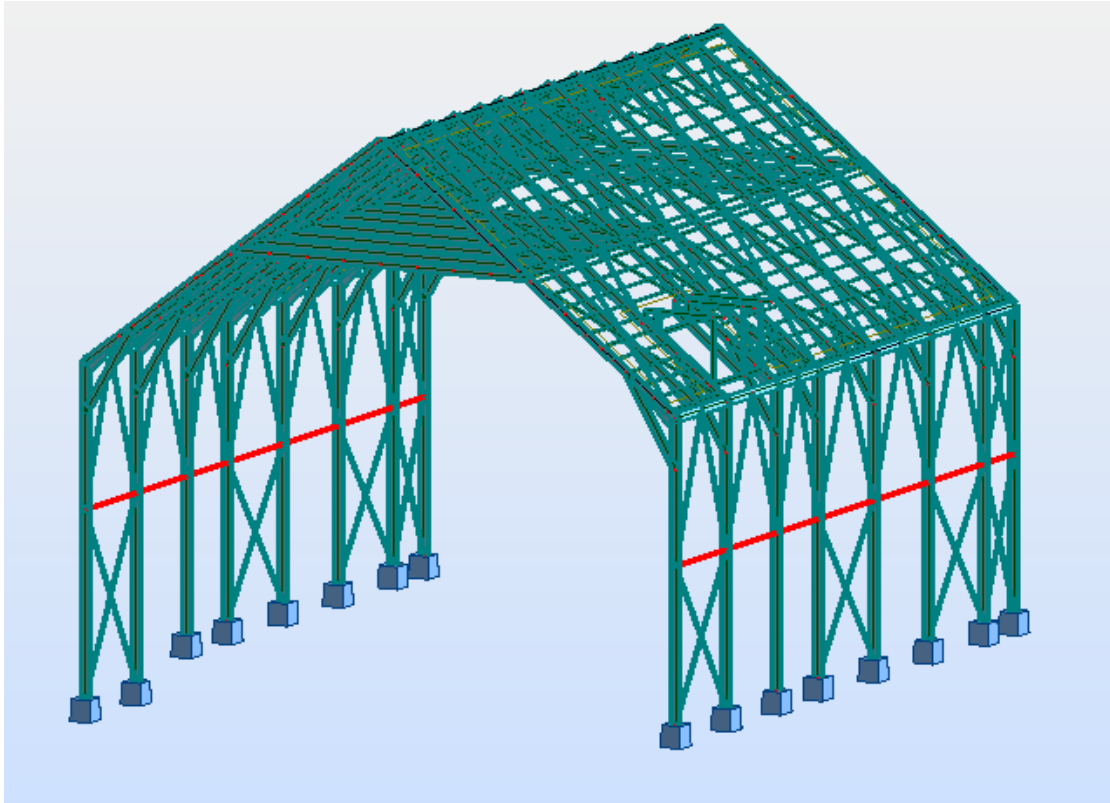


Εικόνα 1.15 : Κάτοψη τεγίδων

Το σκελετό του στεγάστρου συμπληρώνουν οι δοκοί στέγης και οι πλάγιες δοκοί. Τα στοιχεία αυτά τοποθετούνται για τη μείωση του μήκους λυγισμού των ζυγωμάτων και των υποστυλωμάτων του κύριου φορέα στην εκτός πλαισίου διεύθυνση όπως επίσης και για τη στήριξη των εγκάρσιων συστημάτων δυσκαμψίας. Η σύνδεσή τους με τον κύριο φορέα πραγματοποιείται με απλές στηρίξεις. (Εικόνες 1.16 και 1.17)



Εικόνα 1.16 : Δοκοί στέγης



Εικόνα 1.17 : Πλάγια δοκός

Για τη διαμόρφωση των πλαισίων χρησιμοποιούνται πρότυπες ελατές διατομές διπλού ταυ κατάλληλα προσανατολισμένες ώστε να λειτουργεί ο ισχυρός άξονας στο επίπεδο του πλαισίου.

1.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Όλα τα στοιχεία του μεταλλικού φορέα μορφώνονται από δομικό χάλυβα ποιότητας S275, ορίου διαρροής $f_y = 275$ MPa και ορίου θραύσης $f_u = 430$ MPa. Οι τιμές του συντελεστή Poisson ν , του μέτρου ελαστικότητας E και του συντελεστή θερμικής διαστολής α περιγράφονται στην παράγραφο § 3.2.6 του EN1993-1-1:2005 και είναι ανεξάρτητα της ποιότητας του χάλυβα. Οπότε σύμφωνα με τον κανονισμό ισχύει:

- $\nu = 0.30$
- $E = 210$ GPa
- $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ 1/C°

Κατά την εισαγωγή των υλικών στο Robot Structural Analysis 2015 είναι απαραίτητη η προσαρμογή των παραμέτρων αντοχής των υλικών ώστε οι αντοχές των διατομών να είναι σύμφωνες με αυτές που προβλέπουν οι κανονισμοί. Η εισαγωγή των τιμών φαίνεται στην Εικόνα 1.18.

The screenshot shows the 'Material Definition' dialog box for Steel. The 'Steel' tab is selected. The 'Name' is 'S275' and the 'Description' is 'EC3 Steel S275'. The 'Elasticity' section includes: Young modulus, E: 210000.00 (MPa); Poisson ratio, ν : 0.3; Shear modulus, G: 80800.00 (MPa). The 'Resistance' section includes: Characteristic: 275.00 (MPa); Reduction factor for shear: 1.54; Limit strength for tension: 430.00 (MPa). Other parameters include: Force density (unit weight): 78.5 (kN/m³); Thermal expansion coefficient: 0.000012 (1/°C); Damping ratio: 0.06. There is an unchecked checkbox for 'Annealed steel'. At the bottom are buttons for 'Add', 'Delete', 'OK', 'Cancel', and 'Help'.

Property	Value	Unit
Name	S275	
Description	EC3 Steel S275	
Young modulus, E	210000.00	(MPa)
Poisson ratio, ν	0.3	
Shear modulus, G	80800.00	(MPa)
Force density (unit weight)	78.5	(kN/m ³)
Thermal expansion coefficient	0.000012	(1/°C)
Damping ratio	0.06	
Resistance (Characteristic)	275.00	(MPa)
Reduction factor for shear	1.54	
Limit strength for tension	430.00	(MPa)

Εικόνα 1.18 : Παράμετροι αντοχής χάλυβα S275

2ο Κεφάλαιο : ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο φορέας σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται έτσι ώστε να αποκρίνεται άρτια και αξιόπιστα στις φορτίσεις που του ασκούνται από το περιβάλλον τόσο κατά τη φάση κατασκευής του, όσο και κατά τη διάρκεια ζωής και χρήσης του. Προκειμένου να προσδιοριστούν οι δράσεις και κατόπιν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα, λαμβάνονται υπόψη παράγοντες που σχετίζονται με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου.

Οι δράσεις σχεδιασμού μιας κατασκευής καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα 1, όπου γίνεται επαρκής περιγραφή των διαφόρων καταστάσεων σχεδιασμού ώστε να ελεγχθεί η κατασκευή σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Συγκεκριμένα, απαριθμούνται και αναλύονται όλοι οι συνδυασμοί δράσεων στους οποίους δύναται να υποβληθεί η κατασκευή κατά τη διάρκεια ανέγερσής της αλλά και κατά τη διάρκεια της ζωής της. Στους υπολογισμούς οι δράσεις θεωρείται πως προκαλούνται από εξωτερικά φορτία και μετακινήσεις.

Ο υπολογισμός των δυνάμεων, οι οποίες καταπονούν την κατασκευή, δεν είναι δυνατό να γίνει με απόλυτη ακρίβεια. Ως εκ τούτου, το μέγεθος και η κατανομή μίας φόρτισης καθορίζονται με κατάλληλες παραδοχές και προσεγγίσεις. Οι κατηγορίες στις οποίες διακρίνονται οι διάφορες φορτίσεις παρουσιάζονται παρακάτω:

➤ **Μόνιμα Φορτία (G)**

Ίδια βάρη της κατασκευής

Λοιπά μόνιμα (επικάλυψη στεγάστρου)

➤ **Κινητά Φορτία (Q)**

Κινητά φορτία στέγης

Δράσεις ανέμου

Φορτία χιονιού

Θερμοκρασιακές μεταβολές

➤ **Τυχηματικά φορτία**

Δεν απαιτούνται για τη συγκεκριμένη εργασία

➤ **Σεισμικά φορτία**

Έμμεσο φορτίο με επιβολή επιταχύνσεων

2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Με τον όρο **Μόνιμα ή Νεκρά φορτία** νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια ζωής του έργου και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής).

Το ίδιο βάρος της κατασκευής είναι:

Δομικός χάλυβας: $g_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Όλα τα ίδια βάρη του χάλυβα υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Λοιπά μόνιμα (επικάλυψη στεγάστρου- πάνελ πολυουρεθάνης): $0,22 \text{ kN/m}^2$

2.2 ΚΙΝΗΤΑ (ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ) ΦΟΡΤΙΑ

Στην κατηγορία **Κινητά ή Μεταβλητά φορτία** περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.τ.λ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες

οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενής επιρροή τους.

2.2.1 ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΛΟΓΩ ΧΡΗΣΗΣ

Για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων οι χώροι των δαπέδων και της στέγης των κτιρίων υποδιαιρούνται σε κατηγορίες ανάλογα με τη χρήση τους. Συγκεκριμένα οι στέγες κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με την προσβασιμότητά τους στις κατηγορίες που φαίνονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1 : Κατηγοριοποίηση στεγών

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

Το στέγαστρο δεν είναι βατό, επομένως κατατάσσεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 στην κατηγορία H, της οποίας τα επιβαλλόμενα φορτία δίνονται στον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2 : Επιβαλλόμενα φορτία ορόφων

Στέγη	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία H	0,00-1,00 (0,50)	0,90-1,50 (1,00)
Στις παρενθέσεις περιέχονται οι προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.		

Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα, είτε σε όλη τη στέγη είτε σε ένα τμήμα της εμβαδού όχι μικρότερου των 10 m^2 .

Για τη κατασκευή, επιλέγεται ως επιβαλλόμενο φορτίο, η προτεινόμενη τιμή του φορτίου του Εθνικού Προσαρτήματος, δηλαδή $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$, το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης. Το συγκεντρωμένο φορτίο χρησιμοποιείται για τοπικούς ελέγχους και δεν είναι κρίσιμο στο συγκεκριμένο έργο.

2.2.2 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Προκειμένου να υπολογιστεί το φορτίο χιονιού της κατασκευής εφαρμόζονται οι διατάξεις του EN 1991-1-3. Σύμφωνα με την παράγραφο § 5.2 του EN 1991-1-3 το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

- a) Για τις καταστάσεις σχεδιασμού «με διάρκεια/παροδικές»

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

- b) Για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$$

- c) Για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση

$$s = \mu_i \cdot s_k$$

Όπου:

μ_i ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

s_k η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

s_{Ad} η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία

C_e ο συντελεστής εκθέσεως (προτεινόμενη τιμή $C_e = 1$)

C_t ο θερμικός συντελεστής (προτεινόμενη τιμή $C_t = 1$)

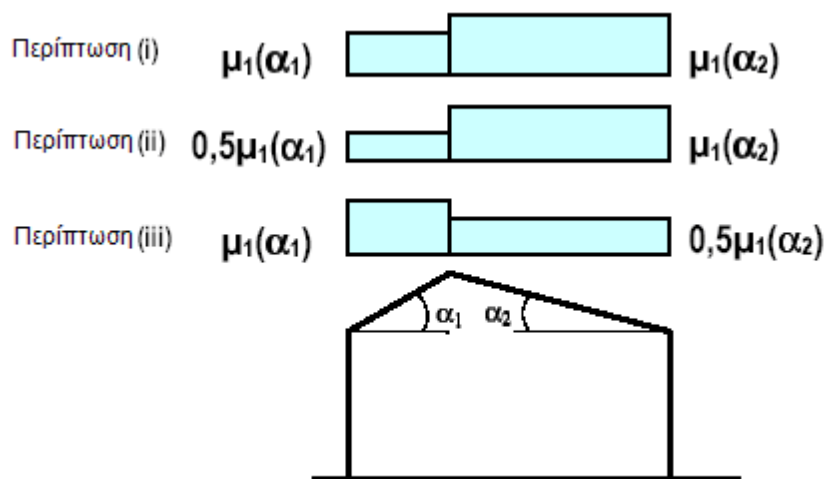
Συντελεστής σχήματος μ_i

Οι τιμές του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού μ_i , για δικλινείς στέγες, όταν αποφεύγεται η ολίσθηση του χιονιού από την στέγη, καθορίζονται στον Πίνακα 2.3.

Πίνακας 2.3 : Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,80	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,00

Η κατανομή του φορτίου επί της στέγης δίνεται στην Εικόνα 2.1.



Εικόνα 2.1 : Κατανομή φορτίου χιονιού

Συντελεστής εκθέσεως C_e

Οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή εκθέσεως C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4 : Συντελεστής έκθεσης C_e

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0,8
Κανονικό ^β	1,0
Προφυλαγμένο ^γ	1,2

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

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

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

Θερμικός Συντελεστής C_t

Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1 \text{ W/m}^2 \text{ K}$). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης ισχύει $C_t = 1$.

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους $s_{k,A}$

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους εξαρτάται από την ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου. Αναφέρεται σε περίοδο επαναφοράς 50 ετών και δίνεται από τη σχέση:

$$s_{k,A} = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$$

Όπου:

$s_{k,0}$ το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού επί εδάφους στη στάθμη της θάλασσας ($A=0$). Η τιμή του εξαρτάται από τη Ζώνη που τοποθετείται η κατασκευή.

A το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας στρογγυλοποιημένο στην πλησιέστερη εκατοντάδα (σε m).

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης. Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

- **Ζώνη Α** ($s_{k,0}=0.4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- **Ζώνη Β** ($s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα
- **Ζώνη Γ** ($s_{k,0}=1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Η περιοχή κατασκευής του στεγάστρου κατατάσσεται στη Ζώνη Β (Διδυμότειχο, Έβρος), όπου η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού είναι $s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$. Το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας πάνω από τη στάθμη της θάλασσας είναι $A=100\text{m}$.

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους $s_{k,A}$, για περίοδο επαναφοράς 50 ετών είναι ίση με:

$$s_{k,A} = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] = 0.8 \cdot \left[1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right] = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

Για το δικλινές μεταλλικό στέγαστρο, κλίσης $\alpha=37^\circ$, ο συντελεστής σχήματος μ_1 είναι ίσος με 0.61. Επίσης, λόγω της σχεδόν μηδενικής διαφοράς θερμοκρασίας μεταξύ της εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς του στεγάστρου, δεν παρουσιάζεται μείωση του φορτίου χιονιού. Οπότε ο θερμικός συντελεστής C_1 ισούται με 1.00.

Η περιοχή πλησίον του στεγάστρου χαρακτηρίζεται ως «κανονική» και συνεπώς ο συντελεστής εκθέσεως C_e ισούται με 1.00.

Η τιμή του φορτίου χιονιού σε μια στέγη, προσδιορίζεται από τις καταστάσεις σχεδιασμού.

a) Για καταστάσεις σχεδιασμού «με διάρκεια/παροδικές», το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_i \cdot s_k = 0.61 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.80 = 0.49 \text{ kN/m}^2$$

b) Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση, δε χρειάζεται να γίνει υπολογισμός για το φορτίο χιονιού. Όπως ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα, εξαιρετικά φορτία χιονιού, θεωρούμενα ως τυχηματική δράση, λαμβάνονται υπόψη μόνο για περιοχές της Ζώνης Γ που έχουν υψόμετρο μεγαλύτερο από 1000m.

c) Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση, δε χρειάζεται να γίνει υπολογισμός του φορτίου χιονιού.

Εξαιρετικές μετατοπίσεις χιονιού παρουσιάζονται:

- i. Στις στέγες πολλών ανοιγμάτων,
- ii. Στις στέγες σε επαφή με ή κοντά σε υψηλότερες κατασκευές,
- iii. Στις στέγες όπου παρατηρείται συγκέντρωση χιονιού σε προεξοχές, εμπόδια ή πετάσματα.

2.2.3 ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΕΜΟΥ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο στατικών πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις την βασική φόρτιση. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται από την επίδραση του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις.

Στις κλειστές κατασκευές οι δράσεις του ανέμου παρουσιάζονται με τη μορφή άμεσων πιέσεων στις εξωτερικές τους επιφάνειες και έμμεσων (υποπιέσεων) στις εσωτερικές. Στις ανοιχτές κατασκευές οι εσωτερικές επιφάνειες φορτίζονται, είτε άμεσα είτε έμμεσα μέσω των δράσεων του ανέμου. Οι πιέσεις που έχουν κατεύθυνση προς την επιφάνεια της κατασκευής λαμβάνονται ως θετικές ενώ οι απομακρυνόμενες από την επιφάνεια ως αρνητικές.

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις επιφάνειες μιας κατασκευής δίνεται από τη γενική εξίσωση:

$$w = q_p(z) \cdot c_p$$

Όπου:

$q_p(z)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αναφοράς

z είναι το ύψος αναφοράς της εξωτερικής (w_e) ή εσωτερικής (w_i) πίεσης

c_p είναι ο συντελεστής εξωτερικής (w_e) ή εσωτερικής (w_i) πίεσης

Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Όπου:

$v_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος

$I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, την θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση: $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$

όπου:

q_b είναι η βασική πίεση και δίνεται από τη σχέση: $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II και δίνεται από τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

όπου:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης. Λαμβάνεται ίσος με 1,00

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής. Λαμβάνεται ίσος με 1,00

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

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης. Για επίπεδο έδαφος λαμβάνεται ίσος με 1,00

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας. Υπολογίζεται από τις σχέσεις:

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

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

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, που δίνεται από τον Πίνακα 2.5

k_r είναι ο συντελεστής εδάφους. Εξαρτάται από το μήκος τραχύτητας z_0 και δίνεται από

$$\text{τη σχέση: } k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

όπου:

$z_{0,II}$ είναι ίσο με 0,05 (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.5)

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.5

z_{\max} λαμβάνεται ίσο με 200m

z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 2.5)

Πίνακας 2.5 : Κατηγορία εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{\min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1.0	10

Ένταση στροβιλισμού ανέμου $I_v(z)$

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z δίνεται από τη σχέση:

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

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

όπου:

k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1,00

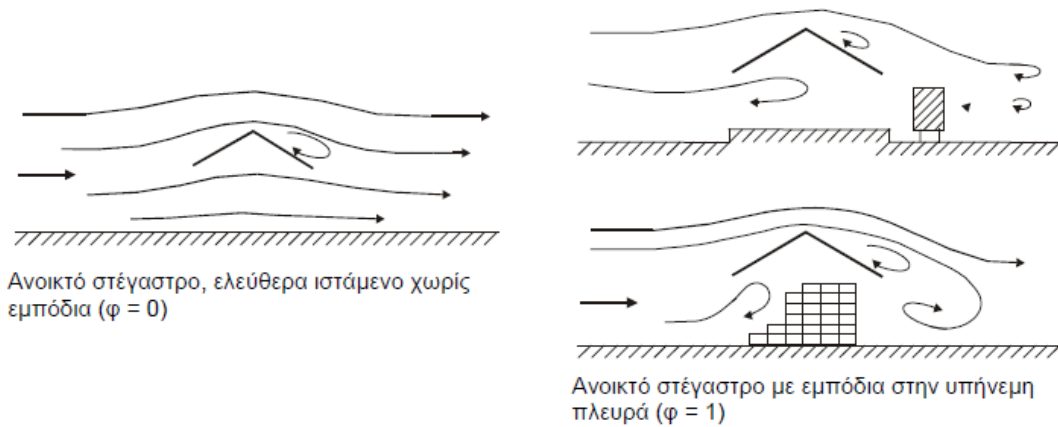
c_0 είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

Ανοικτά Στέγαστρα

Βάσει της παραγράφου §7.4 του Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), ως ανοικτό στέγαστρο ορίζεται η στέγη μιας κατασκευής που δεν έχει μόνιμους τοίχους, όπως πρατήρια καυσίμων, ανοικτά στέγαστρα ζωοτροφών, κλπ.

Βασική παράμετρος για την κατανομή των δράσεων του ανέμου σε ένα ανοικτό στέγαστρο είναι ο βαθμός παρεμπόδισης της ροής του ανέμου κάτω από το στέγαστρο όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Ο βαθμός παρεμπόδισης της ροής εξαρτάται από το συντελεστή παρεμπόδισης ϕ , ο οποίος είναι ο λόγος της επιφάνειας των ορατών πραγματικών εμποδίων κάτω από το στέγαστρο προς την επιφάνεια διατομής κάτω από το στέγαστρο δεδομένου ότι και οι δύο επιφάνειες λαμβάνονται κάθετα προς τη διεύθυνση του ανέμου. Ένα στέγαστρο χωρίς καθόλου εμπόδια έχει συντελεστή παρεμπόδισης $\phi=0$ ενώ ένα στέγαστρο πλήρως φραγμένο με εμπόδια προς το υπήνεμο γείσο του αντιστοιχεί σε συντελεστή παρεμπόδισης $\phi=1$.



Εικόνα 2.2 : Βαθμός παρεμπόδισης της ροής κάτω από το στέγαστρο

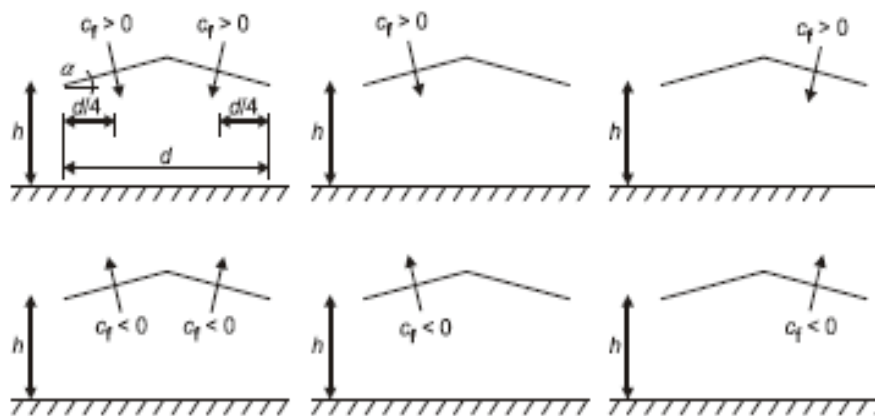
Στον Πίνακα 2.6 παρατίθενται οι καθολικοί συντελεστές δύναμης, c_f , και οι συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$ για δικλινή ανοικτά στέγαστρα, οι οποίοι εξαρτώνται από τη γωνία κλίσης της στέγης (α σε $^\circ$) και το συντελεστή παρεμπόδισης της ροής φ . Επιπλέον στον Πίνακα 2.6 ορίζονται οι ζώνες A, B, C και D της στέγης.

Πίνακας 2.6 : Καθολικοί συντελεστές δύναμης, c_f , και συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$ για δικλινή ανοικτά στέγαστρα

Γωνία κλίσης στέγης α [°]	Συντελεστής παρεμπόδισης φ	Καθολικός συντελεστής δύναμης c_f	Συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$ Υπόμνημα καθορισμού ζωνών			
			Ζώνη A	Ζώνη B	Ζώνη C	Ζώνη D
-20	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,7 -0,7 -1,3	+0,8 -0,9 -1,5	+1,6 -1,3 -2,4	+0,6 -1,6 -2,4	+1,7 -0,6 -0,6
-15	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,5 -0,6 -1,4	+0,6 -0,8 -1,6	+1,5 -1,3 -2,7	+0,7 -1,6 -2,6	+1,4 -0,6 -0,6
-10	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,4 -0,6 -1,4	+0,6 -0,8 -1,6	+1,4 -1,3 -2,7	+0,8 -1,5 -2,6	+1,1 -0,6 -0,6
-5	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,3 -0,5 -1,3	+0,5 -0,7 -1,5	+1,5 -1,3 -2,4	+0,8 -1,6 -2,4	+0,8 -0,6 -0,6
+5	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,3 -0,6 -1,3	+0,6 -0,6 -1,3	+1,8 -1,4 -2,0	+1,3 -1,4 -1,8	+0,4 -1,1 -1,5
+10	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,4 -0,7 -1,3	+0,7 -0,7 -1,3	+1,8 -1,5 -2,0	+1,4 -1,4 -1,8	+0,4 -1,4 -1,8
+15	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,4 -0,8 -1,3	+0,9 -0,9 -1,3	+1,9 -1,7 -2,2	+1,4 -1,4 -1,6	+0,4 -1,8 -2,1
+20	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,6 -0,9 -1,3	+1,1 -1,2 -1,4	+1,9 -1,8 -2,2	+1,5 -1,4 -1,6	+0,4 -2,0 -2,1
+25	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,7 -1,0 -1,3	+1,2 -1,4 -1,4	+1,9 -1,9 -2,0	+1,6 -1,4 -1,5	+0,5 -2,0 -2,0
+30	Max για όλα τα φ Min για $\varphi = 0$ Min για $\varphi = 1$	+0,9 -1,0 -1,3	+1,3 -1,4 -1,4	+1,9 -1,9 -1,8	+1,6 -1,4 -1,4	+0,7 -2,0 -2,0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Θετικές τιμές δειχνουν δράση του ανέμου με φορά προς τα κάτω Αρνητικές τιμές δειχνουν δράση του ανέμου με φορά προς τα άνω						

Οι καθολικοί συντελεστές δύναμης, c_f , και οι συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$ λαμβάνουν υπόψη τη συνδυασμένη δράση του ανέμου που δρα τόσο στις άνω όσο και στις κάτω επιφάνειες του στεγάστρου, για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου.

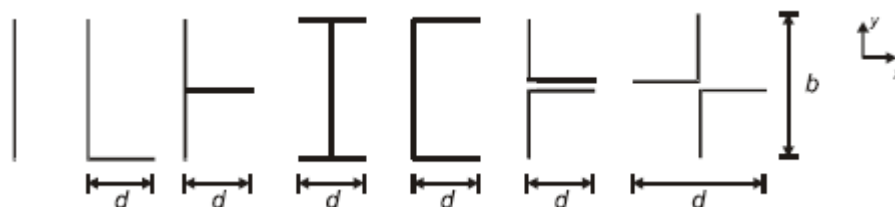
Για ένα δικλινές στέγαστρο το κέντρο πίεσης θα λαμβάνεται στο κέντρο κάθε κεκλιμένης επιφάνειας όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3. Επιπρόσθετα, ένα δικλινές στέγαστρο θα πρέπει να αναλαμβάνει το μέγιστο ή το ελάχιστο φορτίο στη μία κεκλιμένη επιφάνεια, όταν η άλλη κεκλιμένη επιφάνεια είναι αφόρτιστη. Σύμφωνα με τα παραπάνω, προκύπτει η διάταξη των φορτίων για δικλινή στέγαστρα που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3.



Εικόνα 2.3 : Διάταξη φορτίων ανέμου για δικλινή στέγαστρα

Δομικά στοιχεία με διατομή αιχμηρών γωνιών

Δομικά στοιχεία με διατομή αιχμηρών γωνιών είναι αυτά που παρουσιάζονται παρακάτω στο Σχήμα 2.4.



Εικόνα 2.4 : Διατομές με αιχμηρές γωνίες

Οι επιφάνειες αναφοράς θα λαμβάνονται, με βάση το Σχήμα 2.4ως ακολούθως:

στην x - διεύθυνση: $A_{ref} = l \cdot b$

στην y - διεύθυνση: $A_{ref} = l \cdot d$

όπου:

l είναι το μήκος του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου

Ο συντελεστής δύναμης των συγκεκριμένων δομικών στοιχείων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

όπου:

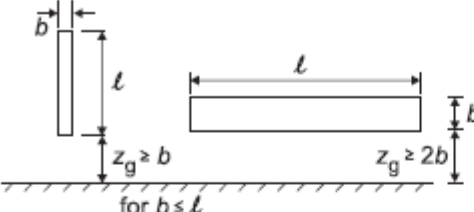
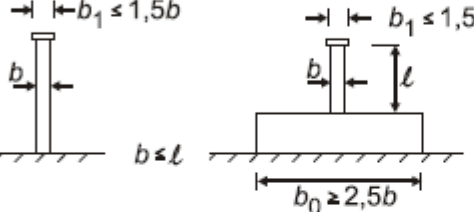
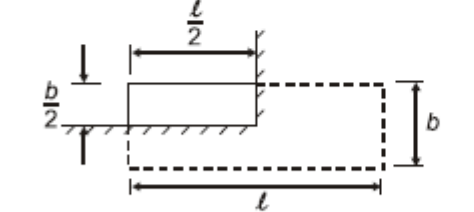
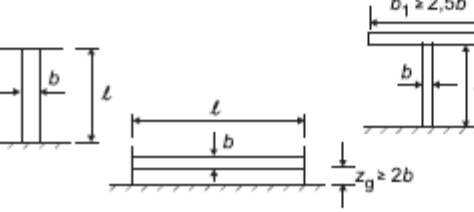
$c_{f,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης για δομικά στοιχεία χωρίς ροή ελεύθερων άκρων.

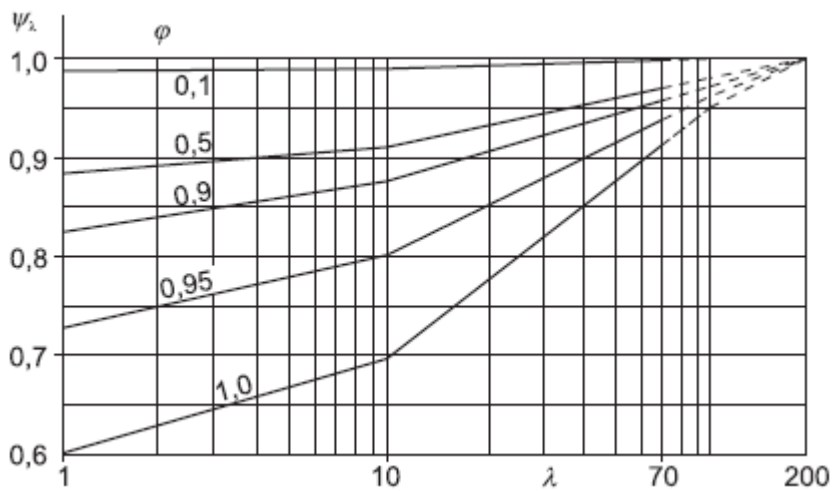
Λαμβάνεται ίσος με 2.00

ψ_λ είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων

Ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω της ροής του αέρα γύρω από τα άκρα και υπολογίζεται ως συνάρτηση της ενεργού λυγηρότητας λ και του συντελεστή πληρότητας ϕ των δομικών στοιχείων σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 και τις Εικόνες 2.5, 2.6.

Πίνακας 2.7 : Υπολογισμός ενεργού λυγηρότητας

No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $l \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p> <p>για $l < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p>
2		<p>Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $l \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p> <p>για $l < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p>
3		<p>Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
4		<p>για $l \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο</p> <p>για $l < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>



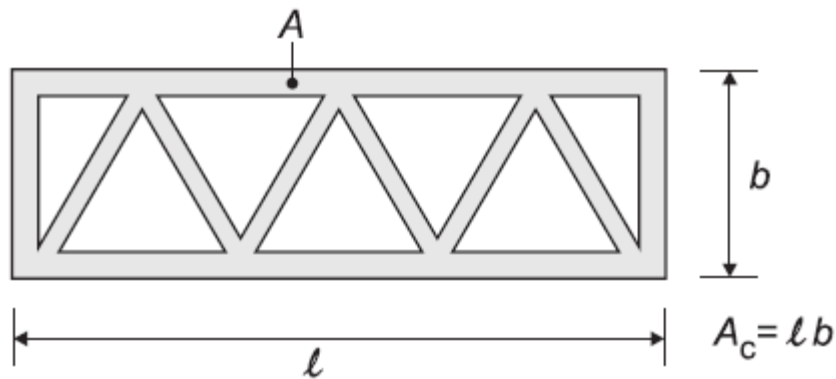
Εικόνα 2.5 : Μειωτικός συντελεστής ψ_λ συναρτήσει του συντελεστή πληρότητας φ

Ο συντελεστής πληρότητας φ δίνεται από τη σχέση: $\varphi = \frac{A}{A_c}$

όπου:

A είναι το άθροισμα των προβαλλόμενων επιφανειών των μελών (Σχήμα 2.6)

A_c είναι η συνολική επιφάνεια του περιγράμματος και δίνεται από τη σχέση: $A_c = l \cdot b$
(Σχήμα 2.6)



Εικόνα 2.6 : Ορισμός του συντελεστή πληρότητας φ

Υπολογισμός φορτίου ανέμου

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται μία διεύθυνση ανέμου με φορά την θετική διεύθυνση του άξονα xx ($\theta=0^\circ$), λόγω συμμετρίας της κατασκευής αλλά και δεδομένου ότι οι καθολικοί συντελεστές δύναμης, c_f , και οι συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$ λαμβάνουν υπόψη τη συνδυασμένη δράση του ανέμου που δρα τόσο στις άνω όσο και στις κάτω επιφάνειες του στεγάστρου, για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου.

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ύψος στεγάστρου $z_e=h=29$ m, ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 27$ m/s και κατηγορία εδάφους **III** (Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση). Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0 = 0.3$ m και $z_{min} = 5$ m από τον Πίνακα 2.5.

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται ίση με:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot 27.00 = 27 \text{ m/s}$$

Η κατασκευή κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους III, οπότε ο συντελεστής εδάφους ισούται με:

$$K_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} = 0.22$$

Ισχύει $z_{\min} \leq z_e \leq z_{\max} = 200\text{m}$ άρα $c_r(z_e) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0.22 \cdot \ln\left(\frac{29}{0.3}\right) = 0.98$

Το έδαφος είναι οριζόντιο οπότε $c_0(z_e) = 1.00$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται ίση με:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0.98 \cdot 1.00 \cdot 27.00 = 26.46 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού είναι ίση με:

$$I_V(z_e) = \frac{K_I}{c_0(z_e) \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1.00}{1.00 \cdot \ln\left(\frac{29.00}{0.30}\right)} = 0.22$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής ισούται με:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_V(z_e)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z_e) \Rightarrow$$

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0.22] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 26.46^2 = 1.12 \text{ kPa}$$

Πιέσεις επί του στεγάστρου

Οι τιμές των συντελεστών τελικής πίεσης $c_{p,net}$ και οι αντίστοιχες πιέσεις επί του στεγάστρου στις ζώνες A, B, C και D παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.8.

Πίνακας 2.8 : Συντελεστές τελική πίεσης και αντίστοιχες πιέσεις επί του στεγάστρου

Ζώνη	$c_{p,net}$ (+)	$c_{p,net}$ (-)	$q_p(z_e)$ (kPa)	w(+) (kPa)	w(-) (kPa)
A	1.30	-1.40	1.12	1.43	-1.57
B	1.90	-1.80	1.12	2.13	-2.02
C	1.60	-1.40	1.12	1.79	-1.57
D	0.70	-2.00	1.12	0.78	-2.24

Οι θετικές τιμές των πιέσεων αντιστοιχούν σε δράση ανέμου με διεύθυνση προς τα κάτω ενώ οι αρνητικές τιμές αντιστοιχούν σε άνεμο με διεύθυνση προς τα πάνω. Οι τιμές των συντελεστών τελικής πίεσης προέκυψαν με γραμμική επέκταση από τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 2.6.

Οι τιμές των καθολικών συντελεστών δύναμης c_f και οι προκύπτουσες καθολικές πιέσεις επί του στεγάστρου φαίνονται στον Πίνακα 2.9.

Πίνακας 2.9 : Συντελεστές δύναμης c_f και τελικές καθολικές πιέσεις

c_f	$q_p(z_e)$ (kPa)	w (kPa)
0.90	1.12	1.00
-1.30	1.12	-1.46

Πιέσεις επί των υποστυλωμάτων

Οι πιέσεις επί των υποστυλωμάτων προκύπτουν με θεώρηση δομικών στοιχείων με διατομή αιχμηρών γωνιών. Η δύναμη που αναπτύσσεται από τη δράση του ανέμου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

οπότε η αντίστοιχη πίεση ισούται με:

$$w_{\text{υποστυλώματος}} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e)$$

όπου:

$c_s c_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής. Λαμβάνεται ίσος με 1.00

c_f είναι ο συντελεστής δύναμης. Λαμβάνεται ίσος με 2.00

Άρα η πίεση επί των υποστυλωμάτων ισούται με:

$$w_{\text{υποστυλώματος}} = 1.00 \cdot 2.00 \cdot 1.12 = 2.24 \text{ kN/m}^2$$

2.2.4 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στη μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας), προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης. Προκειμένου να λάβουμε υπόψη τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολο-διαστολές λαμβάνουμε ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή $\Delta T = \pm 20$ (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του).

2.2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Ο προσδιορισμός των σεισμικών δράσεων και η ανάλυση της κατασκευής έγινε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, EN 1998-1:2004.

Μέσω φασμάτων επιτάχυνσης ορίζεται η σεισμική δράση σχεδιασμού για τον υπολογισμό των οριζόντιων και της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ (Εικόνα 2.7) για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης διέπεται από τις παρακάτω σχέσεις:

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

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

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

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

Όπου:

α_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κατηγορίας A ($\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$)

α_{gR} είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εδάφους κατηγορίας A. Οι τιμές της παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.10 σε συνάρτηση με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

T_B είναι η περίοδος του κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος του άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

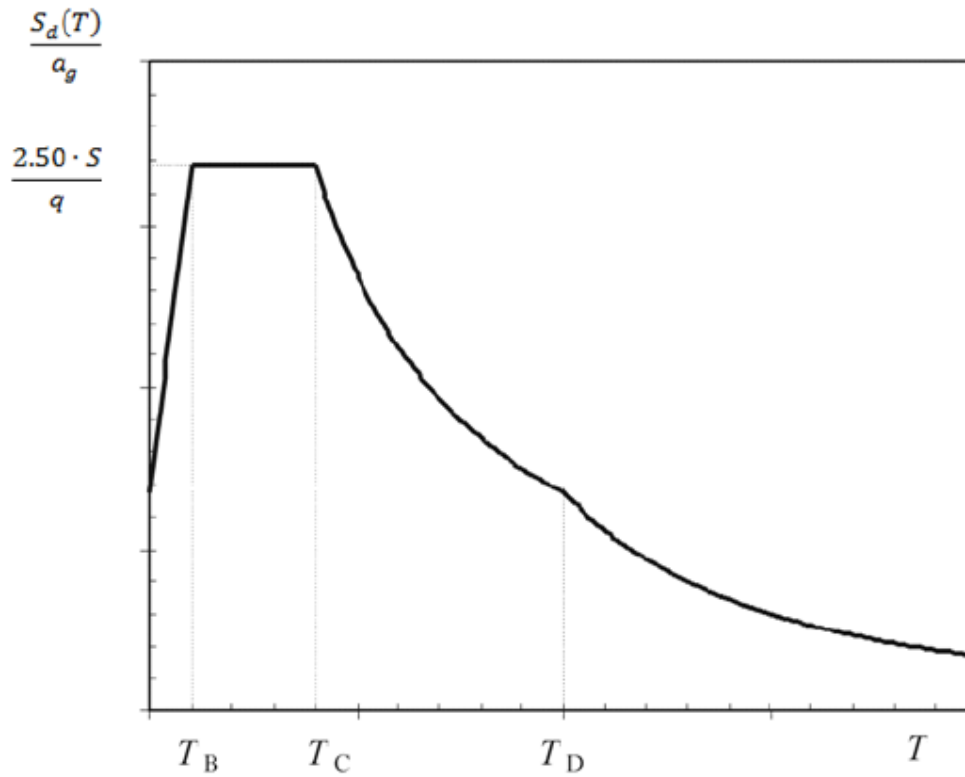
T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους. Δίνεται στον Πίνακα 2.11

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς, ο οποίος περιλαμβάνει και την επίδραση του βαθμού απόσβεσης των υλικών. Δίνεται στον Πίνακα 2.12

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή του ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα και είναι ίση με 0.20

γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας. Οι τιμές του δίνονται στον Πίνακα 2.13



Εικόνα 2.7 : Φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$

Πίνακας 2.10 : Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση συναρτήσει της σεισμικής ζώνης

Ζώνη	α_{gR}
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 2.11 : Συντελεστής εδάφους S

Κατηγορία εδάφους	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 2.12 : Συντελεστής συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχομάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	σύνδεσμοι τύπου K (ΟΠΟΥ επιτρέπεται)	1,00
3 ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί — Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοιλώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Πίνακας 2.13 : Συντελεστής σπουδαιότητας γ₁

Κατηγορία σπουδαιότητας	κτίρια	Συντελεστής σπουδαιότητας
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0.80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1.00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1.40

Η διάκριση των κατηγοριών εδάφους δίνεται παρακάτω στον Πίνακα 2.14.

Πίνακας 2.14 : Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
S1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A - E ή S1

Κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού

Το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης περιγράφεται από τις παρακάτω σχέσεις:

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

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

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

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

Όπου:

α_{vg} είναι η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, η οποία σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με το 90% της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης α_g

S είναι ο συντελεστής εδάφους. Λαμβάνεται ίσος με 1.00

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς, με μέγιστη τιμή 1.50 για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα

Στον Πίνακα 2.15 δίνονται οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων του κατακόρυφου φάσματος της σεισμικής δράσης, οι οποίες είναι ανεξάρτητες της κατηγορίας εδάφους.

Πίνακας 2.15 : Χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι για κατακόρυφο φάσμα

$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
0.05	0.15	1.00

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων σχεδιασμού

Το Διδυμότειχο του Νομού Έβρου, όπου τοποθετείται η κατασκευή, ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 η οποία αντιστοιχεί σε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με $\alpha_{gR} = 0.16g$.

Από άποψη σπουδαιότητας το κτίριο κατατάσσεται στα συνήθη κτίρια και ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται ίσος με $\gamma_I = 1.00$.

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού α_g για έδαφος κατηγορίας A, ίση με: $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} = 1.00 \cdot 0.16g = 0.16g$.

Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B και επομένως θα ισχύει

- $S=1.20$
- $T_B = 0.15s, T_C = 0.50s$ και $T_D = 2.50s$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται ίσος με $q=1.5$. Σύμφωνα με την §2.2.2(2) του EN 1998-1:2004, λαμβάνεται $q=1.5$ για φορείς που κατατάσσονται στην κατηγορία χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας. Στην περίπτωση αυτή δε λαμβάνεται υπόψη οποιαδήποτε υστερητική απόδοση ενέργειας και δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός.

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού είναι ίση με:

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.16g \cdot 1.20 \cdot \frac{2.5}{1.50} = 0.32g \approx 3.14 \text{ m/s}^2$$

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

- $\alpha_{vg} = 0.90 \cdot \alpha_g = 0.90 \cdot 0.16g = 0.144g$
- $S=1.00$
- $q_{max} = 1.50$
- $T_B = 0.05s, T_C = 0.15s$ και $T_D = 1.00s$

Οπότε έχουμε:

$$S_d(T) = \alpha_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.144g \cdot 1.00 \cdot \frac{2.5}{1.50} = 0.24g \approx 2.35 \text{ m/s}^2$$

3ο Κεφάλαιο : ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός φορέα γίνεται έτσι ώστε να λειτουργεί κατάλληλα καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του και να είναι ικανός να αντιμετωπίσει όλες τις δράσεις που ασκούνται σε αυτόν κατά τη φάση κατασκευής του.

Η επιλογή των καταστάσεων σχεδιασμού της κατασκευής γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες υπό τις οποίες θα λειτουργεί ο φορέας. Οι καταστάσεις σχεδιασμού είναι οι εξής:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες και είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών και είναι εφαρμόσιμες στο φορέα ή στην έκθεσή του, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση, ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

Οι αρχές σχεδιασμού ενός φορέα αφορούν τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

3.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Η οριακή κατάσταση αστοχίας αφορά στην απώλεια της ισορροπίας του φορέα, στην αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, στη μετατροπή του φορέα ή μέρους του σε μηχανισμό και στη θραύση και απώλεια της ευστάθειάς του λόγω κόπωσης. Η αστοχία αυτού του τύπου δύναται να θέσει σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και παρουσιάζονται παρακάτω:

- α. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

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

γ. Για καταστάσεις σεισμού

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

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή ψ_i του φορτίου χιονιού, του ανέμου και του επιβαλλόμενου φορτίου, που ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα δίνονται στον Πίνακα 3.1 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.1 : Τιμές συντελεστή ψ_i

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (EN 1991-1-1) Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (EN 1991-1-3) Για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,50	0,50	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (EN 1991-1-4)	0,60	0,20	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαϊάς) σε κτήρια (EN 1991-1-5)	0,60	0,50	0

Ο EN1991-1-1:2002 ορίζει ότι σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία και τα φορτία χιονιού ή ανέμου δε θα πρέπει να εφαρμόζονται ταυτόχρονα.

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τις φορτίσεις, όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα για την ανάλυση της κατασκευής είναι οι ακόλουθοι:

ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΧΑΛΥΒΑ (G):	ίδιο βάρος κατασκευής
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ (G):	φορτίο επικάλυψης
ΕΡΓΑΤΕΣ ΣΤΟ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟ (Q):	επιβαλλόμενο φορτίο
ΧΙΟΝΙ (S):	φορτίο χιονιού
ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ 1(W1):	φορτίο ανέμου κατά X-X (Εικόνα 2.3)
ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ 2(W2):	φορτίο ανέμου κατά X-X (Εικόνα 2.3)
ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ 3(W3):	φορτίο ανέμου κατά X-X (Εικόνα 2.3)
ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ 4(W4):	φορτίο ανέμου κατά X-X (Εικόνα 2.3)
ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ 5(W5):	φορτίο ανέμου κατά X-X (Εικόνα 2.3)

ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ 6(W6):	φορτίο ανέμου κατά X-X (Εικόνα 2.3)
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ(+)(T(+)):	θετική θερμοκρασιακή μεταβολή
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ(-)(T(-)):	αρνητική θερμοκρασιακή μεταβολή
ΣΕΙΣΜΟΣ Χ(EQX):	σεισμικό φορτίο κατά X-X
ΣΕΙΣΜΟΣ Υ(EQY):	σεισμικό φορτίο κατά Y-Y
ΣΕΙΣΜΟΣ Ζ(EQZ):	σεισμικό φορτίο κατά Z-Z

Έτσι οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας διαμορφώνονται ως εξής:

α. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

Πίνακας 3.2 : Συνδυασμοί φορτίσεων στη οριακή κατάσταση αστοχίας (συνεχίζεται)

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	G	Q	S	W1	W2	W3	W4	W5	W6	T(+)	T(-)	EQX	EQY	EQZ
	ULS1	1.35	1.5								0.9			
ULS1'	1.35	1.5									0.9			
ULS2	1.35	1.5	0.75	0.9						0.9				
ULS2'	1.35	1.5	0.75	0.9							0.9			
ULS3	1.35	1.5	0.75		0.9					0.9				
ULS3'	1.35	1.5	0.75		0.9						0.9			
ULS4	1.35	1.5	0.75			0.9				0.9				
ULS4'	1.35	1.5	0.75			0.9					0.9			
ULS5	1.35	1.5		0.9						0.9				
ULS5'	1.35	1.5		0.9							0.9			
ULS6	1.35	1.5			0.9					0.9				
ULS6'	1.35	1.5			0.9						0.9			
ULS7	1.35	1.5				0.9				0.9				
ULS7'	1.35	1.5				0.9					0.9			
ULS8	1.35	1.5	0.75							0.9				
ULS8'	1.35	1.5	0.75								0.9			
ULS9	1.35		1.5	0.9						0.9				
ULS9'	1.35		1.5	0.9							0.9			
ULS10	1.35		1.5		0.9					0.9				
ULS10'	1.35		1.5		0.9						0.9			
ULS11	1.35		1.5			0.9				0.9				
ULS11'	1.35		1.5			0.9					0.9			
ULS12	1.35		1.5							0.9				
ULS12'	1.35		1.5								0.9			
ULS13	1.35		0.75	1.5						0.9				
ULS13'	1.35		0.75	1.5							0.9			
ULS14	1.35		0.75		1.5					0.9				

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	G	Q	S	W1	W2	W3	W4	W5	W6	T(+)	T(-)	EQX	EQY	EQZ
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ														
ULS14'	1.35		0.75		1.5						0.9			
ULS15	1.35		0.75			1.5				0.9				
ULS15'	1.35		0.75			1.5					0.9			
ULS16	1.35			1.5						0.9				
ULS16'	1.35			1.5							0.9			
ULS17	1.35				1.5					0.9				
ULS17'	1.35				1.5						0.9			
ULS18	1.35					1.5				0.9				
ULS18'	1.35					1.5					0.9			
ULS19	1						1.5			0.9				
ULS19'	1						1.5				0.9			
ULS20	1							1.5		0.9				
ULS20'	1							1.5			0.9			
ULS21	1								1.5	0.9				
ULS21'	1								1.5		0.9			
ULS22	1.35		0.75	0.9							1.5			
ULS22'	1.35		0.75	0.9								1.5		
ULS23	1.35		0.75		0.9						1.5			
ULS23'	1.35		0.75		0.9							1.5		
ULS24	1.35		0.75			0.9					1.5			
ULS24'	1.35		0.75			0.9						1.5		
ULS25	1						0.9				1.5			
ULS25'	1						0.9					1.5		
ULS26	1							0.9			1.5			
ULS26'	1							0.9				1.5		
ULS27	1								0.9	1.5				
ULS27'	1								0.9		1.5			
ULS28	1.35		0.75								1.5			
ULS28'	1.35		0.75									1.5		
ULS29	1.35			0.9							1.5			
ULS29'	1.35			0.9								1.5		
ULS30	1.35				0.9						1.5			
ULS30'	1.35				0.9							1.5		
ULS31	1.35					0.9					1.5			
ULS31'	1.35					0.9						1.5		

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

Δε λαμβάνονται υπόψη καθώς δε δρουν τυχηματικές δράσεις στην κατασκευή.

γ. Για καταστάσεις σεισμού

Πίνακας 3.3 : Σεισμικοί συνδυασμοί

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	G	EQX	EQY	EQZ
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ				
EQ1X	1	1	0.3	0.3
EQ2X	1	1	-0.3	0.3
EQ3X	1	1	0.3	-0.3
EQ4X	1	1	-0.3	-0.3
EQ1Y	1	0.3	1	0.3
EQ2Y	1	-0.3	1	0.3
EQ3Y	1	0.3	1	-0.3
EQ4Y	1	-0.3	1	-0.3
EQ1Z	1	0.3	0.3	1
EQ2Z	1	-0.3	0.3	1
EQ3Z	1	0.3	-0.3	1
EQ4Z	1	-0.3	-0.3	1

3.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με τη λειτουργία ενός φορέα ή μέλους του υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των ανθρώπων και την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών.

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

α. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

β. Συχνός συνδυασμός

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

γ. Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός

Πίνακας 3.4 : Συνδυασμοί φορτίσεων στη οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (συνεχίζεται)

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	G	q	S	W1	W2	W3	W4	W5	W6	T(+)	T(-)	EQX	EQY	EQZ
	SLS1	1	1								0.6			
SLS1'	1	1									0.6			
SLS2	1	1	0.5	0.6						0.6				
SLS2'	1	1	0.5	0.6							0.6			
SLS3	1	1	0.5		0.6					0.6				
SLS3'	1	1	0.5		0.6						0.6			
SLS4	1	1	0.5			0.6				0.6				
SLS4'	1	1	0.5			0.6					0.6			
SLS5	1	1		0.6						0.6				
SLS5'	1	1		0.6							0.6			
SLS6	1	1			0.6					0.6				
SLS6'	1	1			0.6						0.6			
SLS7	1	1				0.6				0.6				
SLS7'	1	1				0.6					0.6			
SLS8	1	1	0.5							0.6				
SLS8'	1	1	0.5								0.6			
SLS9	1		1	0.6						0.6				
SLS9'	1		1	0.6							0.6			
SLS10	1		1		0.6					0.6				
SLS10'	1		1		0.6						0.6			
SLS11	1		1			0.6				0.6				
SLS11'	1		1			0.6					0.6			
SLS12	1		1							0.6				
SLS12'	1		1								0.6			
SLS13	1		0.5	1						0.6				
SLS13'	1		0.5	1							0.6			
SLS14	1		0.5		1					0.6				
SLS14'	1		0.5		1						0.6			
SLS15	1		0.5			1				0.6				
SLS15'	1		0.5			1					0.6			
SLS16	1						1			0.6				
SLS16'	1						1				0.6			

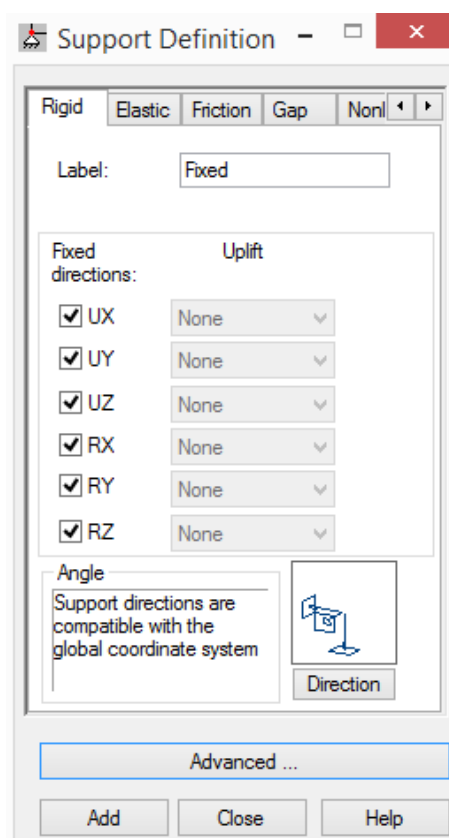
ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	G	q	S	W1	W2	W3	W4	W5	W6	T(+)	T(-)	EQX	EQY	EQZ
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ														
SLS17	1							1		0.6				
SLS17'	1							1			0.6			
SLS18	1								1	0.6				
SLS18'	1								1		0.6			
SLS19	1			1						0.6				
SLS19'	1			1							0.6			
SLS20	1				1					0.6				
SLS20'	1				1						0.6			
SLS21	1					1				0.6				
SLS21'	1					1					0.6			
SLS22	1		0.5	0.6						1				
SLS22'	1		0.5	0.6							1			
SLS23	1		0.5		0.6					1				
SLS23'	1		0.5		0.6						1			
SLS24	1		0.5			0.6				1				
SLS24'	1		0.5			0.6					1			
SLS25	1						0.6			1				
SLS25'	1						0.6				1			
SLS26	1							0.6		1				
SLS26'	1							0.6			1			
SLS27	1								0.6	1				
SLS27'	1								0.6		1			
SLS28	1		0.5							1				
SLS28'	1		0.5								1			
SLS29	1			0.6						1				
SLS29'	1			0.6							1			
SLS30	1				0.6					1				
SLS30'	1				0.6						1			
SLS31	1					0.6				1				
SLS31'	1					0.6					1			

4ο Κεφάλαιο : ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται οι παράμετροι του προσομοιώματος, όπως αυτές εισάγονται στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

4.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

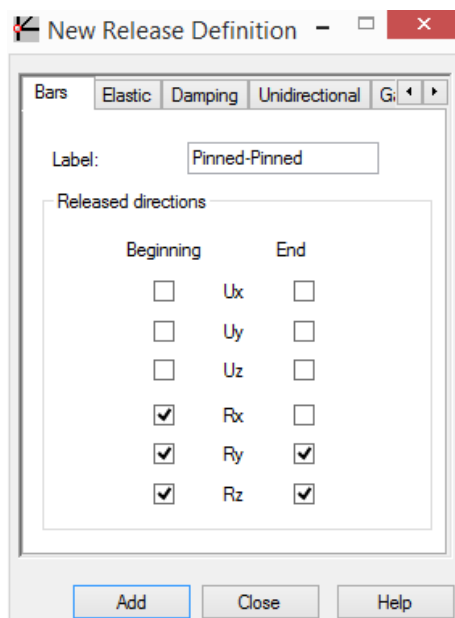
Οι στηρίξεις των κύριων πλαισίων του φορέα προσομοιώθηκαν με πακτώσεις ενώ δε λήφθηκε υπόψη η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης (Εικόνα 4.1).



Εικόνα 4.1 : Δέσμευση βαθμών ελευθερίας για υλοποίηση πάκτωσης στο Robot Structural Analysis

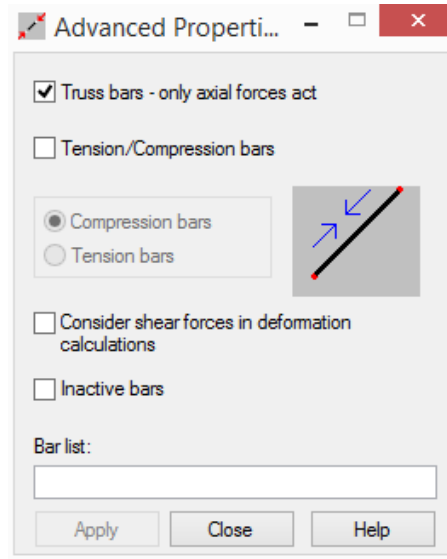
Οι κόμβοι υποστυλωμάτων-ζυγωμάτων, ελκυστήρων-ζυγωμάτων, ζυγωμάτων-ζυγωμάτων, υποστυλωμάτων-αντηρίδων και αντηρίδων-ζυγωμάτων προσομοιώθηκαν με συνδέσεις ροπής όπως είναι εξ αρχής ορισμένο από το πρόγραμμα.

Η κεφαλοδοκός, η πλάγια δοκός, οι δοκοί στέγης και οι τεγίδες θεωρήθηκαν αμφιαρθρωτά στοιχεία, απελευθερώνοντας τον αντίστοιχο βαθμό ελευθερίας όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.2.



Εικόνα 4.2 : Απελευθέρωση βαθμών ελευθερίας για υλοποίηση άρθρωσης στο Robot Structural Analysis

Οι κατακόρυφοι και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιώθηκαν ως αμφιαρθρωτά στοιχεία με δυνατότητα παραλαβής μόνο αξονικού φορτίου. Η δυνατότητα αυτή ενεργοποιείται επιλέγοντας την εντολή Truss bar όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.3.



Εικόνα 4.3 : Ορισμός μέλους για παραλαβή μόνο αξονικού φορτίου

4.2 ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το στέγαστρο δέχεται μόνιμες, κινητές και τυχηματικές δράσεις, τις οποίες πρέπει αρχικά να είναι σε θέση να παραλάβει και στη συνέχεια να τις μεταβιβάσει με ασφάλεια στο έδαφος.

Όπως αναφέρθηκε στο 2ο Κεφάλαιο οι δράσεις επί του στεγάστρου είναι οι εξής:

Μόνιμες δράσεις

- Ίδιο βάρος κατασκευής
- Επικάλυψη στεγάστρου ($G = 0.22 \text{ kN/m}^2$)

Μεταβλητές δράσεις

- Επιβαλλόμενο φορτίο ($Q = 0.50 \text{ kN/m}^2$)
- Χιόνι ($S = 0.49 \text{ kN/m}^2$)
- Άνεμος ($W1, W2, W3, W4, W5, W6$)
- Θερμοκρασιακές μεταβολές ($T(+), T(-)$)

Τυχηματικές δράσεις

- Σεισμός (EQX, EQY, EQZ)

Τα κατακόρυφα φορτία, εκτός του ίδιου βάρους του φορέα, μεταβιβάζονται στην επικάλυψη μέσω της εντολής Cladding του Robot Structural Analysis. Πρόκειται για ένα βοηθητικό στοιχείο ορισμού φορτίων. Η επιλογή αυτή ορίζει μια επιφάνεια που σου επιτρέπει να κατανέμεις τα επίπεδα, γραμμικά και συγκεντρωμένα φορτία στο πάνελ της επικάλυψης και στη συνέχεια στις τεγίδες, στα ζυγώματα κ.ο.κ. Επιπλέον, η συγκεκριμένη επιλογή σου δίνει τη δυνατότητα να αγνοήσεις τα στοιχεία που δε συμμετέχουν άμεσα στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων όπως για παράδειγμα τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Συνεπώς το ίδιο βάρος των επικαλύψεων (G), το επιβαλλόμενο φορτίο (q), το φορτίο του χιονιού (S) και οι ανεμοπιέσεις (W1, W2, W3, W4, W5, W6) επί του στεγάστρου μεταβιβάζονται στις τεγίδες μέσω της επιφάνειας του Cladding.

Τα οριζόντια φορτία του ανέμου ασκούνται ως γραμμικά φορτία στα εξωτερικά πέλματα των υποστυλωμάτων.

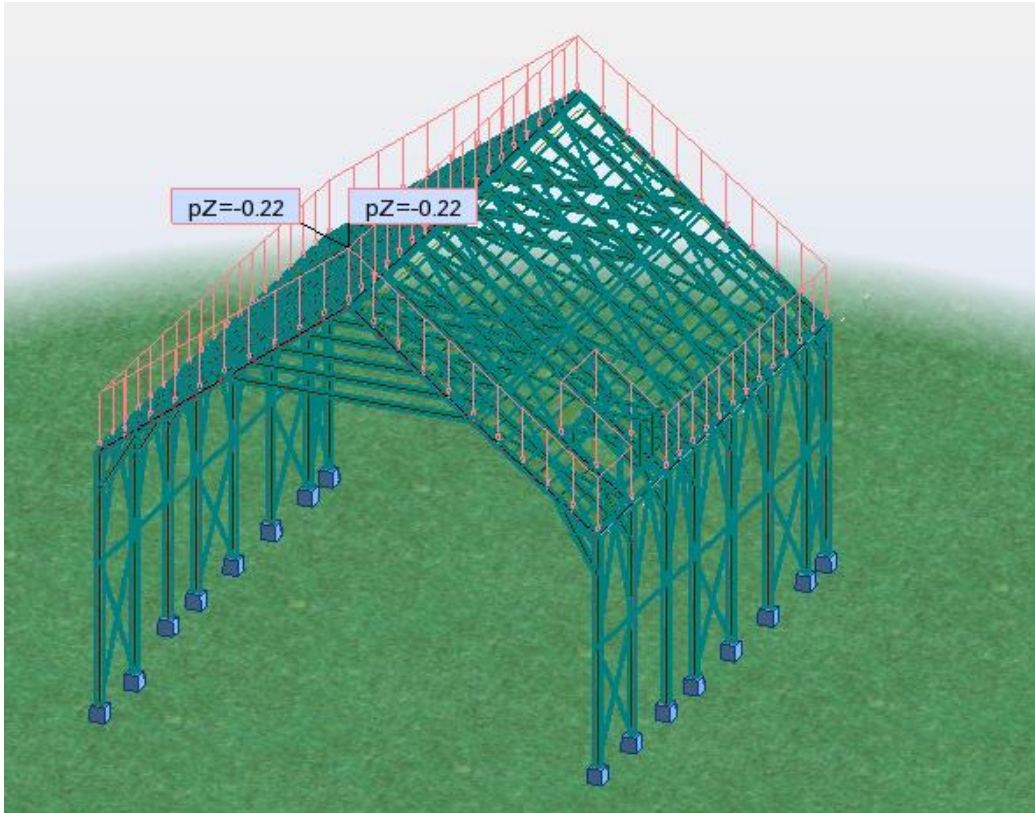
Η επίδραση των θερμοκρασιακών μεταβολών στην κατασκευή εισάγεται με ομοιόμορφη αύξηση (T(+)) ή μείωση (T(-)) της θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται σχηματικά οι τιμές των μόνιμων και των κινητών φορτίων που εισήχθησαν στο πρόγραμμα, ως επίπεδα φορτία στη στέγη και ως γραμμικά στα πέλματα των υποστυλωμάτων.

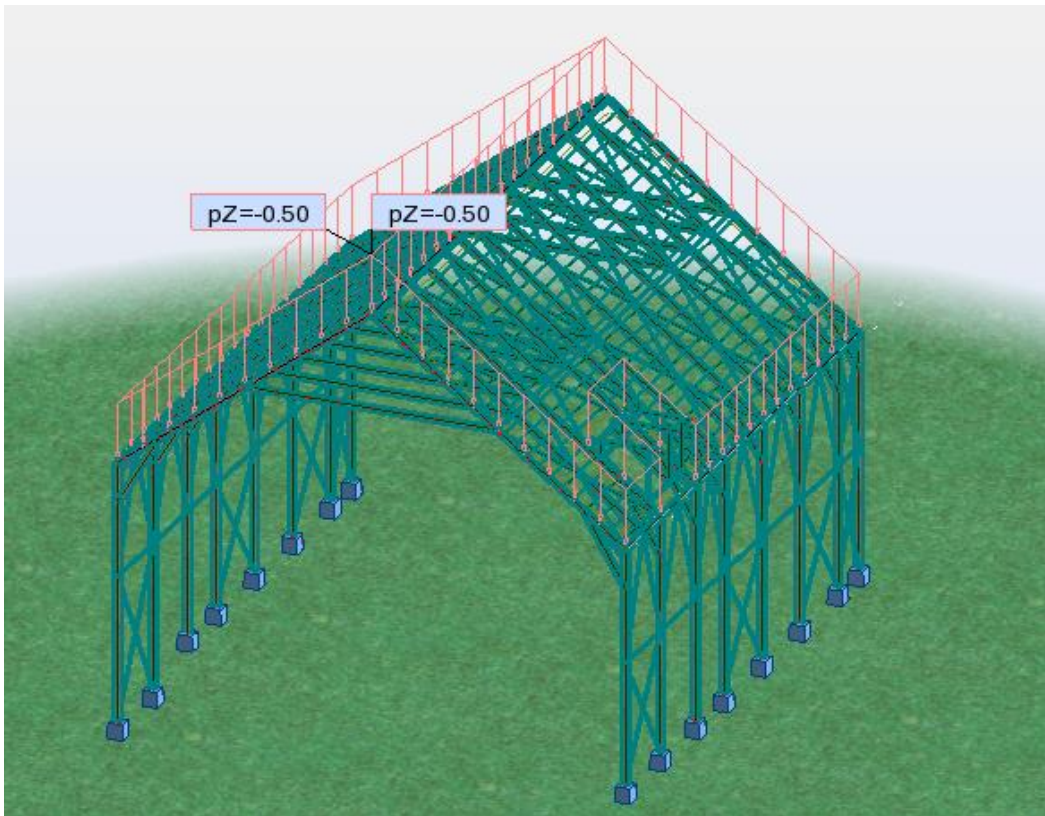
Εξ ορισμού το πρόγραμμα Robot Structural Analysis θεωρεί ως θετική φορά των φορτίων την αντίθετη της επιτάχυνσης της βαρύτητας.

Απεικόνιση φορτίων

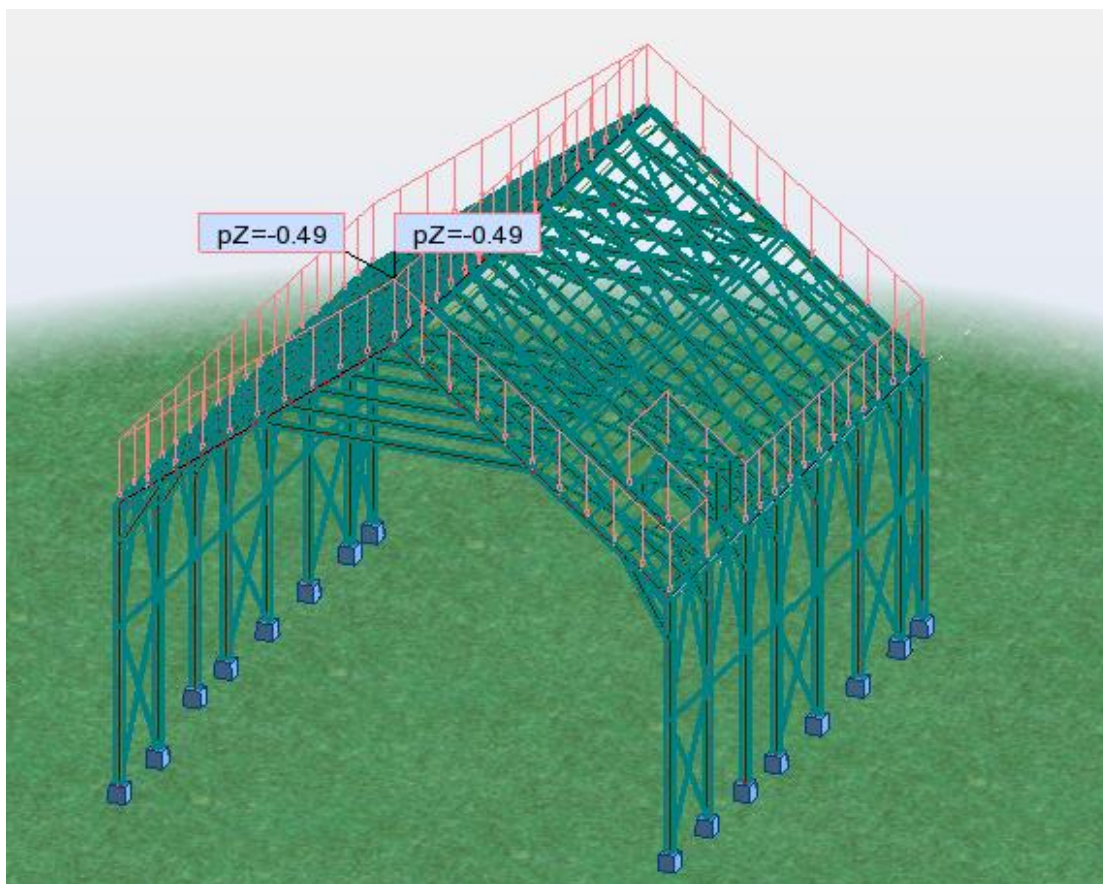
Το ίδιο βάρος της κατασκευής επιβάλλεται απευθείας μέσω του προγράμματος. Το φορτίο της επικάλυψης ($G = 0.22 \text{ kN/m}^2$), το επιβαλλόμενο φορτίο ($Q = 0.50 \text{ kN/m}^2$), και το φορτίο χιονιού ($S = 0.49 \text{ kN/m}^2$) ασκούνται κατακόρυφα σε όλη την επιφάνεια επικάλυψης και εισάγονται μέσω της επιλογής Cladding (Εικόνες 4.4, 4.5 και 4.6).



Εικόνα 4.4 : Φορτίο επικάλυψης 0.22 kN/m^2

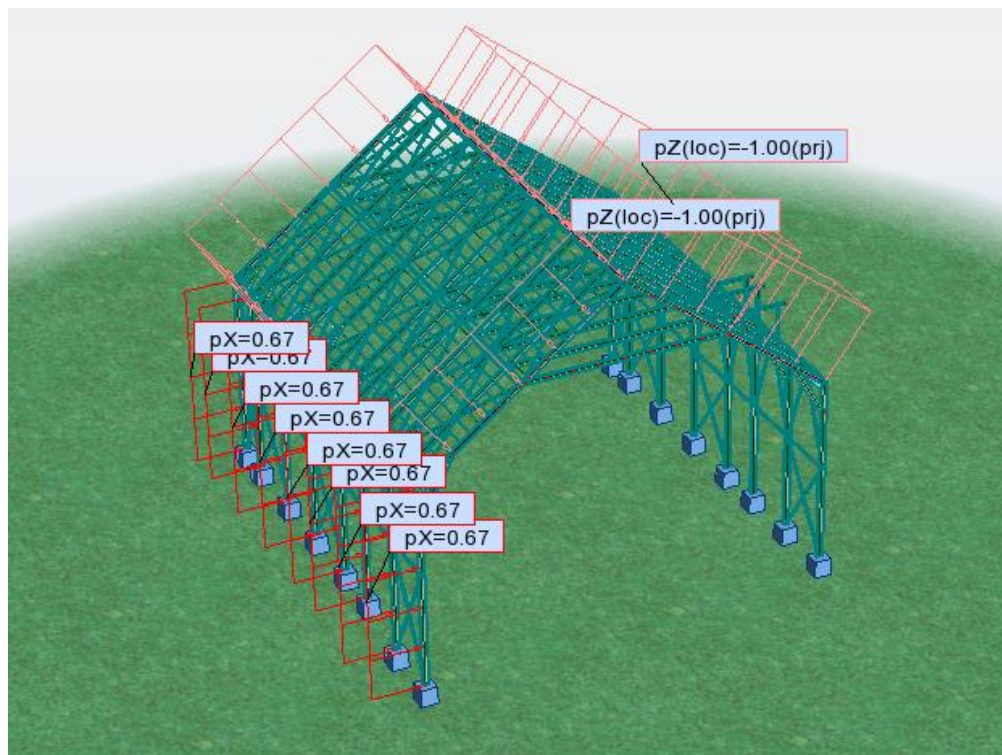


Εικόνα 4.5 : Επιβαλλόμενο φορτίο 0.50 kN/m^2

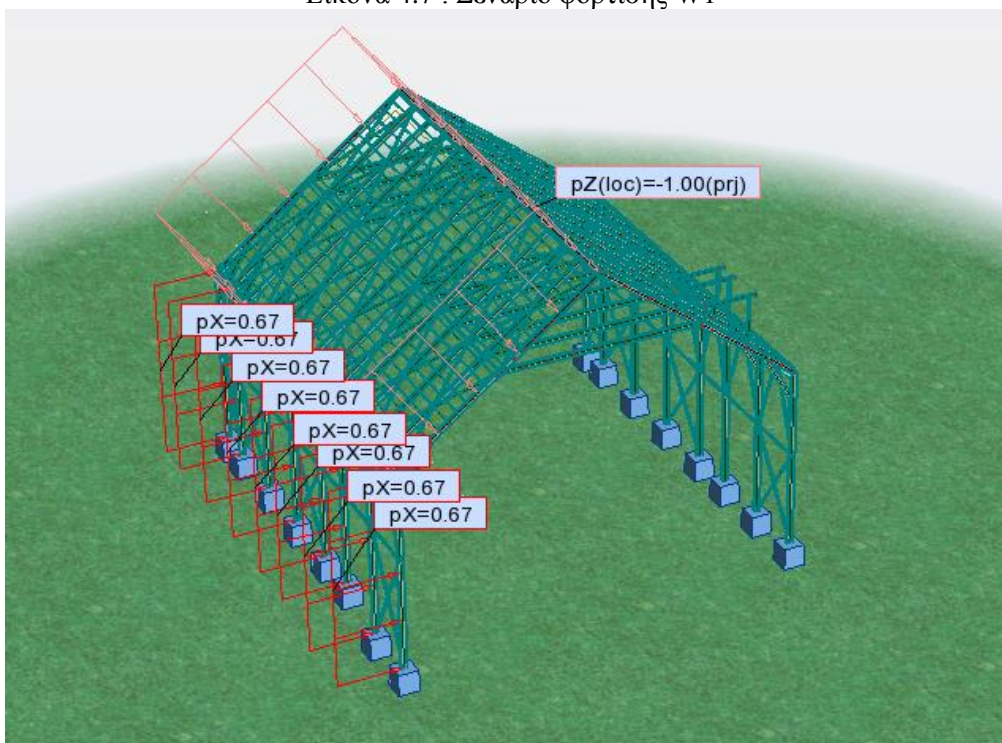


Εικόνα 4.6 : Φορτίου χιονιού 0.49 kN/m^2

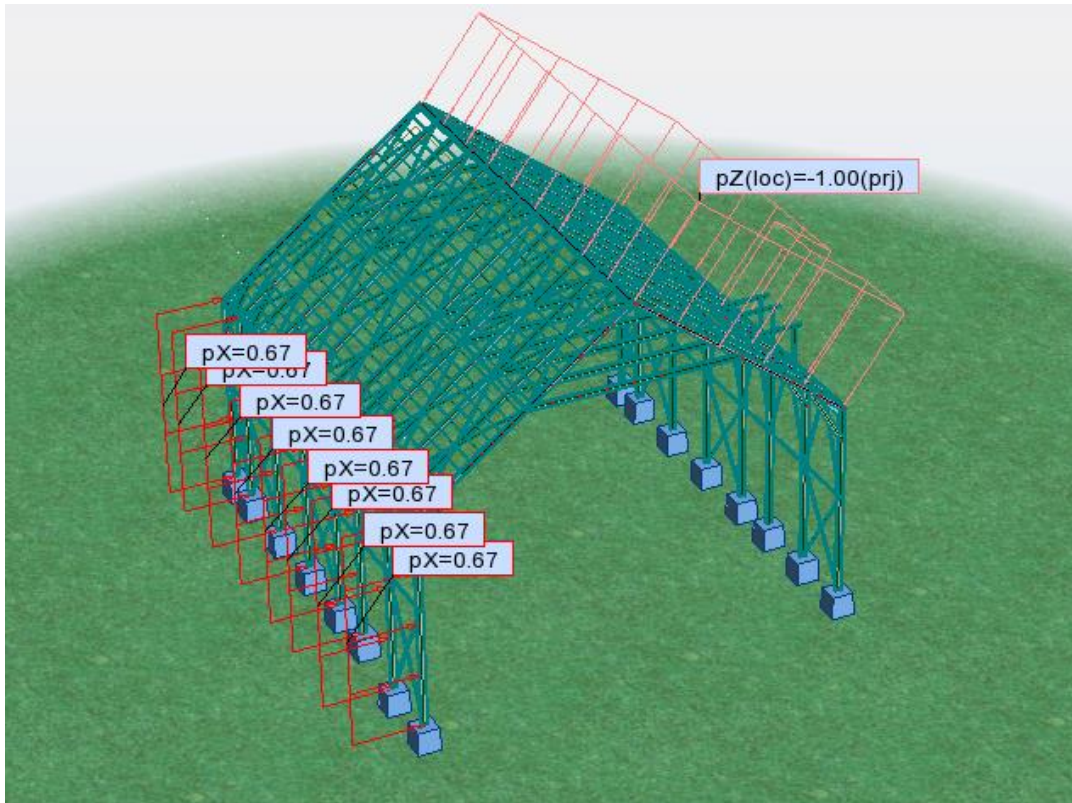
Η επίδραση του ανέμου στην κατασκευή διακρίνεται σε έξι σενάρια φόρτισης (W1, W2, W3, W4, W5, W6). Σε όλες τις περιπτώσεις, τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται κάθετα στην επιφάνεια του στεγάστρου και αντίστοιχα, τα οριζόντια φορτία κάθετα στην επιφάνεια των εξωτερικών πελμάτων των υποστυλωμάτων. Οι τιμές των φορτίων και η φορά τους παρουσιάζεται στις Εικόνες 4.7-4.12.



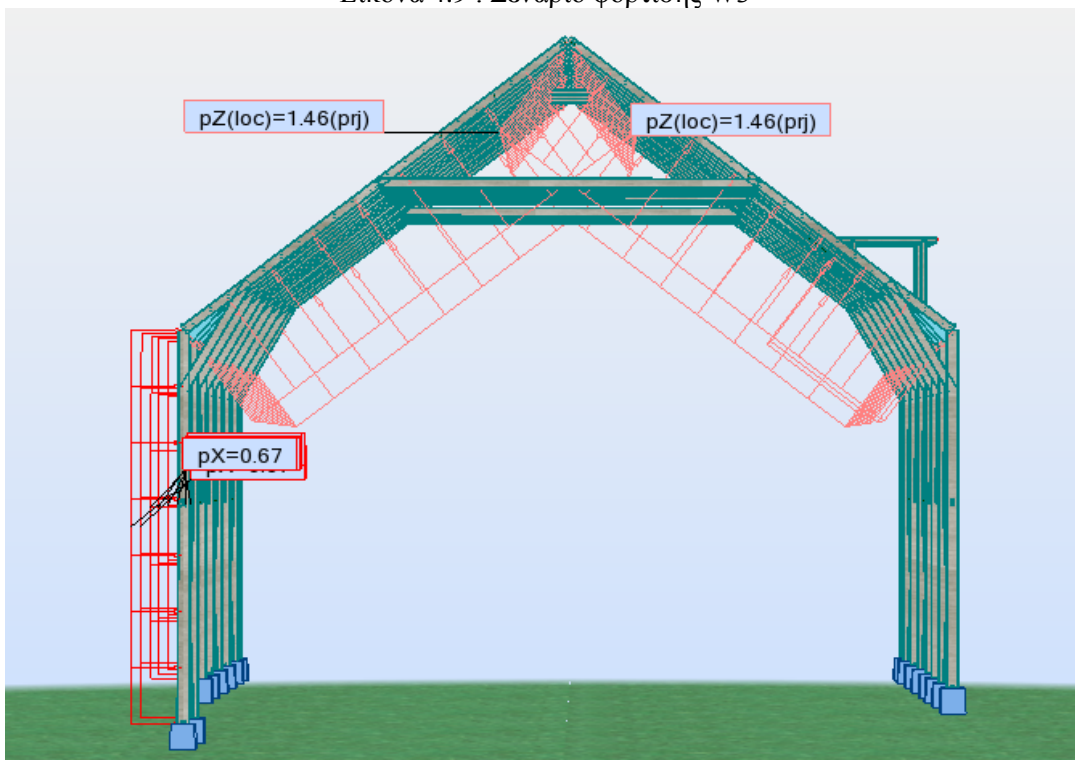
Εικόνα 4.7 : Σενάριο φόρτισης W1



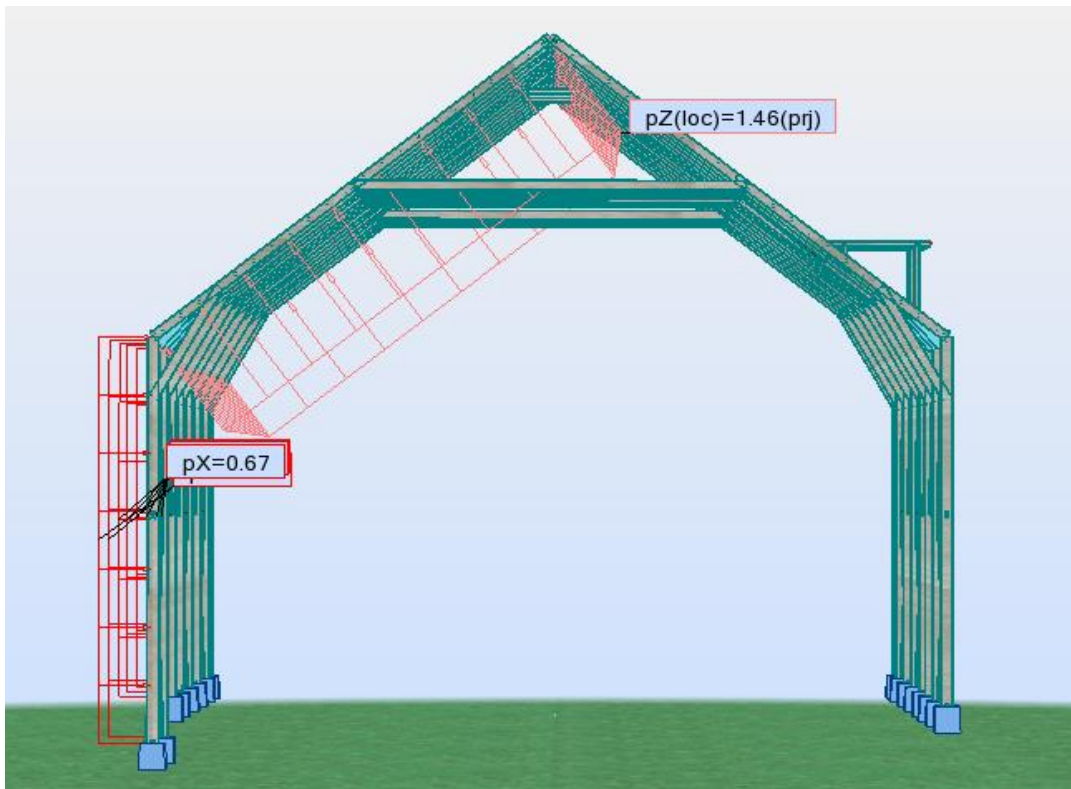
Εικόνα 4.8 : Σενάριο φόρτισης W2



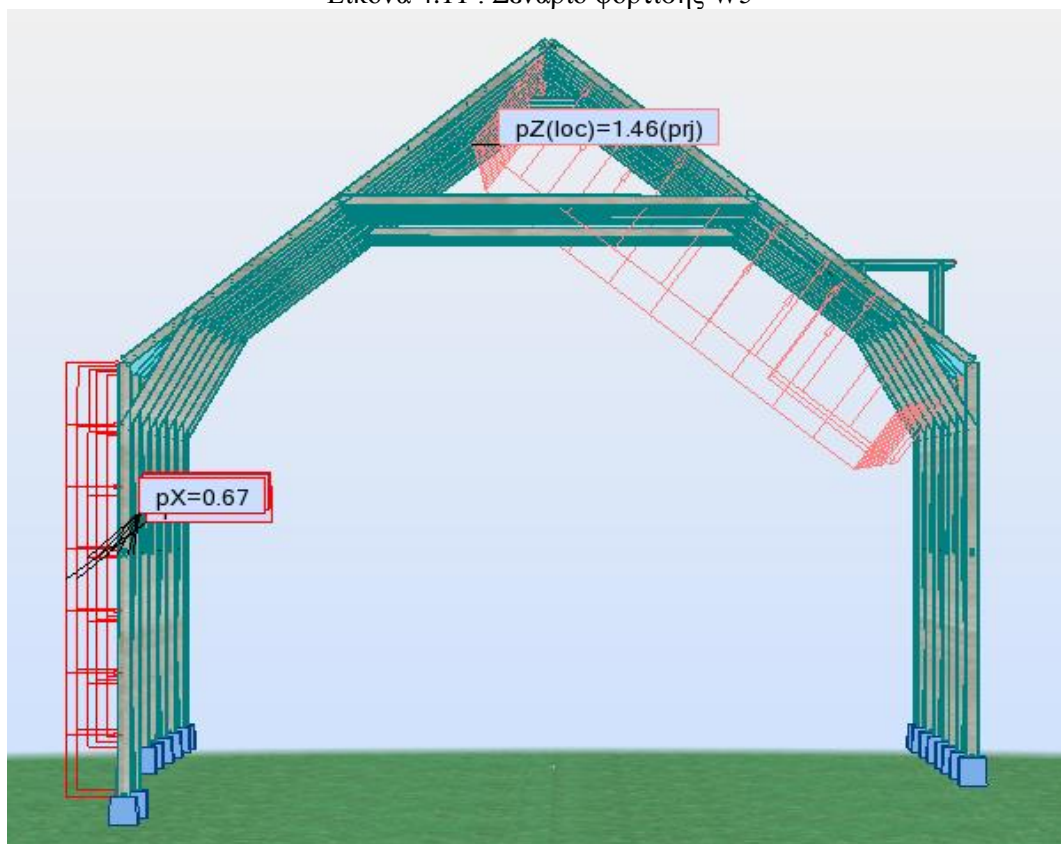
Εικόνα 4.9 : Σενάριο φόρτισης W3



Εικόνα 4.10 : Σενάριο φόρτισης W4



Εικόνα 4.11 : Σενάριο φόρτισης W5



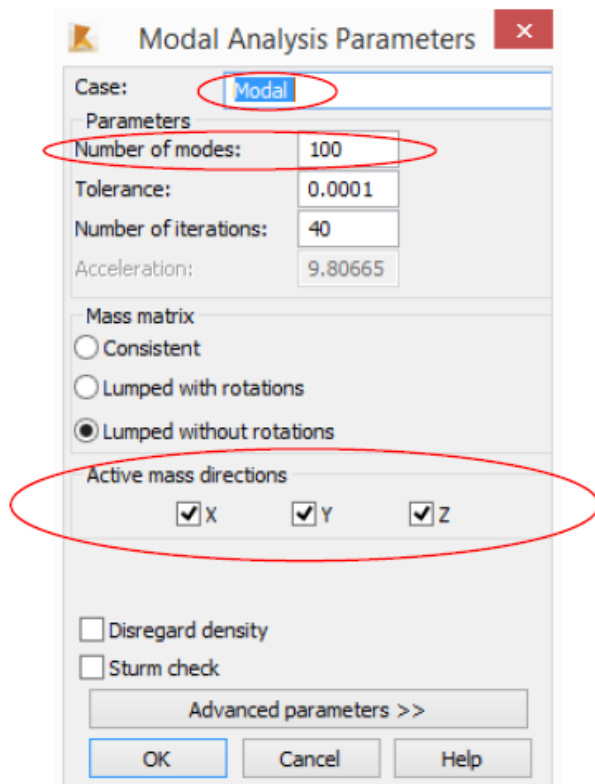
Εικόνα 4.12 : Σενάριο φόρτισης W6

4.3 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ανάλυση των σεισμικών δράσεων της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με χρήση της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου, η οποία συνίσταται στην επαλληλία των μέγιστων τιμών των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Η επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού πραγματοποιείται με τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC (Complete Quadratic Combination).

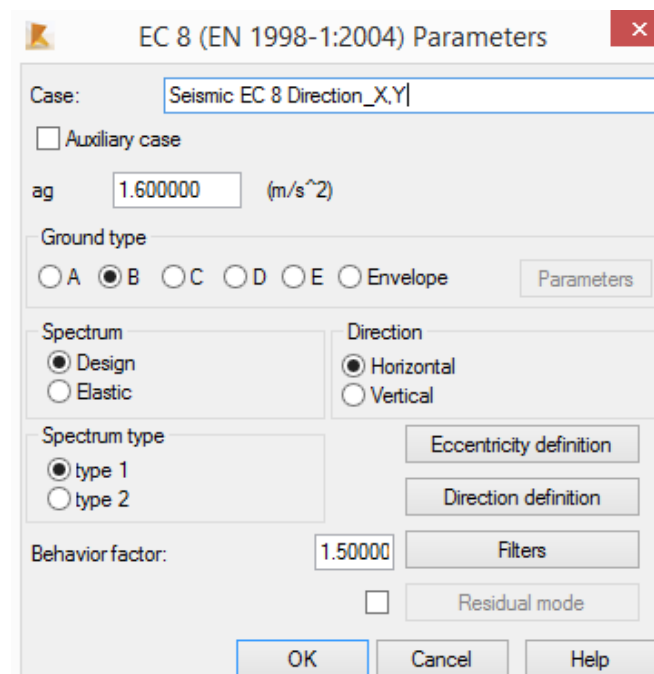
Κατά την ανάλυση του φορέα ορίστηκαν 50 ιδιομορφές προκειμένου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φθάσει τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας κατά X, Y και Z. Στην Εικόνα 4.13 ορίζεται η εισαγωγή των παραμέτρων της ιδιομορφικής ανάλυσης.



Εικόνα 4.13 : Εισαγωγή δεδομένων ιδιομορφικής ανάλυσης

Ο ορισμός των παραμέτρων του φάσματος σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού, όπως πραγματοποιείται στο Robot Structural Analysis φαίνεται στην Εικόνα 4.14. Τα χαρακτηριστικά του φάσματος είναι τα εξής:

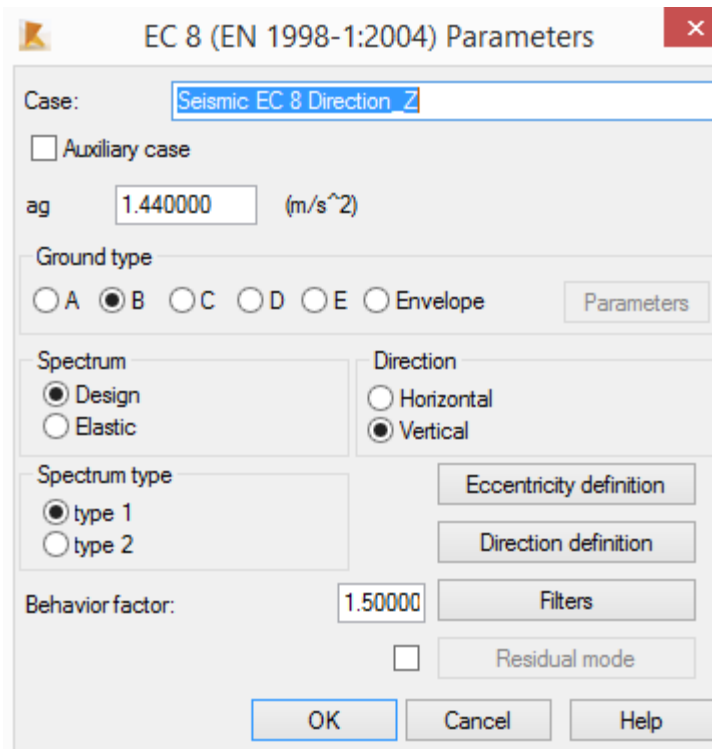
- Τύπος φάσματος 1
- Κατηγορία εδάφους B
- Εδαφική επιτάχυνση $a_g = 1.60$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1.50$



Εικόνα 4.14 : Εισαγωγή δεδομένων της οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού

Αντίστοιχα για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού έχουμε τις παρακάτω παραμέτρους (Εικόνα 4.15):

- Τύπος φάσματος 1
- Κατηγορία εδάφους B
- Εδαφική επιτάχυνση $a_g = 1.44$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1.50$



Εικόνα 4.15 : Εισαγωγή δεδομένων της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού

Για κάθε μία από τις τρεις διευθύνσεις του σεισμού ορίζεται και η αντίστοιχη περίπτωση δυναμικής ανάλυσης από τις οποίες θα προκύψουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι περιπτώσεις δυναμικής ανάλυσης είναι οι εξής:

- Για σεισμό κατά X-X, στην εγκάρσια διεύθυνση (EQX)
- Για σεισμό κατά Y-Y, στην διαμήκη διεύθυνση (EQY)
- Για σεισμό κατά Z-Z, στην κατακόρυφη διεύθυνση (EQZ)

4.4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Ο προσδιορισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση της μεθόδου ελαστικής ανάλυσης 2^{ης} τάξης.

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.2.1 του EN 1993-1-1 είναι απαραίτητη η χρήση μεθόδου ανάλυσης 2^{ης} τάξης όταν ισχύουν τα εξής:

- $a_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \leq 10$ για ελαστική ανάλυση
- $a_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \leq 15$ για πλαστική ανάλυση

Όπου

a_{cr} είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια

F_{Ed} είναι το φορτίο σχεδιασμού

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

Στην ίδια παράγραφο του EN 1993-1-1 δίνεται η σχέση προσδιορισμού του παράγοντα a_{cr} για μονώροφα πλαίσια με μικρές κλίσεις οροφής με την προϋπόθεση ότι η αξονική δύναμη στα ζυγώματα δεν είναι σημαντική:

$$a_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Όπου

H_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας αντίδρασης στη βάση του ορόφου λόγω των οριζόντιων φορτίων

V_{Ed} είναι το ολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού του φορέα στη βάση του ορόφου

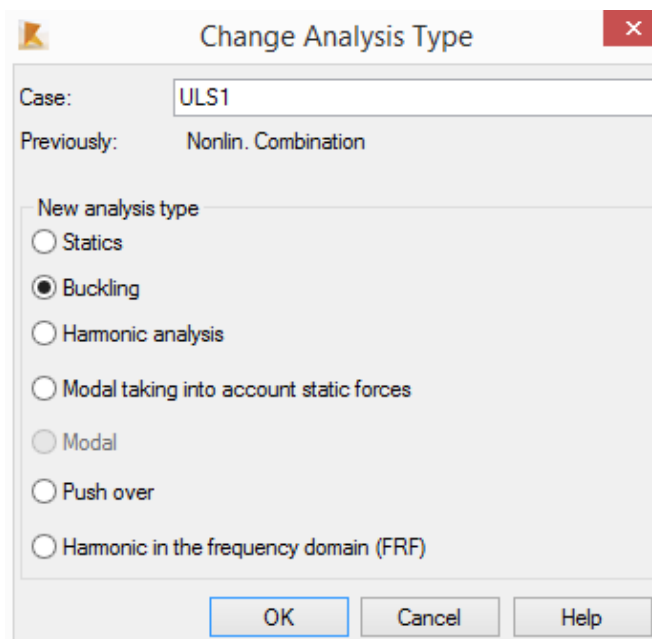
$\delta_{H,Ed}$ είναι η οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του ορόφου σε σχέση με τη βάση του, όταν το πλαίσιο φορτίζεται με οριζόντια φορτία (π.χ. άνεμος)

h είναι το ύψος του ορόφου

Η κλίση του στεγάστρου είναι 76% και τα ζυγώματα αναπτύσσουν σημαντικές αξονικές με αποτέλεσμα να μην μπορεί να γίνει χρήση της παραπάνω σχέσης.

Ο προσδιορισμός του παράγοντα a_{cr} πραγματοποιήθηκε με ακριβή ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (buckling analysis) για τους συνδυασμούς δράσεων ULS1-ULS31 στην οριακή

κατάσταση αστοχίας. Η επιλογή του τύπου ανάλυσης για τον υπολογισμό του a_{cr} φαίνεται στην παρακάτω Εικόνα 4.16



Εικόνα 4.16 : Επιλογή ιδομορφικής ανάλυσης λυγισμού

Τα αποτελέσματα υπολογισμού του παράγοντα a_{cr} παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1. Η ελάχιστη τιμή του ισούται με 3.23 και συνεπώς κρίνεται απαραίτητη, σύμφωνα με τον Κανονισμό, η χρήση ανάλυσης 2^{ης} τάξης στον παραμορφωμένο φορέα.

Πίνακας 4.1 : Τιμές του παράγοντα a_{cr} (συνεχίζεται)

Συνδυασμός	a_{cr}	Συνδυασμός	a_{cr}
ULS1	5.36	ULS17	5.37
ULS2	4.54	ULS18	5.41
ULS3	4.68	ULS19	5.40
ULS4	4.84	ULS20	5.42
ULS5	5.00	ULS21	5.37
ULS6	5.17	ULS22	3.23
ULS7	5.36	ULS23	3.23
ULS8	5.00	ULS24	3.24
ULS9	5.02	ULS25	3.24
ULS10	5.19	ULS26	3.25
ULS11	5.37	ULS27	3.23
ULS12	5.36	ULS28	3.23
ULS13	5.20	ULS29	3.24

Συνδυασμός	a_{cr}	Συνδυασμός	a_{cr}
ULS14	5.35	ULS30	3.23
ULS15	5.39	ULS31	3.24
ULS16	5.39		

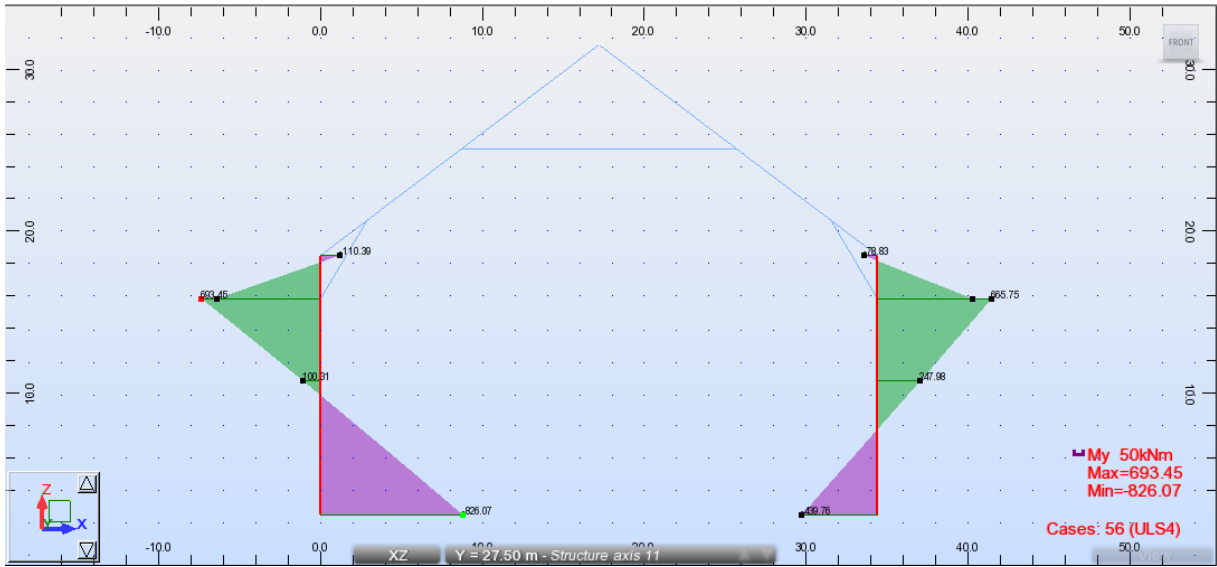
Στη παράγραφο 5.2.2 του EN 1993-1-1, σχετικά με την ευστάθεια των πλαισίων και των μεμονωμένων μελών, ο Κανονισμός προβλέπει πως στον έλεγχο ευστάθειας των μελών το μήκος λυγισμού θα λαμβάνεται ίσο με το πραγματικό μήκος του μέλους εφόσον οι επιρροές δεύτερης τάξης έχουν ληφθεί υπόψη στη στατική ανάλυση του φορέα.

5ο Κεφάλαιο : ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

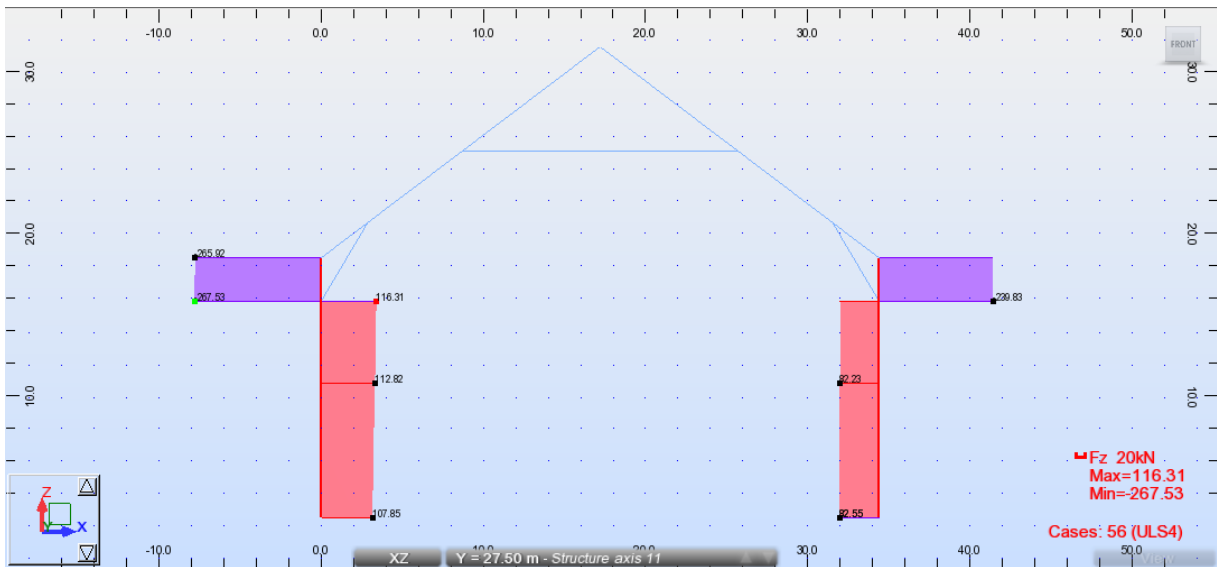
Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς φορτίσεων, οι έλεγχοι διατομών και μελών, οι τελικές διατομές των μελών, τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών, οι έλεγχοι βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και οι δεσπύζουσες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής. ++++

5.1 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

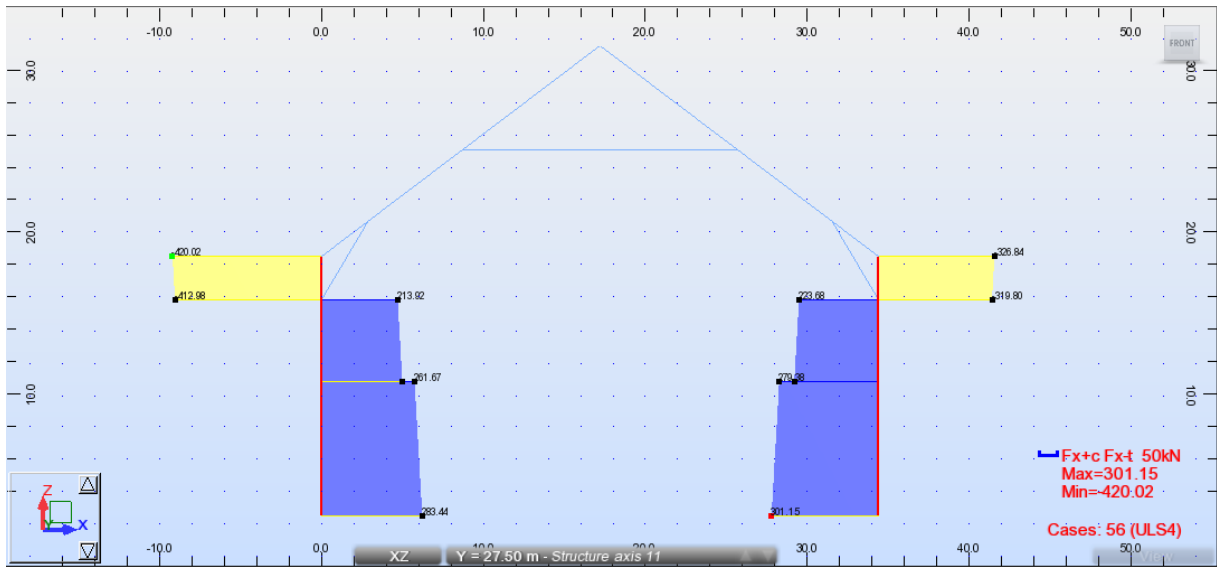
Στις Εικόνες 5.1-5.14 που ακολουθούν δίνονται χαρακτηριστικά διαγράμματα ροπών κάμψης ($M_{y,Ed}$), τεμνουσών ($V_{z,Ed}$) και αξονικών (N_{Ed}) δυνάμεων για τα μέλη του φορέα, όπως προέκυψαν από τη δράση του συνδυασμού $ULS4(1.35G+1.5Q+0.75S+0.9W3+0.9T(+))$. Τα διαγράμματα ροπών (M_z και M_x) και τεμνουσών δυνάμεων (V_y και V_x) επιλέχθηκε να μην παρουσιαστούν διότι οι τιμές των μεγεθών είναι αμελητέες και επιπλέον δεν αποτελούν κρίσιμα μεγέθη για τη διαστασιολόγηση του πλαισιωτού φορέα του στεγάστρου.



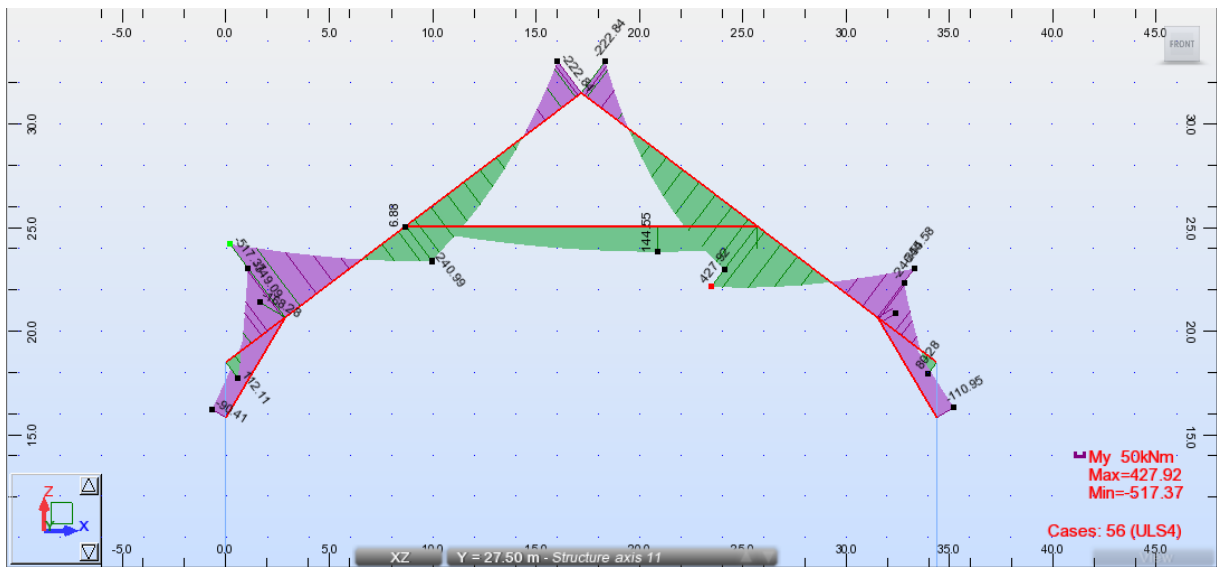
Εικόνα 5.1 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ των υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου



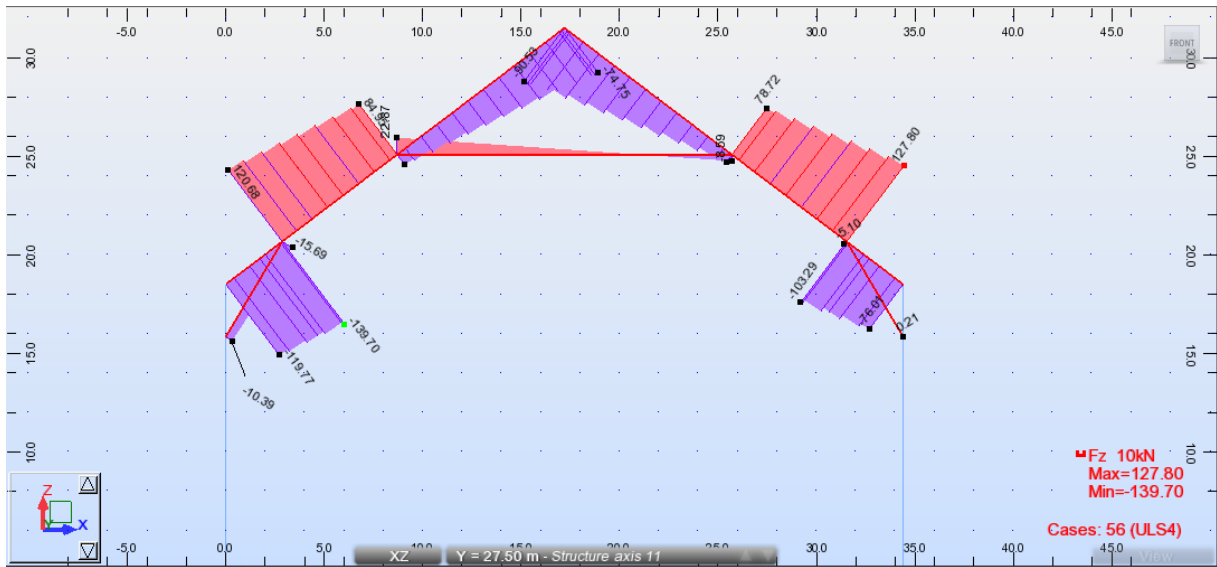
Εικόνα 5.2 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ των υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου



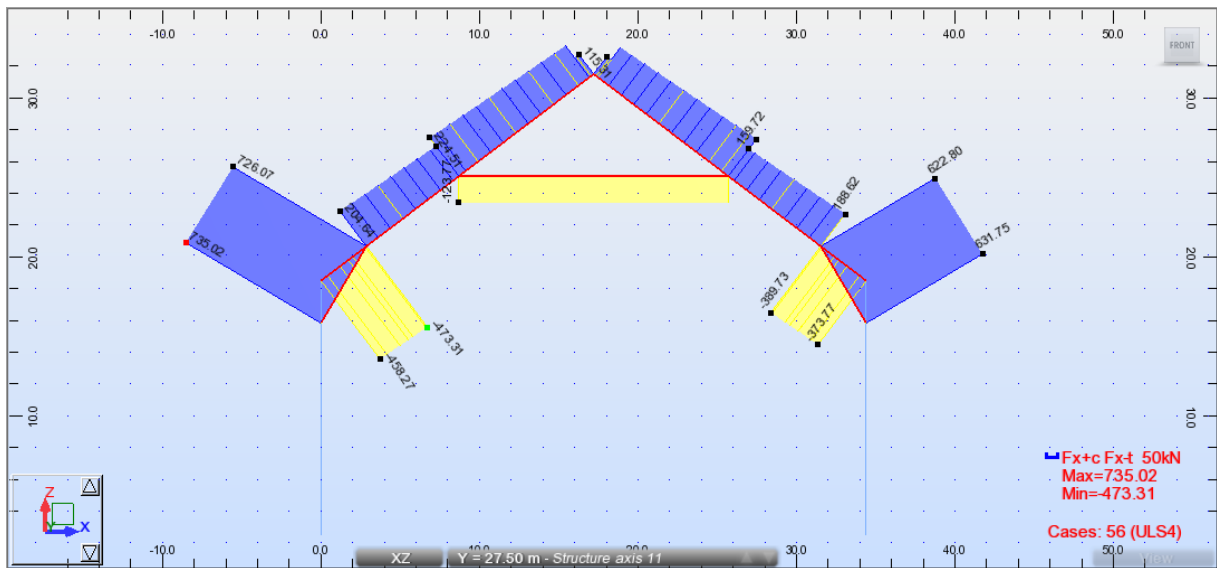
Εικόνα 5.3 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου



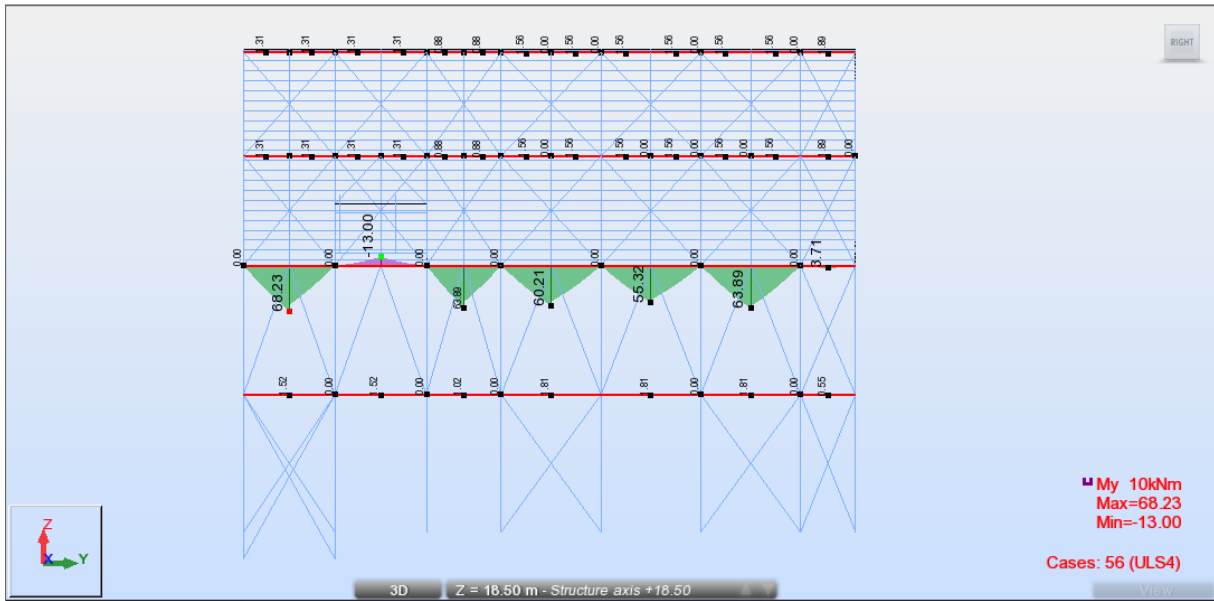
Εικόνα 5.4 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ του ελκυστήρα, των αντηρίδων και των ζυγωμάτων τυπικού πλαισίου



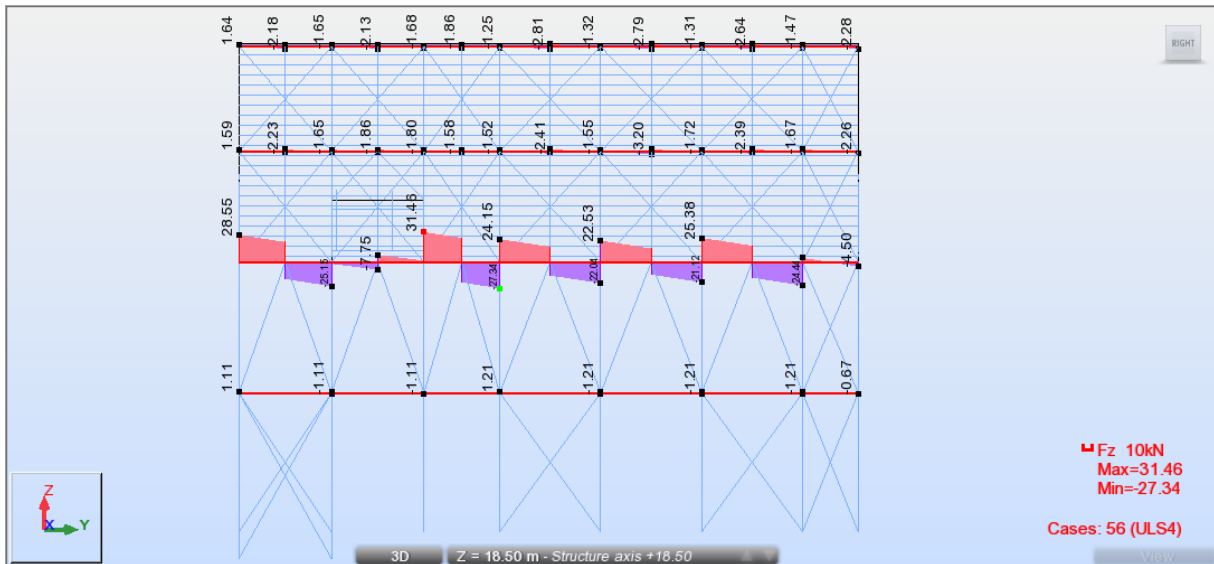
Εικόνα 5.5 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ του ελκυστήρα, των αντηρίδων και των ζυγωμάτων τυπικού πλαισίου



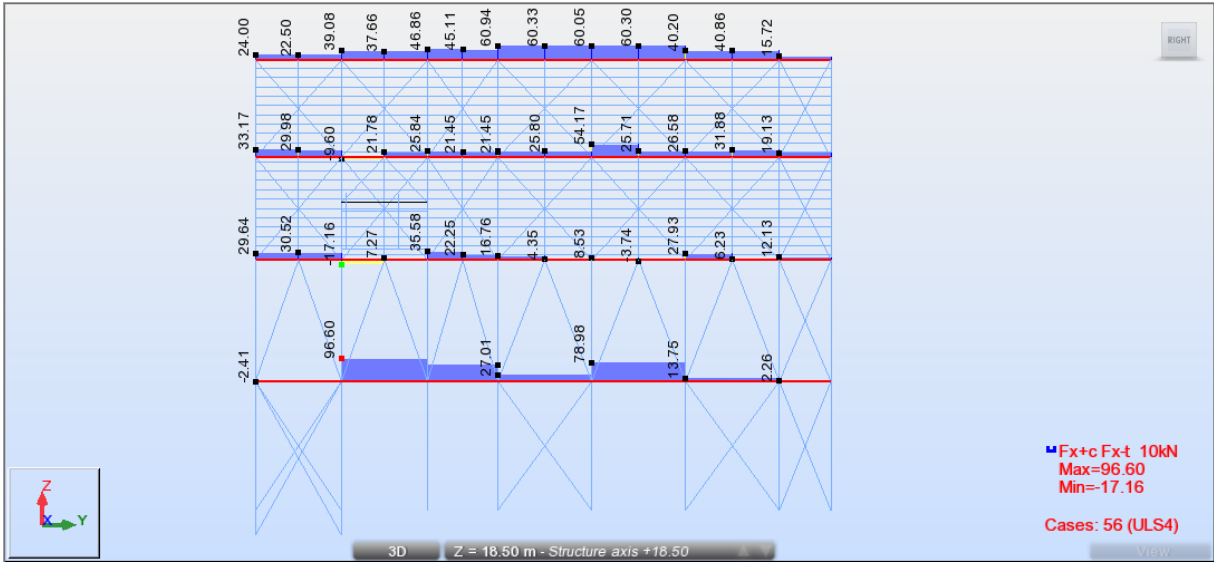
Εικόνα 5.6 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} του ελκυστήρα, των αντηρίδων και των ζυγωμάτων τυπικού πλαισίου



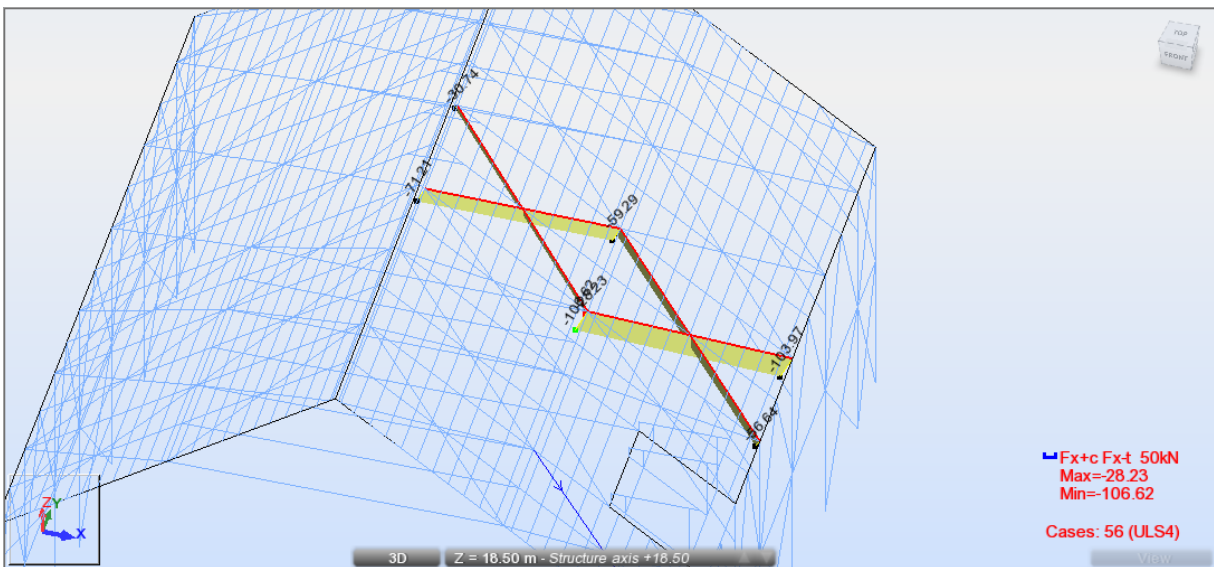
Εικόνα 5.7 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ των δοκών στέγης, της κεφαλοδοκού και της πλάγιας δοκού



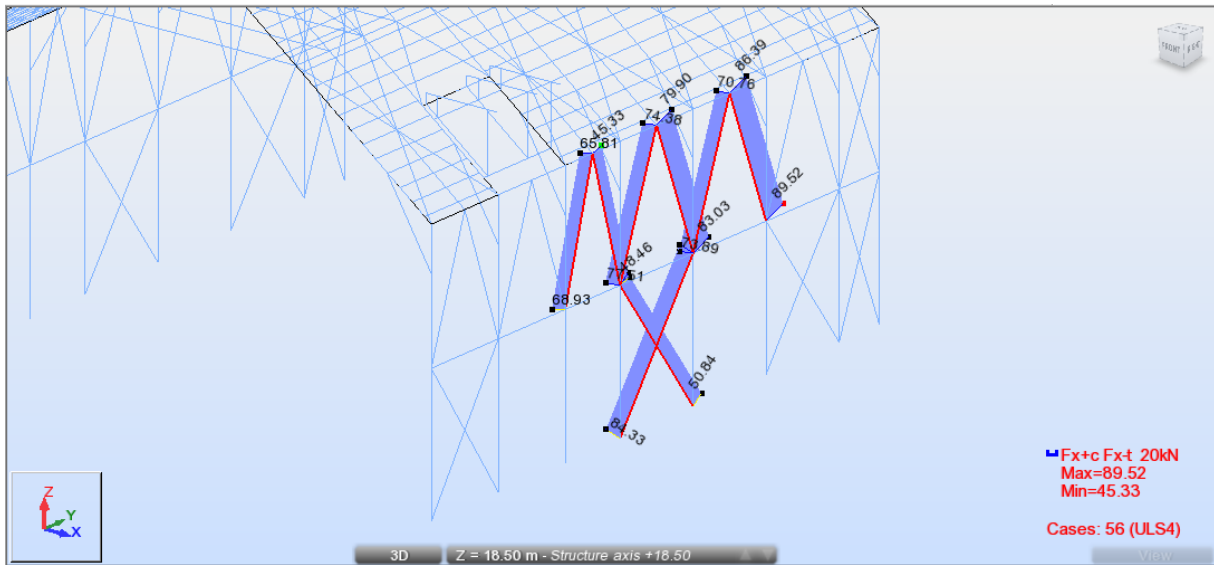
Εικόνα 5.8 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ των δοκών στέγης, της κεφαλοδοκού και της πλάγιας δοκού



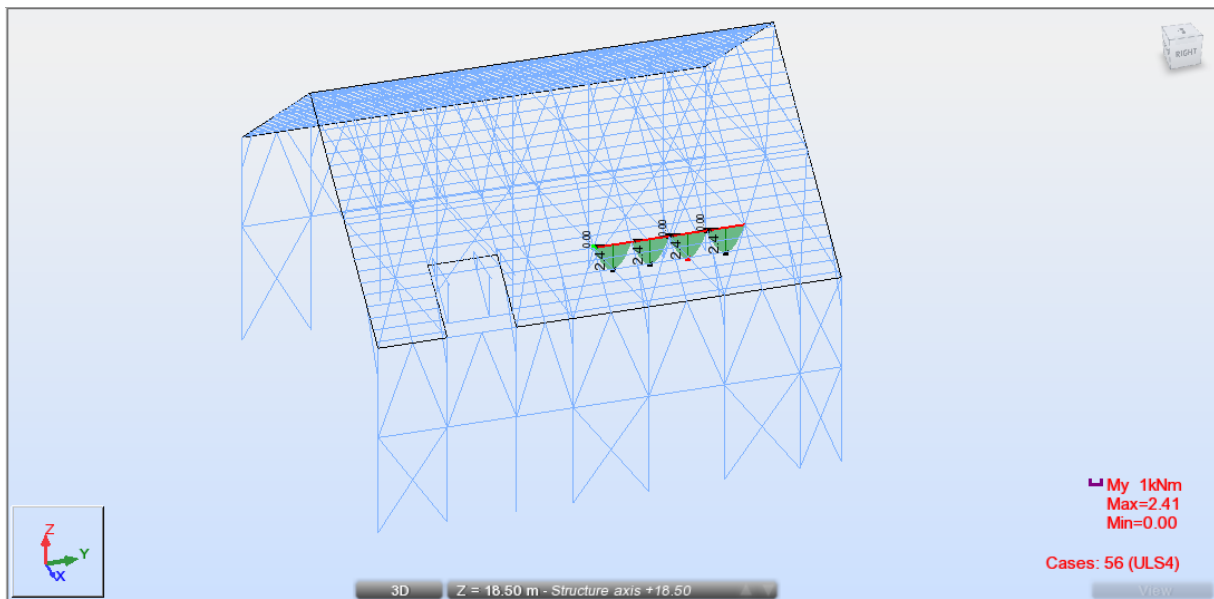
Εικόνα 5.9 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των δοκών στέγης, της κεφαλοδοκού και της πλάγιας δοκού



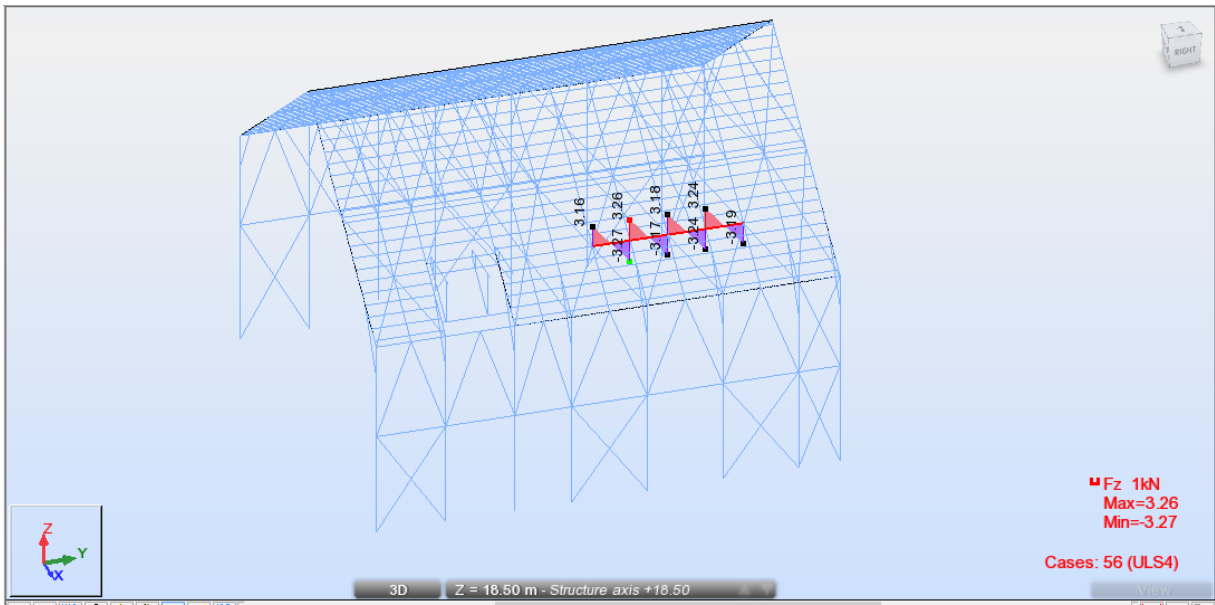
Εικόνα 5.10 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας



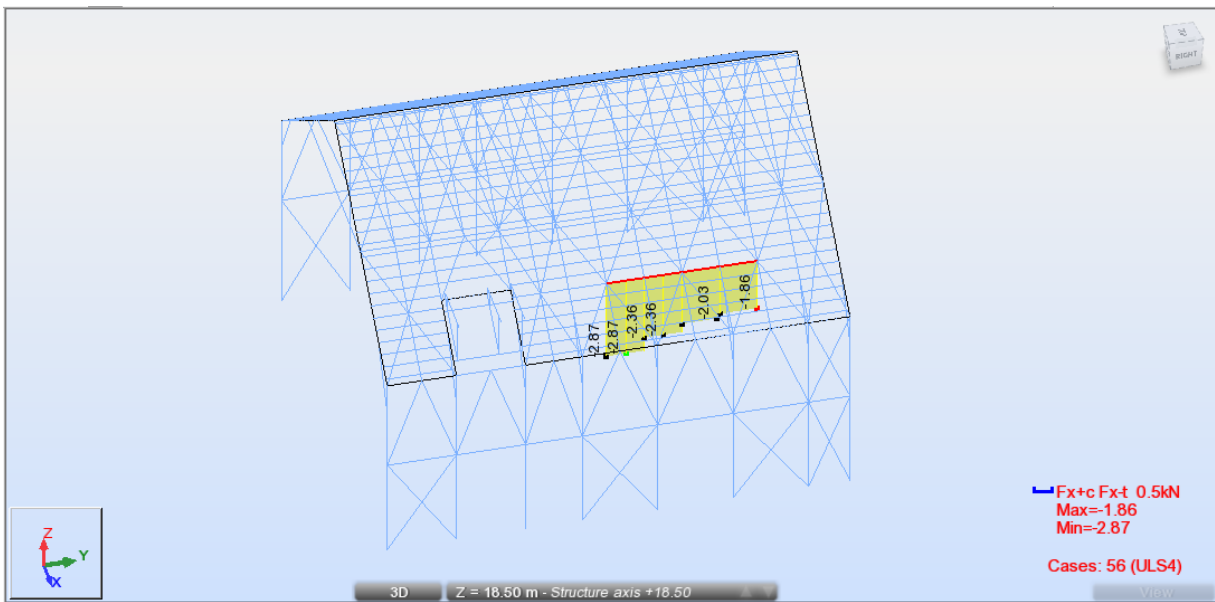
Εικόνα 5.11 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας



Εικόνα 5.12 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ των τειγίδων



Εικόνα 5.13 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ των τεγίδων



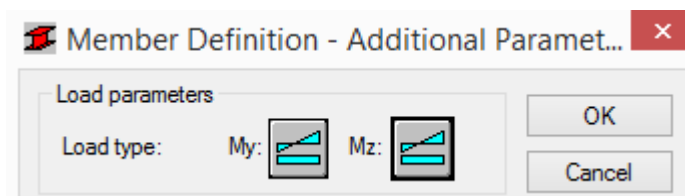
Εικόνα 5.14 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των τεγίδων

5.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΩΝ

Το πρόγραμμα Robot Structural Analysis κάνει αυτόματα όλους τους ελέγχους που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 3 και βγάζει αποτελέσματα για την επάρκεια των διατομών και την ευστάθεια των μελών. Οι παράμετροι του καμπτικού και του στρεπτοκαμτικού λυγισμού εισάγονται από το χρήστη. Στις Εικόνες 5.16 και 5.19-5.27 που ακολουθούν παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του δυσμενέστερου συνδυασμού φόρτισης για κάθε μέλος, οι παράμετροι καμπτικού και στρεπτοκαμτικού λυγισμού και οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους.

Στην Εικόνα 5.16 παρουσιάζονται οι έλεγχοι υποστυλώματος για το συνδυασμό ULS14'. Στο πρώτο τμήμα του παράθυρου διαλόγου φαίνονται η κατηγορία της διατομής, οι τιμές των δρώντων εντατικών μεγεθών και οι αντίστοιχες αντοχές της διατομής.

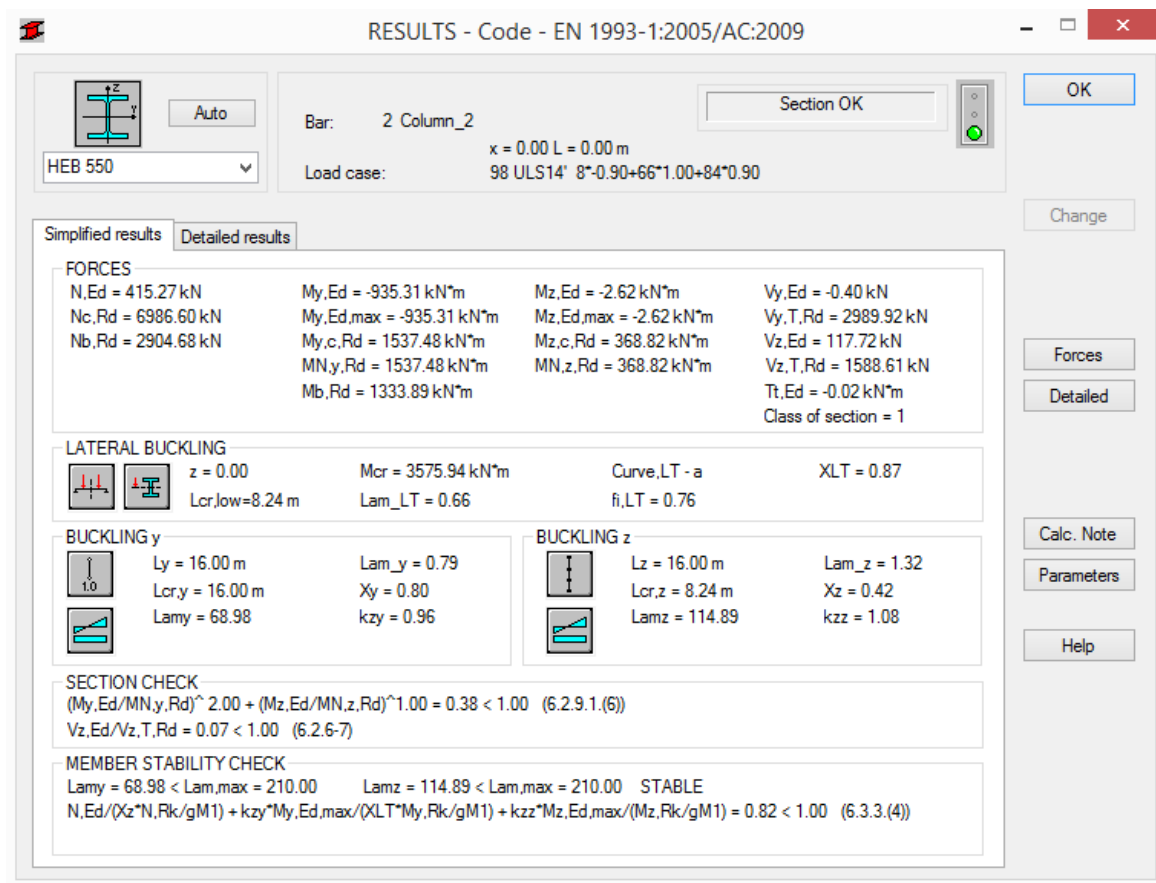
Στο δεύτερο τμήμα παρουσιάζονται οι παράμετροι του στρεπτοκαμτικού λυγισμού όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Τα δρώντα φορτία θεωρήθηκε ότι ασκούνται στο κέντρο βάρους της διατομής ($z=0$). Το μήκος στρεπτοκαμτικού λυγισμού λήφθηκε ίσο με 8.24m λόγω της πλευρικής δεύσμεσης που παρέχει η πλάγια δοκός. Οι συντελεστές C_1 , C_2 , και C_3 υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα αφού πρώτα καθοριστεί ο τύπος του διαγράμματος ροπών κάμψης. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της προηγούμενης παραγράφου επιλέχθηκε ο τύπος διαγράμματος καμπτικών ροπών που φαίνεται στην Εικόνα 1.15.



Εικόνα 5.15 : Επιλογή τύπου διαγράμματος καμπτικών ροπών

Η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμτικού λυγισμού M_{cr} , η καμπύλη στεπτοκαμτικού λυγισμού και ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} υπολογίζονται αυτόματα. Στο τρίτο τμήμα, απεικονίζονται τα μήκη λυγισμού για τους άξονες y και z αντίστοιχα. Ως ισοδύναμο μήκος λυγισμού κατά y έχει ληφθεί το πραγματικό μήκος του υποστυλώματος ($L=16.00m$) αφού δεν υπάρχει πλευρική εξασφάλιση σε αντίθεση με τον άξονα z που εξασφαλίζεται από την πλάγια δοκό περίπου στο μέσο του. Το πρόγραμμα υπολογίζει τους μειωτικούς συντελεστές χ_y και χ_z . Επιπλέον, το πρόγραμμα υπολογίζει τους συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} .

Στο τέταρτο τμήμα παρουσιάζονται οι έλεγχοι της διατομής σε διαξονική κάμψη, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της αξονικής δύναμης, και σε διάτμηση. Στο τελευταίο τμήμα παρατίθεται ο έλεγχος αλληλεπίδρασης για το συνδυασμό αξονικής θλιπτικής δύναμης και διαξονικής κάμψης.



Εικόνα 5.16 : Αποτελέσματα ελέγχου υποστυλώματος για το συνδυασμό φόρτισης ULS14'

Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν και για τα ζυγώματα (Εικόνα 5.19). Όπως παρατηρείται στην Εικόνα 5.4, το διάγραμμα καμπτικών ροπών του ζυγώματος είναι αρκετά σύνθετο. Προκειμένου να υπάρχει ορθή εισαγωγή των παραμέτρων του στρεπτοκαμτικού λυγισμού στο πρόγραμμα αλλά και εξαγωγή ασφαλών αποτελεσμάτων, το κάθε σκέλος του ζυγώματος χωρίστηκε σε τμήματα έτσι ώστε να υπάρχει αντιστοιχία των επιμέρους τύπων των διαγραμμάτων ροπών κάμψης με τις επιλογές του προγράμματος. Πλευρική εξασφάλιση κατά

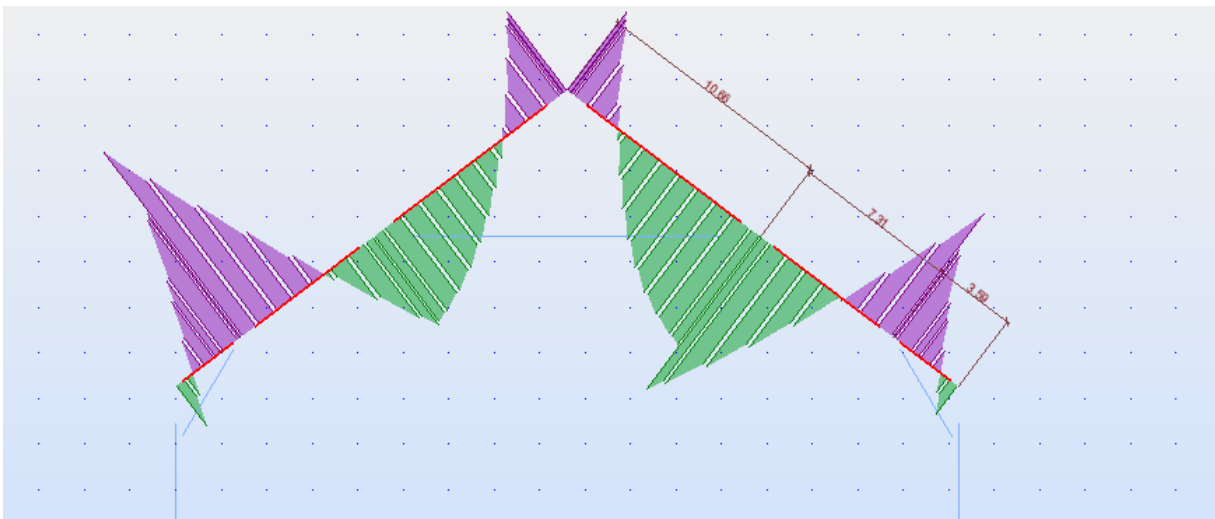
z παρέχουν η δοκός στέγης και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενώ κατά y οι ελκυστήρες και οι αντηρίδες. Συμπερασματικά για τα μήκη λυγισμού ισχύουν τα παρακάτω:

➤ Ζυγώματα πλαισίων (Εικόνα 5.17)

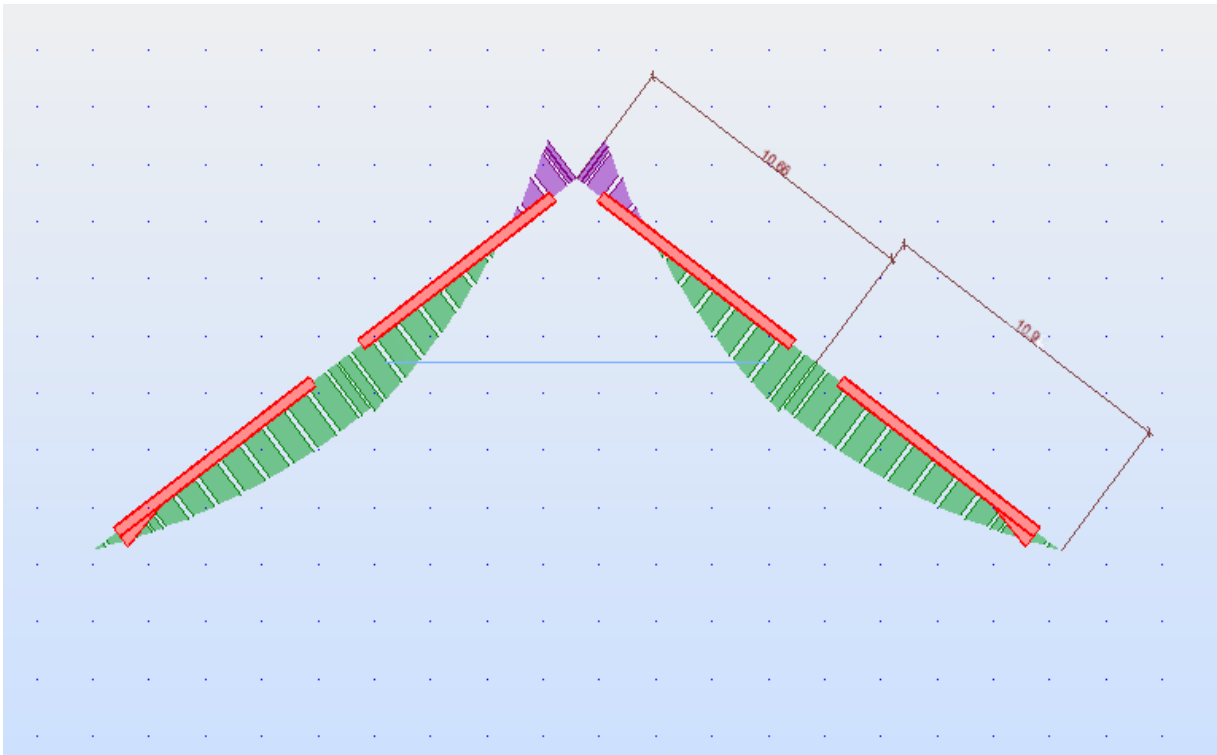
- Για το τμήμα μήκους $L=10.66\text{m}$ ισχύει $L_{cr,y}=L_{cr,z}=10.66\text{m}$
- Για το τμήμα μήκους $L=7.31\text{m}$ ισχύει $L_{cr,y}=7.31\text{m}$ και $L_{cr,z}=10.90\text{m}$
- Για το τμήμα μήκους $L=3.59\text{m}$ ισχύει $L_{cr,y}=3.59\text{m}$ και $L_{cr,z}=10.90\text{m}$

➤ Ενδιάμεσα ζυγώματα (Εικόνα 5.18)

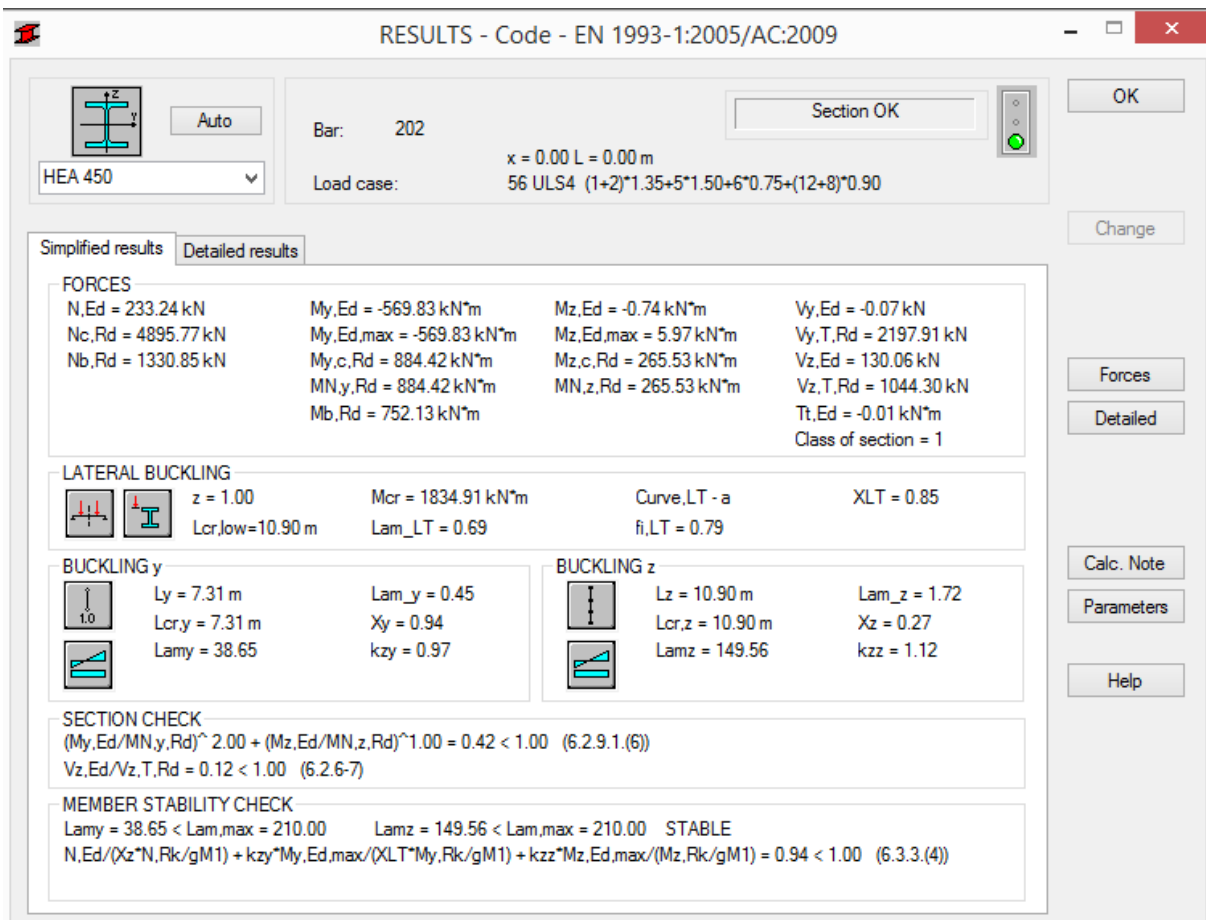
- Για το τμήμα μήκους $L=10.66\text{m}$ ισχύει $L_{cr,y}=10.66\text{m}$ και $L_{cr,z}=5.33\text{m}$
- Για το τμήμα μήκους $L=10.90\text{m}$ ισχύει $L_{cr,y}=10.90\text{m}$ και $L_{cr,z}=5.45\text{m}$



Εικόνα 5.17 : Τυπικό ζύγωμα πλαισίου σε τμήματα

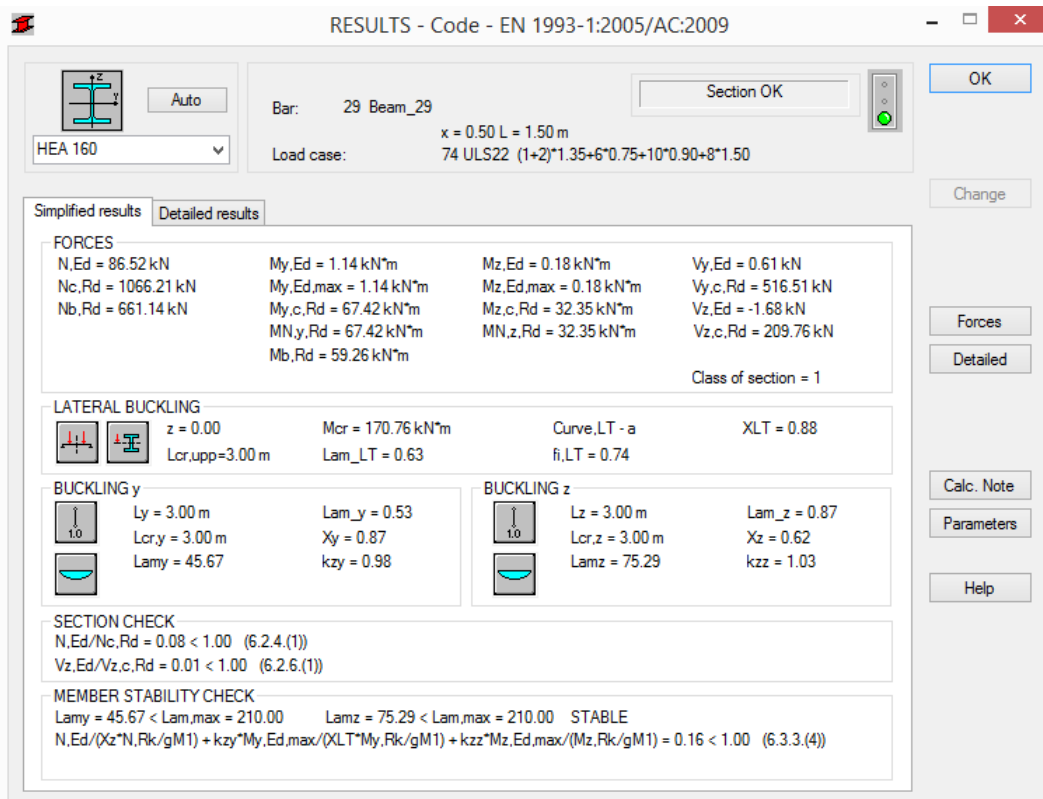


Εικόνα 5.18 : Τυπικό ενδιάμεσο ζύγωμα σε τμήματα

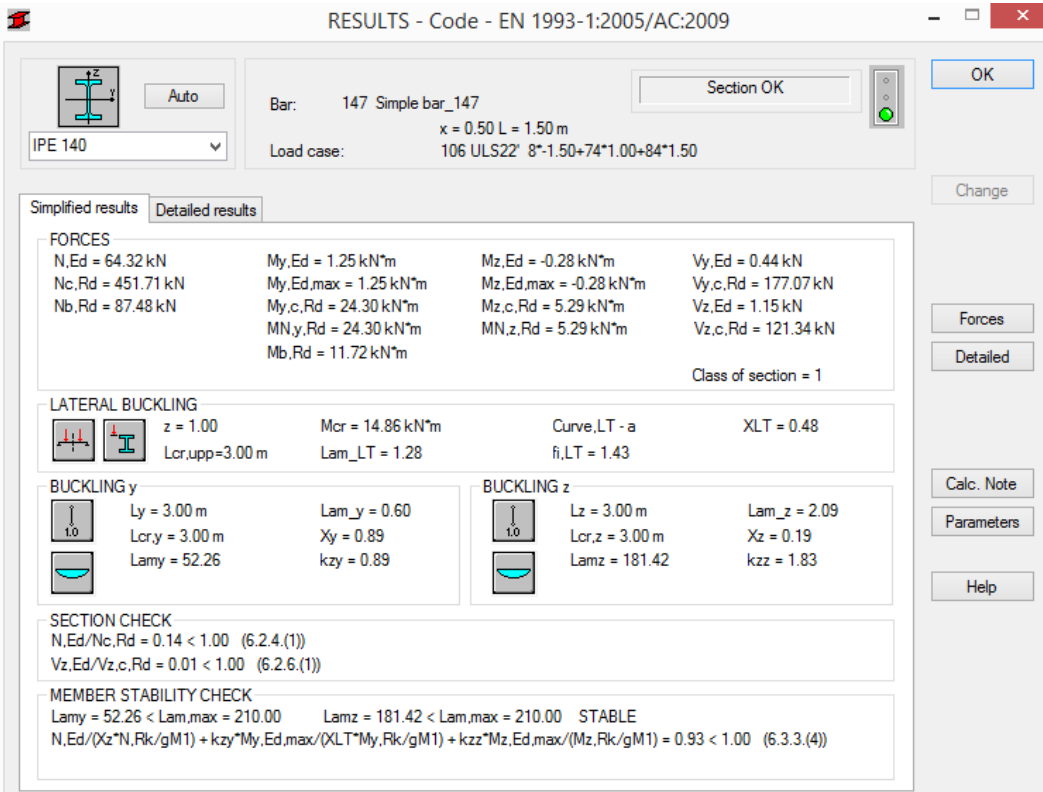


Εικόνα 5.19 : Αποτελέσματα ελέγχου τμήματος ζυγώματος πλαισίου για το συνδυασμό φόρτισης ULS4

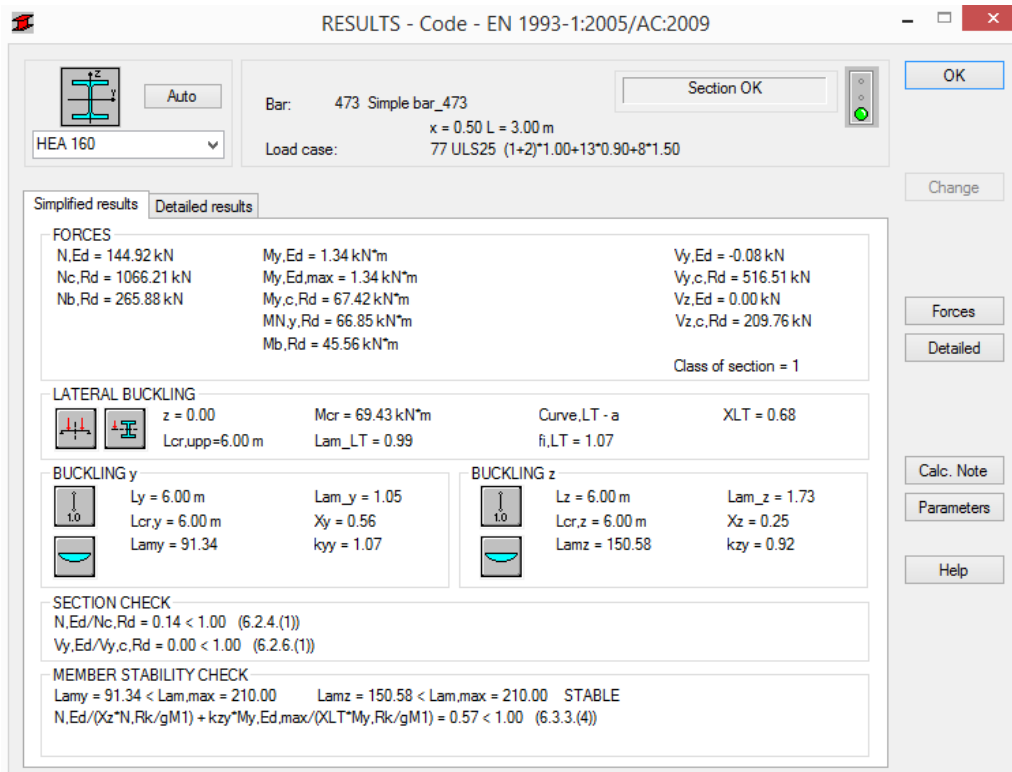
Οι παράμετροι και οι έλεγχοι για τα υπόλοιπα μέλη παρουσιάζονται στις Εικόνες 5.20-5.27 που ακολουθούν.



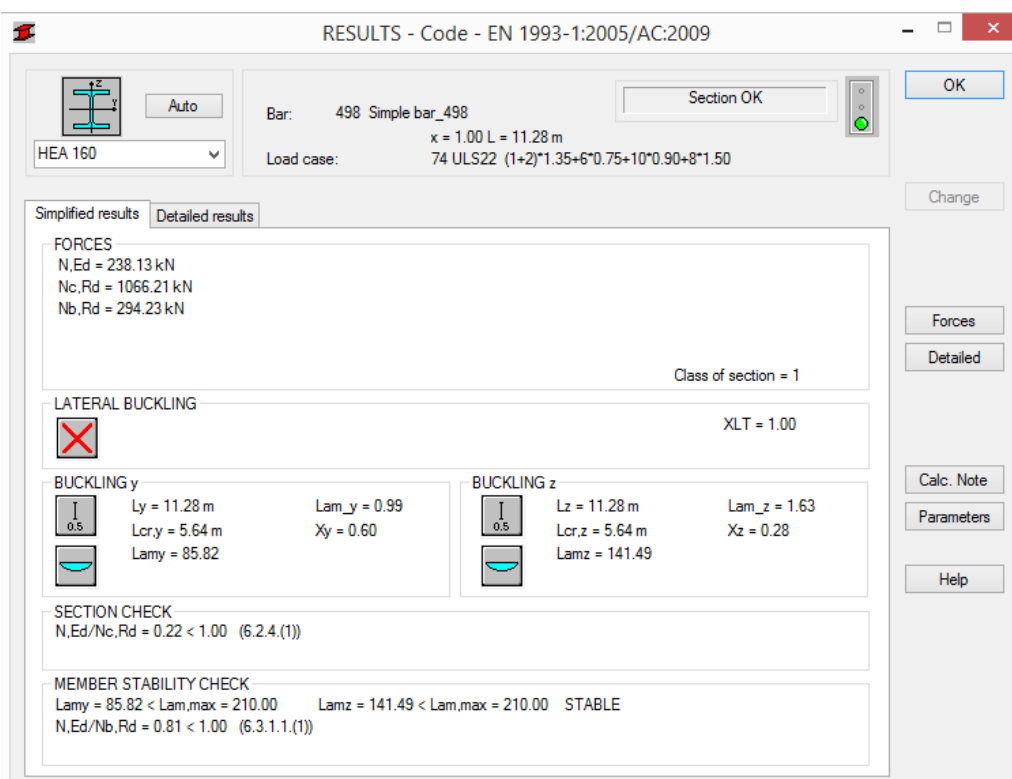
Εικόνα 5.20 : Αποτελέσματα ελέγχου δοκού στέγης για το συνδυασμό φόρτισης ULS22



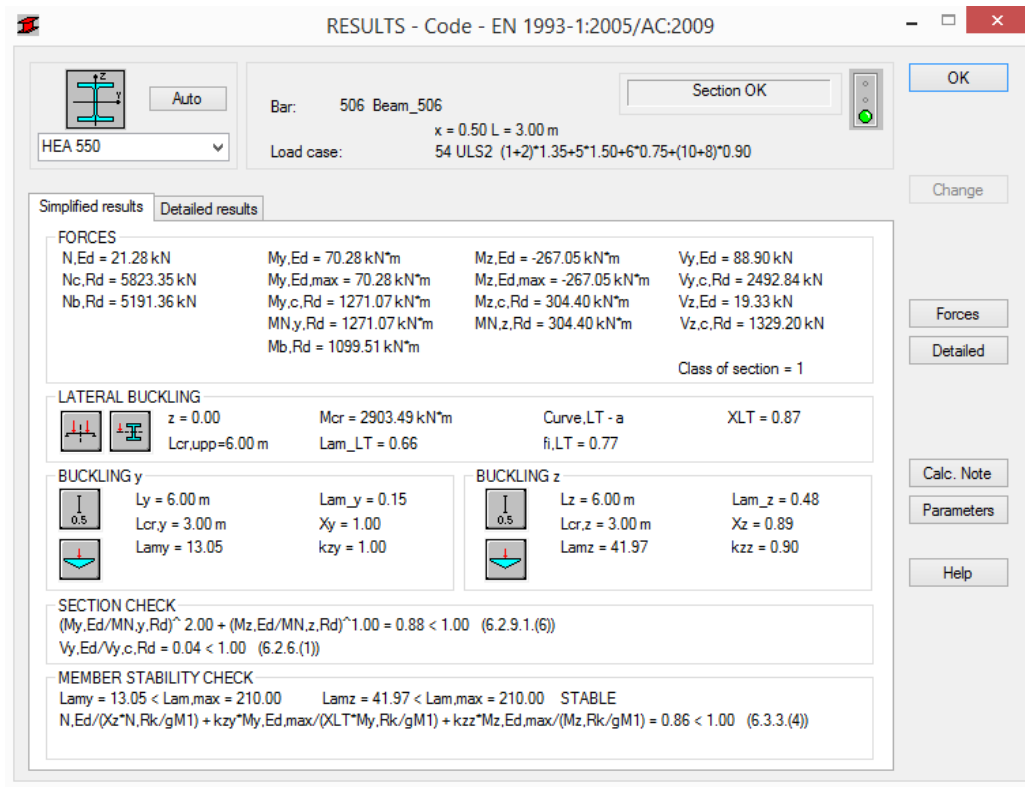
Εικόνα 5.21 : Αποτελέσματα ελέγχου τεγίδας για το συνδυασμό φόρτισης ULS22'



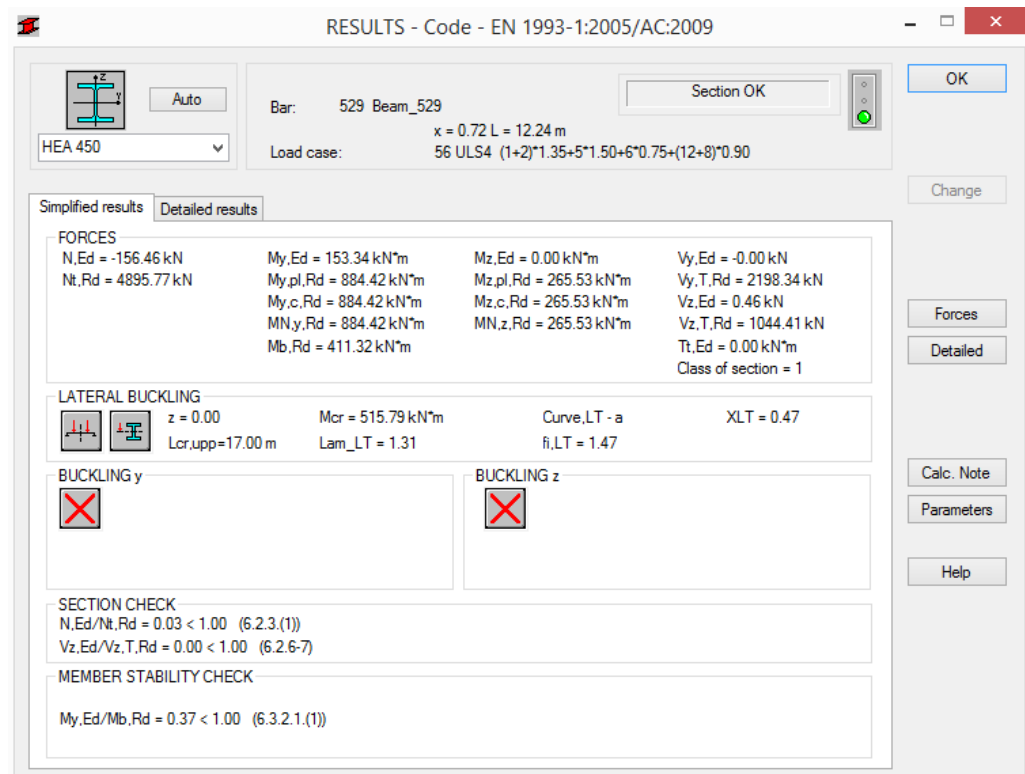
Εικόνα 5.22 : Αποτελέσματα ελέγχου πλάγιας δοκού για το συνδυασμό φόρτισης ULS25



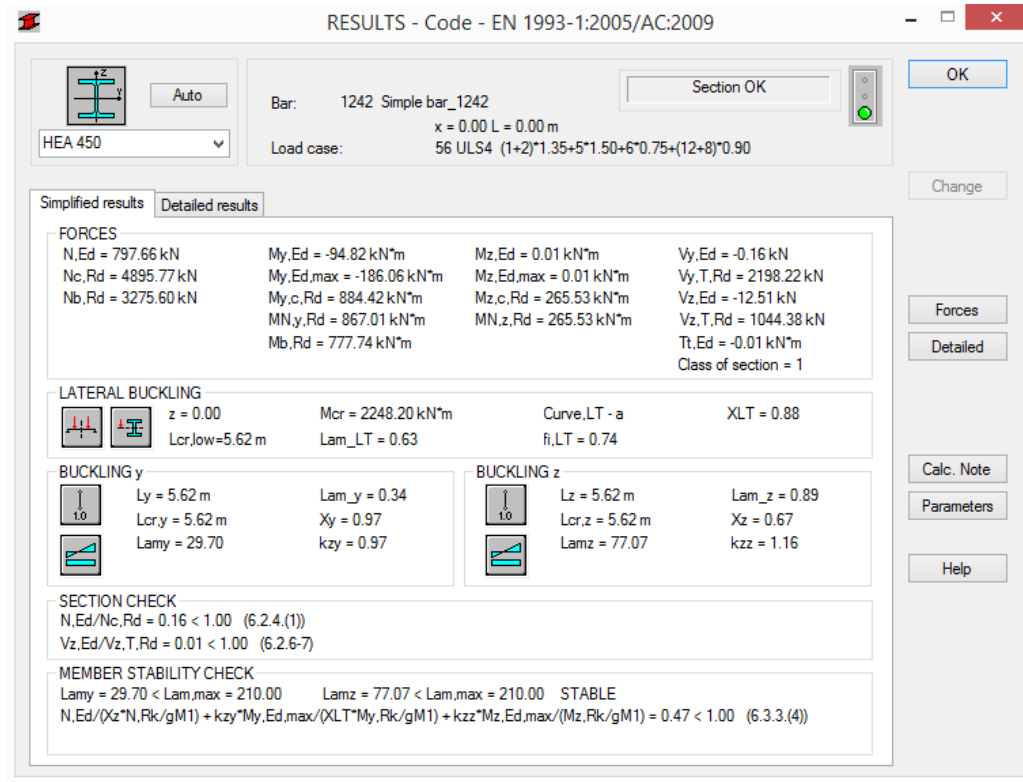
Εικόνα 5.23 : Αποτελέσματα ελέγχου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας για το συνδυασμό φόρτισης ULS22



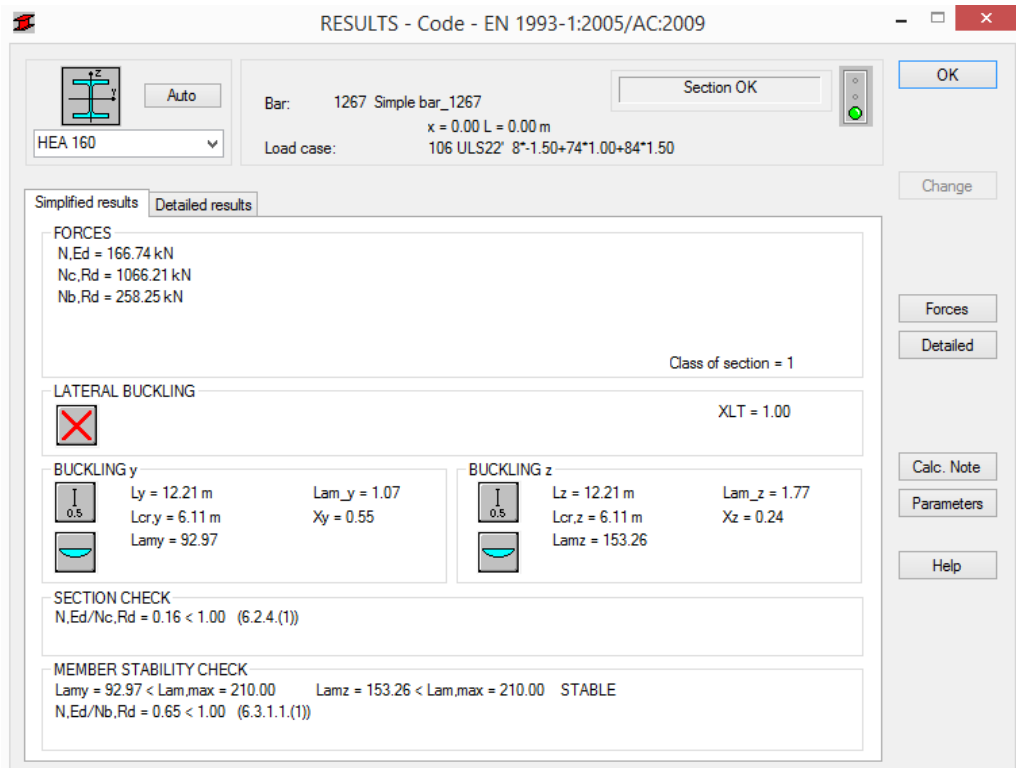
Εικόνα 5.24 : Αποτελέσματα ελέγχου κεφαλοδοκού για το συνδυασμό φόρτισης ULS2



Εικόνα 5.25 : Αποτελέσματα ελέγχου ελκυστήρα για το συνδυασμό φόρτισης ULS4



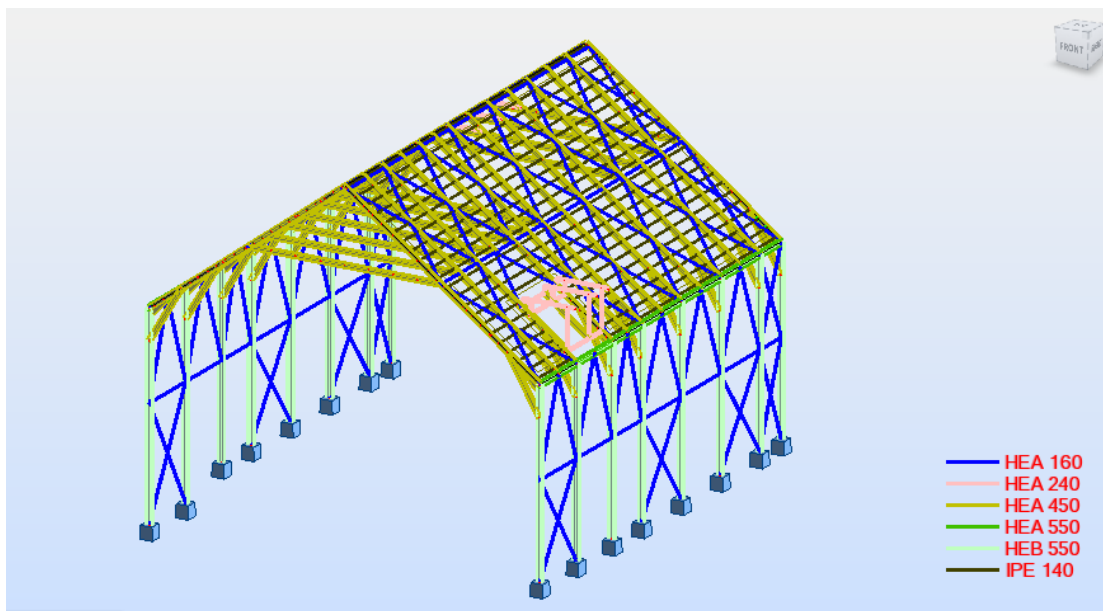
Εικόνα 5.26 : Αποτελέσματα ελέγχου αντηρίδας για το συνδυασμό φόρτισης ULS4



Εικόνα 5.27 : Αποτελέσματα ελέγχου οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας για το συνδυασμό φόρτισης ULS22'

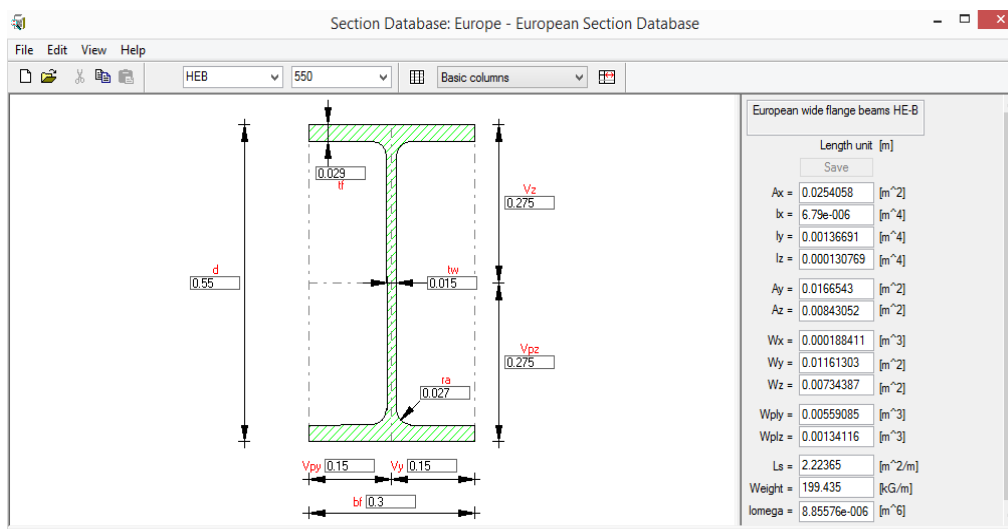
5.3 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΦΟΡΕΑ

Στο Εικόνα 5.28 παρουσιάζεται μια χρωματική απεικόνιση των διατομών που προέκυψαν κατά το σχεδιασμό του μεταλλικού στεγάστρου.



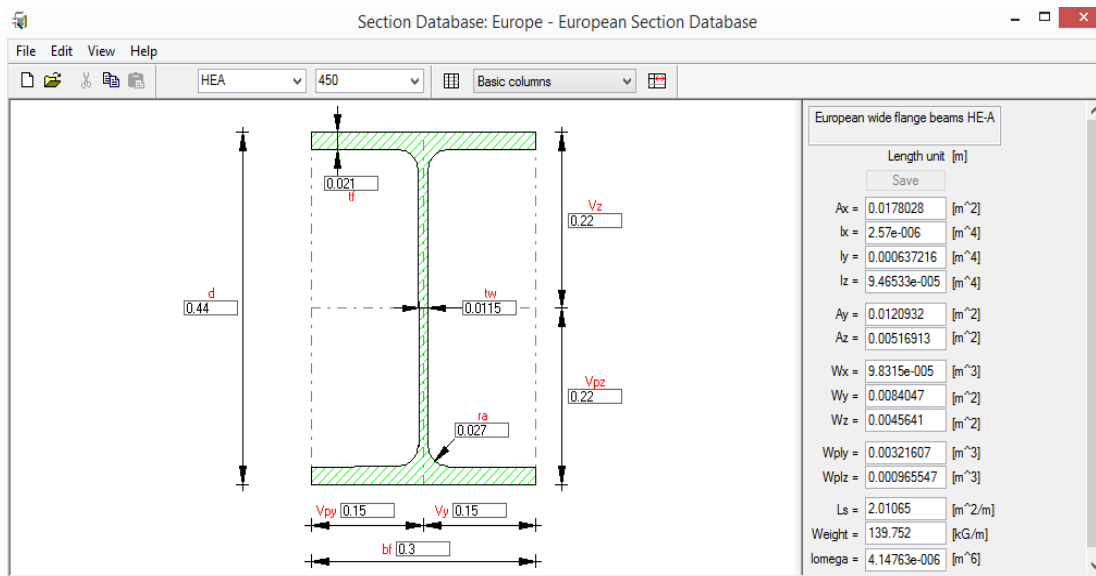
Εικόνα 5.28 : Τελικές διατομές μεταλλικού στεγάστρου

Πιο συγκεκριμένα, για τα υποστυλώματα των κύριων πλαισίων χρησιμοποιήθηκε πρότυπη διατομή HEB 550. Στην Εικόνα 5.29 δίνονται τα χαρακτηριστικά της διατομής.



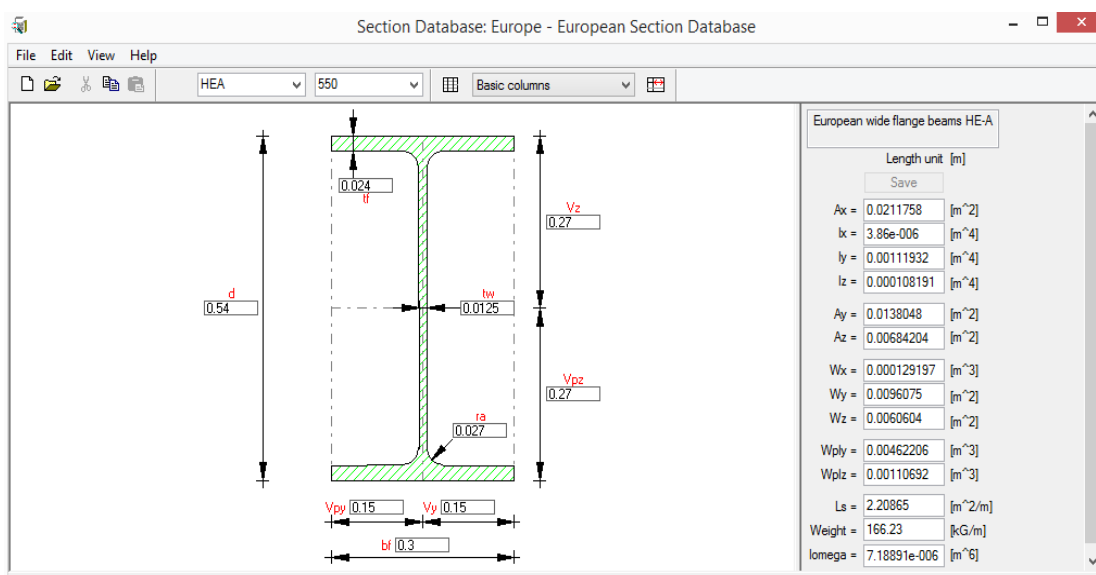
Εικόνα 5.29 : Χαρακτηριστικά διατομής HEB550

Τα ζυγώματα, τόσο των κύριων πλαισίων όσο και τα ενδιάμεσα, οι αντηρίδες και οι ελκυστήρες είναι πρότυπης διατομής HEA 450. Οι ιδιότητες της HEA 450 παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.30.



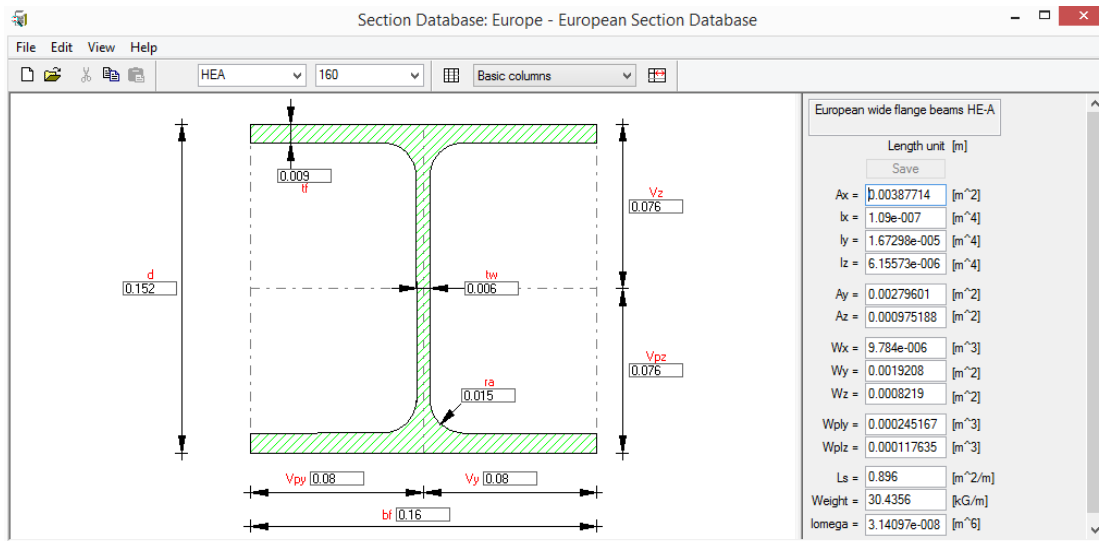
Εικόνα 5.30 : Χαρακτηριστικά διατομής HEA450

Για την κεφαλοδοκό χρησιμοποιήθηκε πρότυπη διατομή HEA 550. Τα χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται στην Εικόνα 5.31.



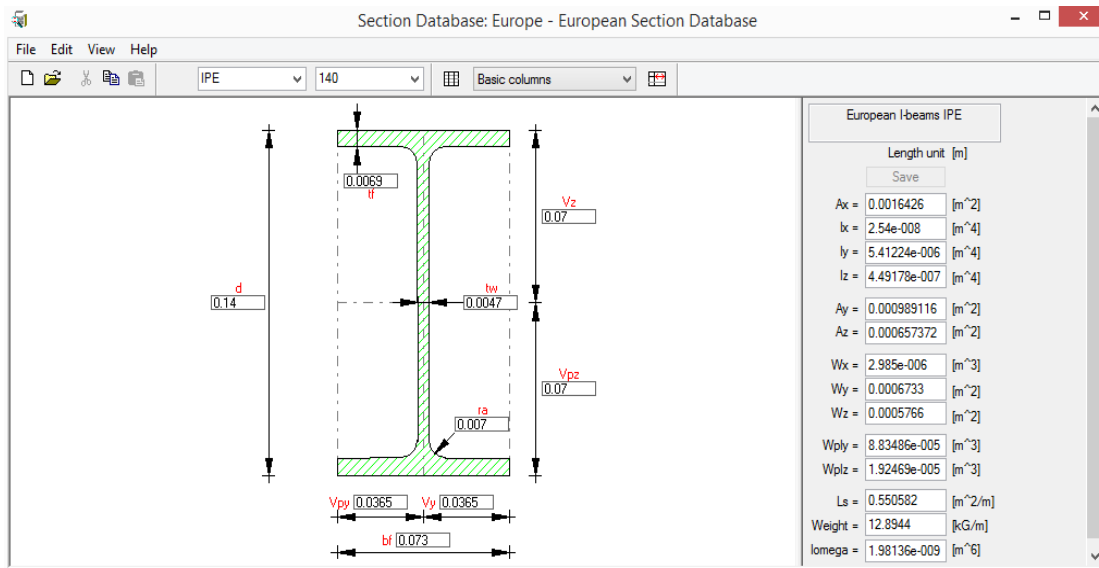
Εικόνα 5.31 : Χαρακτηριστικά διατομής HEA550

Οι κατακόρυφοι και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, η πλάγια δοκός και οι δοκοί στέγης είναι πρότυπη διατομής HEA 160. Στην Εικόνα 5.32 δίνονται οι ιδιότητες της διατομής.



Εικόνα 5.32 : Χαρακτηριστικά διατομής HEA160

Για τις τεγίδες χρησιμοποιήθηκε πρότυπη διατομή IPE 140. Τα χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται στην Εικόνα 5.33.



Εικόνα 5.33 : Χαρακτηριστικά διατομής IPE140

5.4 ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Ο ορθός σχεδιασμός μιας μεταλλικής κατασκευής προβλέπει ασφάλεια και οικονομία υλικού το οποίο συνεπάγεται ότι οι διατομές πρέπει να καταπονούνται στο 80-90% της αντοχής τους. Ωστόσο, η τυποποίηση που απαιτείται κατά το σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών σε συνδυασμό με τον περιορισμό των μετακινήσεων μπορεί να οδηγήσει σε μειωμένα ποσοστά εκμετάλλευσης. Στον Πίνακα 5.1 παρατίθενται τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση του φορέα.

Πίνακας 5.1 : Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

Μέλος (Α/Α)	Διατομή	Συνδυασμός	Ποσοστό εκμετάλλευσης (%)
Υποστυλώματα (2)	HEB 550	ULS 14'	0.82
Ζυγώματα (202)	HEA 450	ULS 4	0.94
Κεφαλοδοκός (506)	HEA 550	ULS 2	0.88
Αντηρίδες (1242)	HEA 450	ULS 4	0.47
Ελκυστήρες (529)	HEA 450	ULS 4	0.37
Πλάγια δοκός (473)	HEA 160	ULS 25	0.57
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (498)	HEA 160	ULS 22	0.81
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (1267)	HEA 160	ULS 22'	0.65
Δοκοί στέγης (29)	HEA 160	ULS 22	0.16
Τεγίδες (147)	IPE 140	ULS 22'	0.93

5.5 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ ΦΟΡΕΑ

Στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης λήφθηκε υπόψη η συνεισφορά των μαζών κατά X και Y. Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών φθάνει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας για τις διευθύνσεις X και Y στην ιδιομορφή 27. Κατά Z το ποσοστό συμμετέχουσας μάζας είναι μικρό αλλά δεν είναι κρίσιμο στο σχεδιασμό, οπότε είναι αποδεκτό,

Στον Πίνακα 5.2 δίνονται οι ιδιοπερίοδοι, τα αθροιστικά ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και η θεωρούμενη μάζα του φορέα.

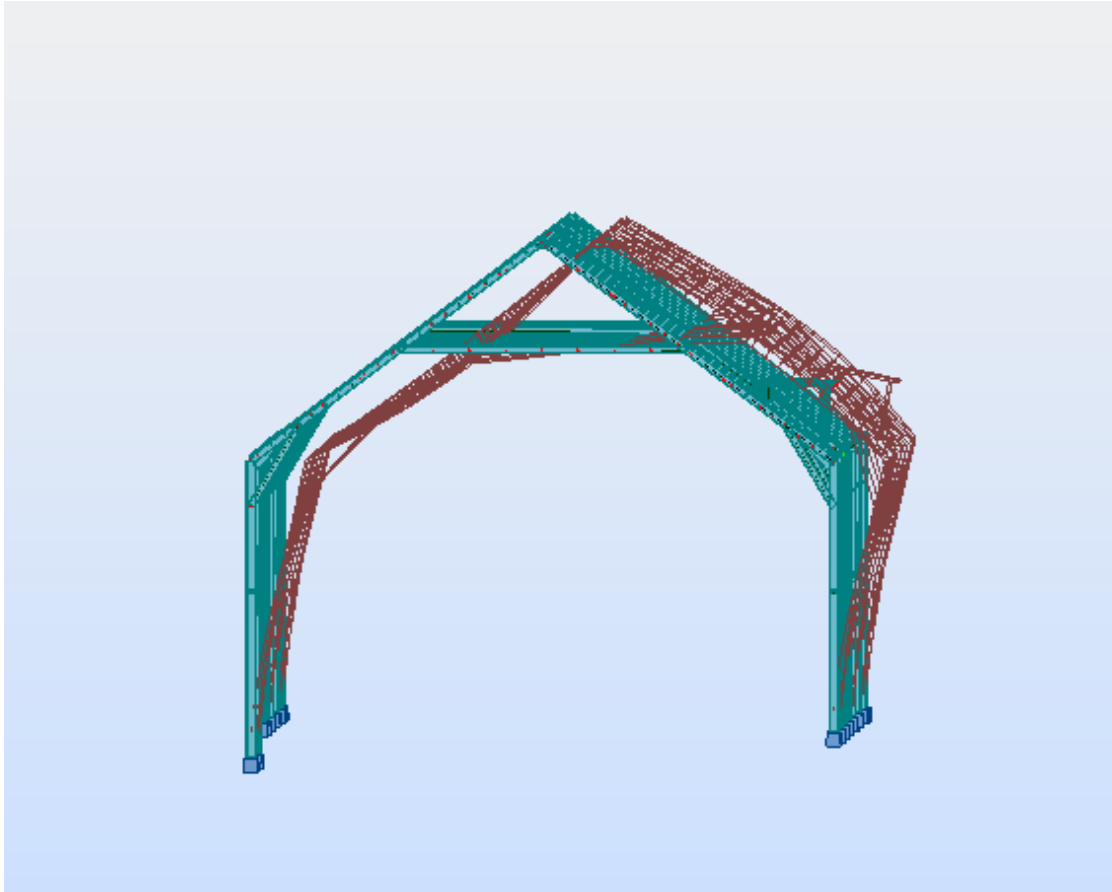
Πίνακας 5.2 : Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιομορφή (συνεχίζεται)

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas .UX (%)	Rel.mas .UY (%)	Rel.mas. UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
1	0.54	1.86	91.57	0	0.01	526690.77	526690.77	526690.77
2	1.29	0.78	91.59	1.33	0.64	526690.77	526690.77	526690.77
3	1.43	0.7	91.59	20.04	0.77	526690.77	526690.77	526690.77
4	1.48	0.68	91.59	20.04	0.77	526690.77	526690.77	526690.77
5	1.55	0.64	91.59	30.56	1.81	526690.77	526690.77	526690.77
6	1.61	0.62	91.59	30.57	1.82	526690.77	526690.77	526690.77
7	1.66	0.6	91.59	30.57	1.82	526690.77	526690.77	526690.77
8	1.69	0.59	91.59	30.57	1.82	526690.77	526690.77	526690.77
9	1.7	0.59	91.59	31.29	41.22	526690.77	526690.77	526690.77
10	1.72	0.58	91.6	31.29	41.47	526690.77	526690.77	526690.77
11	1.78	0.56	91.63	31.29	41.51	526690.77	526690.77	526690.77
12	2.14	0.47	91.63	31.34	41.57	526690.77	526690.77	526690.77
13	2.45	0.41	91.65	32.33	41.59	526690.77	526690.77	526690.77
14	2.47	0.4	91.65	32.55	41.59	526690.77	526690.77	526690.77
15	2.48	0.4	91.67	32.92	41.59	526690.77	526690.77	526690.77
16	2.51	0.4	91.67	32.97	41.6	526690.77	526690.77	526690.77
17	2.55	0.39	91.67	58.55	41.7	526690.77	526690.77	526690.77
18	2.65	0.38	91.84	65.12	41.73	526690.77	526690.77	526690.77
19	2.65	0.38	92.26	69.1	41.82	526690.77	526690.77	526690.77
20	2.68	0.37	92.29	69.42	41.83	526690.77	526690.77	526690.77
21	2.69	0.37	93.52	69.46	41.83	526690.77	526690.77	526690.77
22	2.98	0.34	93.74	72.17	41.88	526690.77	526690.77	526690.77
23	3.03	0.33	96.6	73.51	41.88	526690.77	526690.77	526690.77
24	3.14	0.32	96.77	80.61	41.88	526690.77	526690.77	526690.77
25	3.26	0.31	96.81	82.22	41.91	526690.77	526690.77	526690.77
26	3.29	0.3	96.85	86.57	41.96	526690.77	526690.77	526690.77
27	3.51	0.28	96.86	90.58	42.04	526690.77	526690.77	526690.77
28	3.6	0.28	96.86	90.77	42.04	526690.77	526690.77	526690.77
29	3.66	0.27	96.88	90.8	43.08	526690.77	526690.77	526690.77
30	3.68	0.27	96.9	91.44	44.23	526690.77	526690.77	526690.77
31	3.69	0.27	96.9	91.55	44.73	526690.77	526690.77	526690.77
32	3.74	0.27	96.9	91.75	44.78	526690.77	526690.77	526690.77
33	3.85	0.26	96.9	91.75	44.78	526690.77	526690.77	526690.77
34	4.09	0.24	97	92.17	44.8	526690.77	526690.77	526690.77
35	4.13	0.24	97.03	92.4	44.82	526690.77	526690.77	526690.77
36	4.2	0.24	97.22	92.43	44.83	526690.77	526690.77	526690.77
37	4.42	0.23	97.57	92.46	44.84	526690.77	526690.77	526690.77
38	4.79	0.21	97.57	92.49	44.84	526690.77	526690.77	526690.77

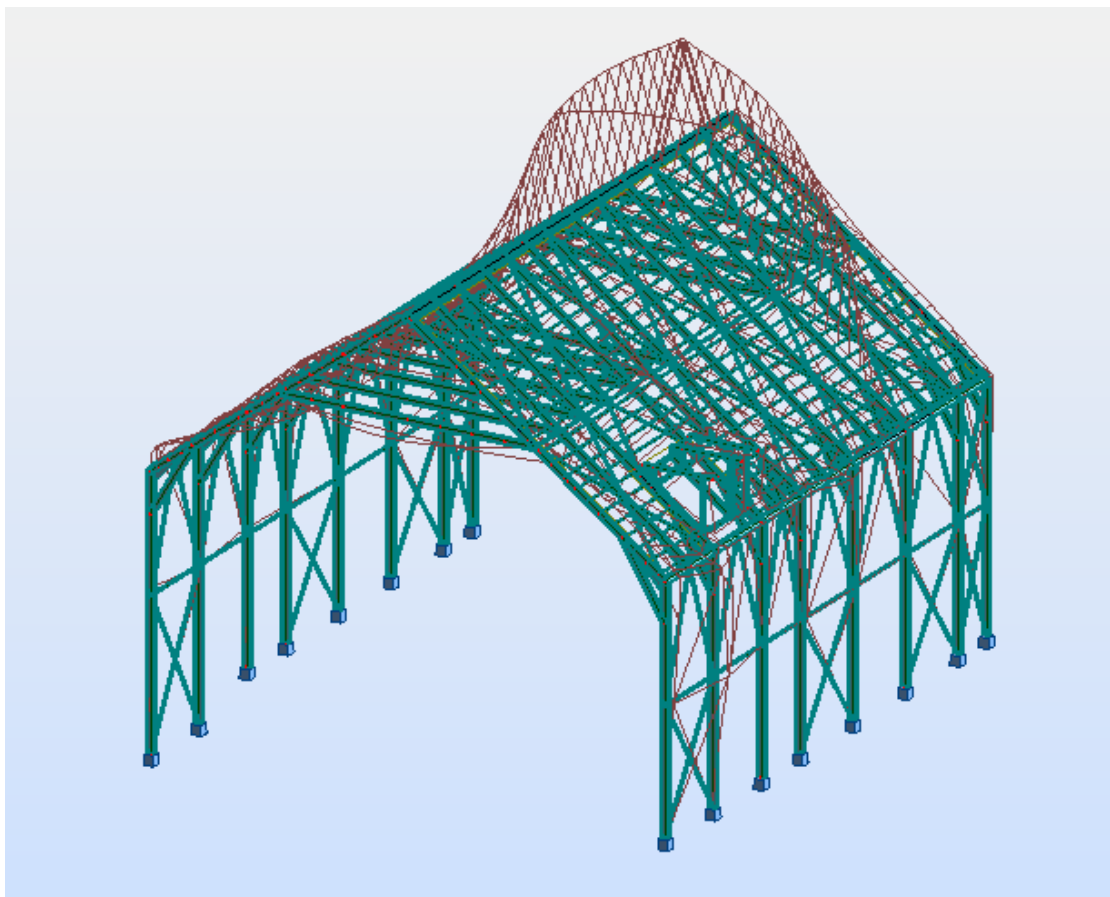
Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas .UX (%)	Rel.mas .UY (%)	Rel.mas. UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
39	5.07	0.2	97.59	92.49	44.84	526690.77	526690.77	526690.77
40	5.27	0.19	97.68	92.75	44.84	526690.77	526690.77	526690.77
41	5.78	0.17	97.84	93.1	44.85	526690.77	526690.77	526690.77
42	5.83	0.17	97.85	93.1	44.85	526690.77	526690.77	526690.77
43	5.84	0.17	97.85	93.11	44.85	526690.77	526690.77	526690.77
44	6.09	0.16	97.85	93.33	44.86	526690.77	526690.77	526690.77
45	6.29	0.16	97.85	93.88	44.88	526690.77	526690.77	526690.77
46	6.33	0.16	97.85	94	44.91	526690.77	526690.77	526690.77
47	6.48	0.15	97.86	95.28	44.92	526690.77	526690.77	526690.77
48	6.56	0.15	97.88	95.28	45.12	526690.77	526690.77	526690.77
49	6.71	0.15	97.94	95.29	45.24	526690.77	526690.77	526690.77
50	6.74	0.15	98.08	95.32	45.25	526690.77	526690.77	526690.77

Οι μέγιστες δρώσες μάζες, σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2, για σεισμό κατά X και Y εμφανίζονται κατά τις ιδιομορφές 1 και 17 αντίστοιχα.

Στις Εικόνες 5.34 και 5.35 παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του φορέα για τη θεμελιώδη ιδιομορφή ταλάντωσης με περίοδο $T_1=1.86\text{sec}$ και για τη δεσπόζουσα ιδιομορφή για σεισμό κατά Y με περίοδο $T_{17}=0.39\text{sec}$.



Εικόνα 5.34 : Θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης ($T_1=1.86\text{sec}$)



Εικόνα 5.35 : Δεσπόζουσα ιδιομορφή για σεισμό κατά y-y ($T_{17}=0.39\text{sec}$)

5.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.2.2 του EN 1998-1, η επίλυση με θεωρία πρώτης τάξεως επιτρέπεται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση για κάθε όροφο. Σε αυτή τη περίπτωση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως μπορούν να αγνοηθούν.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0.10$$

Όπου

θ συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

V_{tot} η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

d_r η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου (όπως υπολογίστηκαν και στον έλεγχο περιορισμού βλαβών)

Στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τους σεισμικούς συνδυασμούς κατά χ και y .

Πίνακας 5.3 : Αποτελέσματα για τους σεισμικούς συνδυασμούς κατά χ και y

Συνδυασμός	P_{tot} (kN)	d_r (cm)	V_{tot} (kN)	h (cm)	q	$\theta \cdot q$	
EQ1X	3863.85	12.80	515.98	1600.00	1.50	0.0899	< 0.10
EQ2X	2361.66	12.10	376.32	1600.00	1.50	0.0712	< 0.10
EQ3X	3782.22	12.60	473.40	1600.00	1.50	0.0944	< 0.10
EQ4X	2280.04	11.80	333.74	1600.00	1.50	0.0756	< 0.10
EQ1Y	5421.04	0.80	861.99	1600.00	1.50	0.0047	< 0.10
EQ2Y	5253.59	0.80	839.05	1600.00	1.50	0.0047	< 0.10
EQ3Y	5339.41	0.80	851.19	1600.00	1.50	0.0047	< 0.10
EQ4Y	4875.40	0.80	828.25	1600.00	1.50	0.0044	< 0.10

5.7 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ – ΒΕΛΗ ΚΑΜΨΗΣ

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι εξίσου κρίσιμοι με τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορούν τις παραμορφώσεις και τις ταλαντώσεις που εμφανίζονται στο φορέα υπό την επίδραση των αντίστοιχων συνδυασμών δράσεων.

Οι μετατοπίσεις περιορίζονται σε τέτοιο βαθμό ώστε να μην επηρεάζεται η εμφάνιση και η λειτουργία της κατασκευής όπως επίσης και να μην προκαλούνται βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις μπορεί να επηρεάσουν τόσο την άνεση των χρηστών όσο και τη στατική λειτουργία του φορέα. Συγκεκριμένα για τις στέγες, μεγάλα βέλη κάμψης μπορεί να οδηγήσουν σε συσσωρεύσεις υδάτων με αποτέλεσμα την αύξηση του φορτίου επί της στέγης όπως επίσης και τη διαρροή των υδάτων.

Ο σχεδιασμός στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας περιλαμβάνει τον προσδιορισμό των οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων με χρήση ελαστικής ανάλυσης, για τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη, και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια που εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.

Τα όρια των κατακόρυφων βελών δίνονται στον Πίνακα 5.4

Πίνακας 5.4 : Όρια κατακόρυφων βελών

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

Το συνολικό βέλος δίνεται από τη σχέση: $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

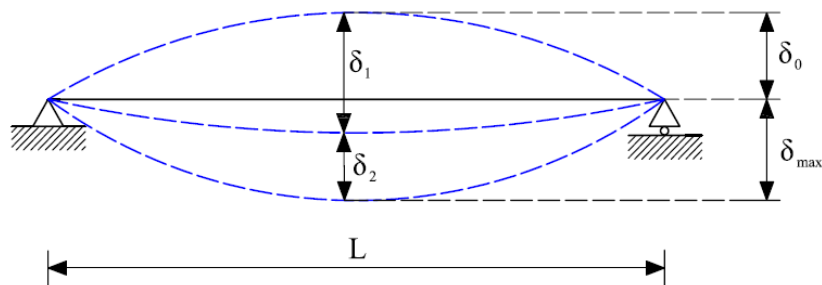
Όπου

δ_1 είναι το βέλος κάμψης λόγω μόνιμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος κάμψης λόγω μεταβλητών φορτίων

δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει)

Στην Εικόνα 5.9 φαίνονται σχηματικά τα παραπάνω βέλη



Εικόνα 5.36 : Απεικόνιση βελών κάμψης

Αντίστοιχα, τα όρια για τις οριζόντιες μετατοπίσεις δίνονται στον Πίνακα 5.5.

Πίνακας 5.5 : Όρια οριζόντιων μετατοπίσεων

	Οριζόντιες Μετατοπίσεις
Μονώροφα υπόστεγα	$h/150$
Μονώροφα κτίρια	$h/300$
Πολυώροφα κτίρια:	
Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων	$h/300$
Συνολική μετατόπιση κτιρίου	$h_0/500$

Όπου

h είναι το ύψος του ορόφου

h_0 είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου

Ο έλεγχος βελών στο μεταλλικό στέγαστρο πραγματοποιείται μέσω του ελέγχου των κατακόρυφων βελών των ζυγωμάτων, των τεγίδων, του κορφιά και των οριζόντιων μετατοπίσεων των κεφαλών των υποστυλωμάτων. Το μέγιστο βέλος, που προκύπτει από την ανάλυση του φορέα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, για καθένα από τα παραπάνω μέλη-κόμβους συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια ως εξής:

- Ζύγωμα

Η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση προκύπτει για το συνδυασμό SLS7' και είναι ίση με 7.1 cm.

$$\delta = 0.071\text{m} < \frac{L}{200} = \frac{21.56}{200} = 0.108\text{ m}$$

- Τεγίδα

Η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση προκύπτει για το συνδυασμό SLS7' και είναι ίση με 0.2 cm.

$$\delta = 0.002\text{m} < \frac{L}{200} = \frac{3.00}{200} = 0.015 \text{ m}$$

- Κορφιάς

Η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση προκύπτει για το συνδυασμό SLS2' και είναι ίση με 8.9 cm. Ως L λήφθηκε η οριζόντια απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων.

$$\delta = 0.089\text{m} < \frac{L}{200} = \frac{34.40}{200} = 0.172 \text{ m}$$

- Κεφαλή υποστυλώματος

Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση προκύπτει για το συνδυασμό SLS17 και είναι ίση με 10.3 cm.

$$\delta = 0.103\text{m} < \frac{L}{150} = \frac{16.00}{150} = 0.107 \text{ m}$$

Και επομένως ο έλεγχος βελών και μετατοπίσεων ικανοποιείται.

6ο Κεφάλαιο : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Οι συνδέσεις των μελών συνιστούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι στο σχεδιασμό της κατασκευής και πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής και της πλαστιμότητας των συνδεόμενων μελών. Οι συνδέσεις πρέπει, επιπλέον, να συντελούν στην απλή και γρήγορη κατασκευή των φορέων. Ως εκ τούτου, δεν πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες ενώ παράλληλα πρέπει να ελαχιστοποιούν την ανάγκη σε εξειδικευμένο συνεργείο. Τα δύο είδη που απαντώνται είναι οι συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλοι, πείροι κλπ) και οι συγκολλήσεις (εσωραφές και εξωραφές) ενώ αξίζει να σημειωθεί ότι ο σχεδιασμός των συνδέσεων απαιτεί μία συντηρητικότερη προσέγγιση σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, την αντοχή τους έναντι ροπών αλλά και βάσει της δυσκαμψίας τους.

Όσον αφορά στα εντατικά μεγέθη, η κατηγοριοποίηση γίνεται ως εξής:

- Απλές συνδέσεις : Ονομάζονται οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέπουν τις στροφές και προκύπτουν λόγω δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές.
- Συνδέσεις ροπής : Πρόκειται για συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές.

Ανάλογα με την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις πλήρους αντοχής : Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από αυτή των συνδεόμενων μελών
- Συνδέσεις μερικής αντοχής : Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από αυτή των συνδεόμενων μελών

Τέλος, η κατηγοριοποίηση των συνδέσεων με βάση τη δυσκαμψία τους είναι η ακόλουθη:

- Άκαμπτοι κόμβοι : Πρόκειται για τους κόμβους στους οποίους δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.
- Αρθρωτοί κόμβοι : Είναι οι κόμβοι στους οποίους επιτρέπεται η σχετική στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.
- Ημιάκαμπτοι κόμβοι : Πρόκειται για τους κόμβους στους οποίους η γωνία φ μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθούν οι παρακάτω συνδέσεις:

- Σύνδεση υποστυλώματος HEB550 με ζύγωμα HEA450
- Σύνδεση ζυγώματος HEA450 με ζύγωμα HEA450
- Σύνδεση κεφολοδοκού HEA550 με υποστύλωμα HEB550
- Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας HEA160
- Έδραση υποστυλώματος HEB550

Όλες οι συνδέσεις, πλην των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis.

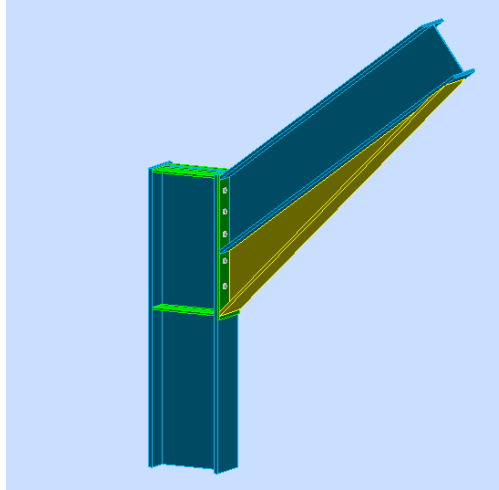
6.1 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ HEB550 ΜΕ ΖΥΓΩΜΑ HEA450

Παρουσιάζεται η σύνδεση του δυσμενέστερου πλαισίου του φορέα που αποτελείται από διατομή υποστυλώματος HEB 550 και ζύγωμα HEA 450. Στη σύνδεση αυτή έχει τοποθετηθεί μετωπική πλάκα PI 1030x300x20 ποιότητας S275, δέκα κοχλίες διαμέτρου M20 και ποιότητας 8.8. Η δοκός έχει ενισχυθεί στην περιοχή του κόμβου με τμήμα δοκού HEA 450. Επιπλέον έχουν τοποθετηθεί ενισχυτικά ελάσματα στον κορμό του υποστυλώματος πάχους $t=15$ mm. Τα πάχη των συγκολλήσεων είναι 5mm.

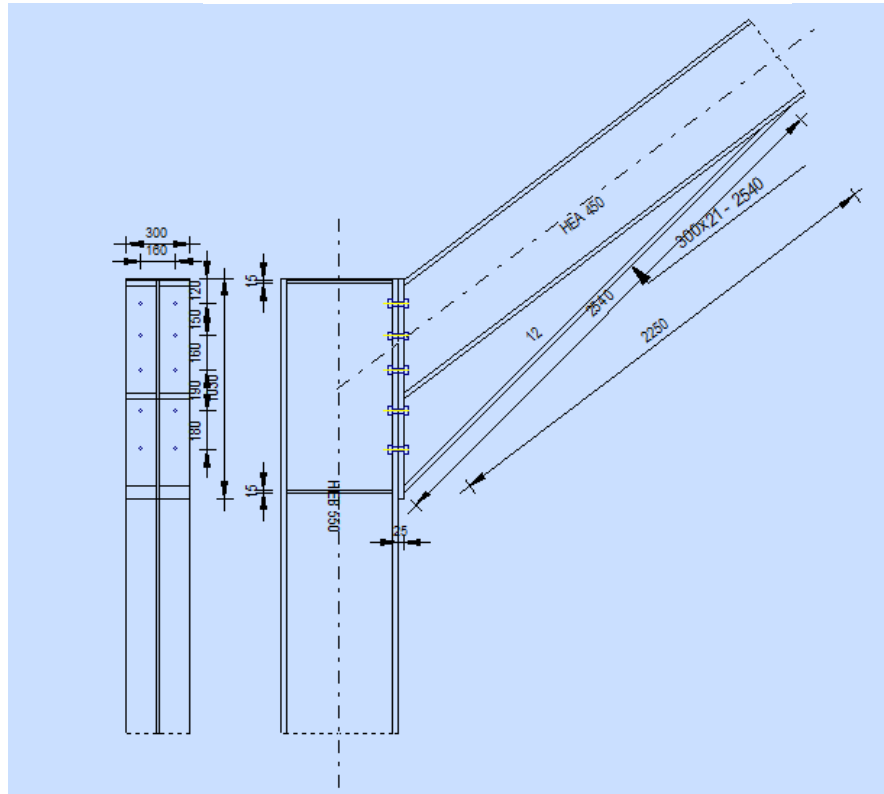
Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των συνδεόμενων μελών είναι:

- για το ζύγωμα: $M_{b,Ed}=-104.43 \text{ kNm}$, $V_{b,Ed}=-522.90 \text{ kN}$, $N_{b,Ed}=485.90 \text{ kN}$
- για το υποστύλωμα : : $M_{c,Ed}=-103.09 \text{ kNm}$, $V_{c,Ed}=-279,51 \text{ kN}$, $N_{c,Ed}=411.56 \text{ kN}$

Στα Εικόνες 6.1 και 6.2 δίνονται η τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της.



Εικόνα 6.1 : Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης υποστυλώματος-ζυγώματος



Εικόνα 6.2 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύνδεσης

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται σύμφωνα με το EN 1993-1-8 για τη συγκεκριμένη σύνδεση είναι οι εξής:

- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
- Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη
- Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Επιπλέον για κάθε σειρά κοχλιών γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι:

- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτει ότι ο λόγος εκμετάλλευσης της σύνδεσης είναι 0.80 και πιο συγκεκριμένα ισχύει:

- Η αντοχή του κόμβου σε ροπή ισούται με $M_{j,Rd}=390.05 \text{ kNm} > M_{b,Ed}=104.43 \text{ kNm}$
- Η αντοχή του κόμβου σε εφελκυσμό ισούται με $N_{j,Rd}=906.91 \text{ kN} > N_{b,Ed}=485.90 \text{ kN}$
- Η αντοχή του κόμβου σε τέμνουσα ισούται με $V_{j,Rd}=689.08 \text{ kN} > V_{b,Ed}=522.90 \text{ kN}$

Σχετικά με τη δυσκαμψία της σύνδεσης, δεν είναι δυνατός ο υπολογισμός της από το πρόγραμμα, αφού σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.1.(4), η αξονική δύναμη της δοκού δεν πρέπει να ξεπερνά το 5% της αντοχής της σε εφελκυσμό.

Παρατήρηση

Μηδενίζοντας την αξονική δύναμη της δοκού προκύπτει στροφική δυσκαμψία $S_{j,ini}=228640.50 \text{ kNm}$ ενώ τα όρια για άκαμπτη και αρθρωτή σύνδεση σύμφωνα με την παράγραφο 5.2.2.5 του EN 1993-1-8 είναι:

- $S_{j,ini} \geq S_{j,rig}=25 \cdot E \cdot I_b / L_b = 25 \cdot 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 63720 \text{ cm}^4 / 2156 \text{ cm} = 155162.34 \text{ kNm}$
- $S_{j,ini} \geq S_{j,pin}=0.5 \cdot E \cdot I_b / L_b = 0.5 \cdot 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 63720 \text{ cm}^4 / 2156 \text{ cm} = 3103.25 \text{ kNm}$

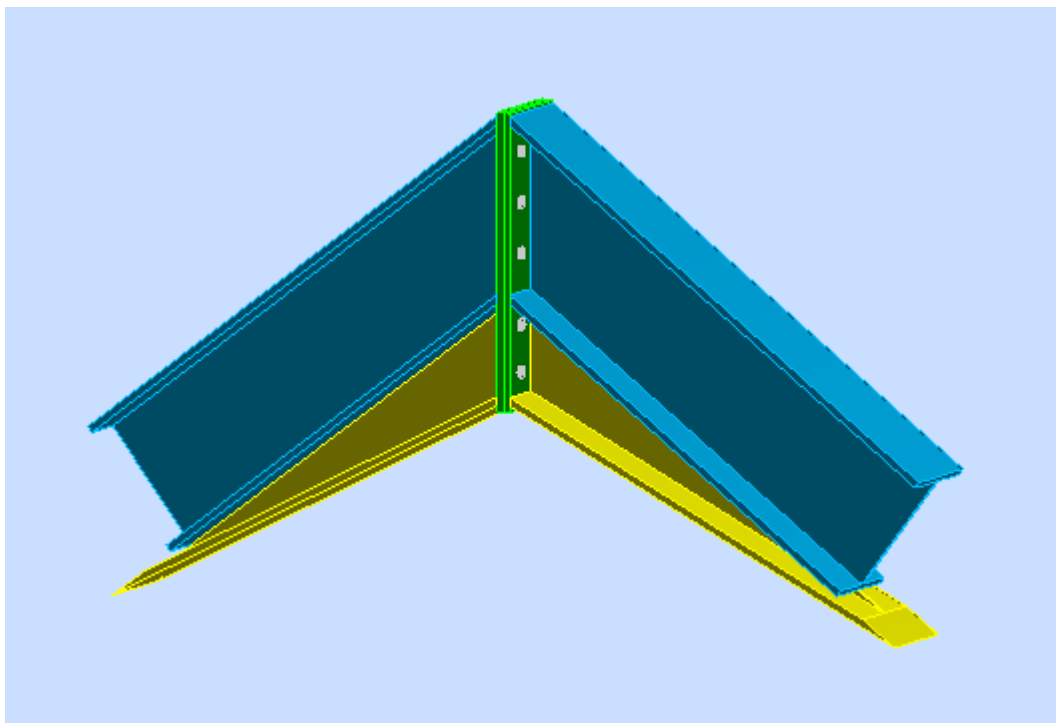
Επομένως, θεωρούμε απλοποιητικά πως υλοποιείται άκαμπτη σύνδεση.

6.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ HEA450 ΜΕ ΖΥΓΩΜΑ HEA450

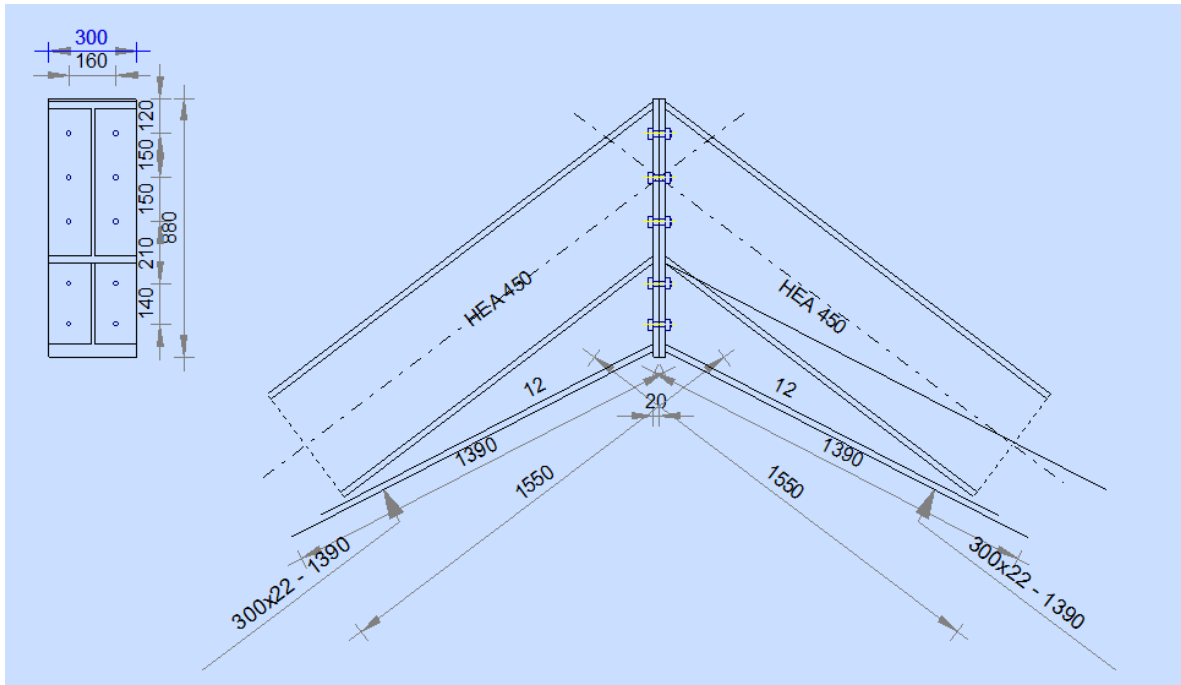
Η σύνδεση των ζυγμάτων επιτυγχάνεται με δύο σειρές των πέντε κοχλίων, διαμέτρου M18 και ποιότητας 8.8, και δύο ελάσματα PI 880x300x20 ποιότητας S275. Σε κάθε ζύγωμα τοποθετήθηκε ενίσχυση από διατομή HEA 450. Το πάχος των συγκολλήσεων είναι 5mm.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εντατικών μεγεθών προκύπτει για το συνδυασμό ULS2' με τις παρακάτω τιμές: $M_{b,Ed}=250.78 \text{ kNm}$, $V_{b,Ed}=0.45 \text{ kN}$, $N_{b,Ed}=155.36 \text{ kN}$

Στις Εικόνες 6.3 και 6.4 παρουσιάζεται η διαμόρφωση της σύνδεσης.



Εικόνα 6.3 : Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης ζυγώματος-ζυγώματος



Εικόνα 6.4 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύνδεσης

Ο λόγος εκμετάλλευσης της σύνδεσης για το δυσμενέστερο συνδυασμό προκύπτει ίσος με 0.75 και οι αντοχή του κόμβου είναι η παρακάτω:

- $M_{j,Rd}=333.11 \text{ kNm} > M_{b,Ed}=250.78 \text{ kNm}$
- $N_{j,Rd}=4537.50 \text{ kN} > N_{b,Ed}=155.36 \text{ kN}$
- $V_{j,Rd}=693.60 \text{ kN} > V_{b,Ed}=0.45 \text{ kN}$

Η στροφική δυσκαμψία του κόμβου είναι ίση με 239341.66 kNm, τιμή που ξεπερνά το όριο του άκαμπτου κόμβου, όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 6.2, και έρχεται σε συμφωνία με την αρχική παραδοχή της μελέτης.

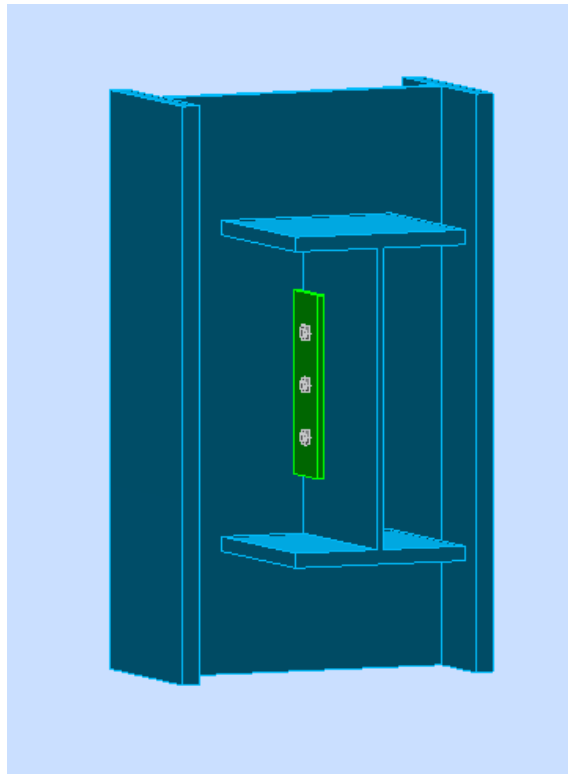
6.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΥ HEA550 ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ HEB550

Ο κόμβος κεφαλοδοκού-υποστυλώματος σχεδιάστηκε αρθρωτός. Στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis υπάρχει απευθείας επιλογή για μόρφωση αρθρωτής σύνδεσης. Συνεπώς η κατηγοριοποίηση της σύνδεση με βάση τη δυσκαμψία γίνεται αυτόματα. Η σύνδεση υλοποιείται με τρεις δίτημτους κοχλίες διαμέτρου M14 και ποιότητας 8.8. Τοποθετούνται δύο

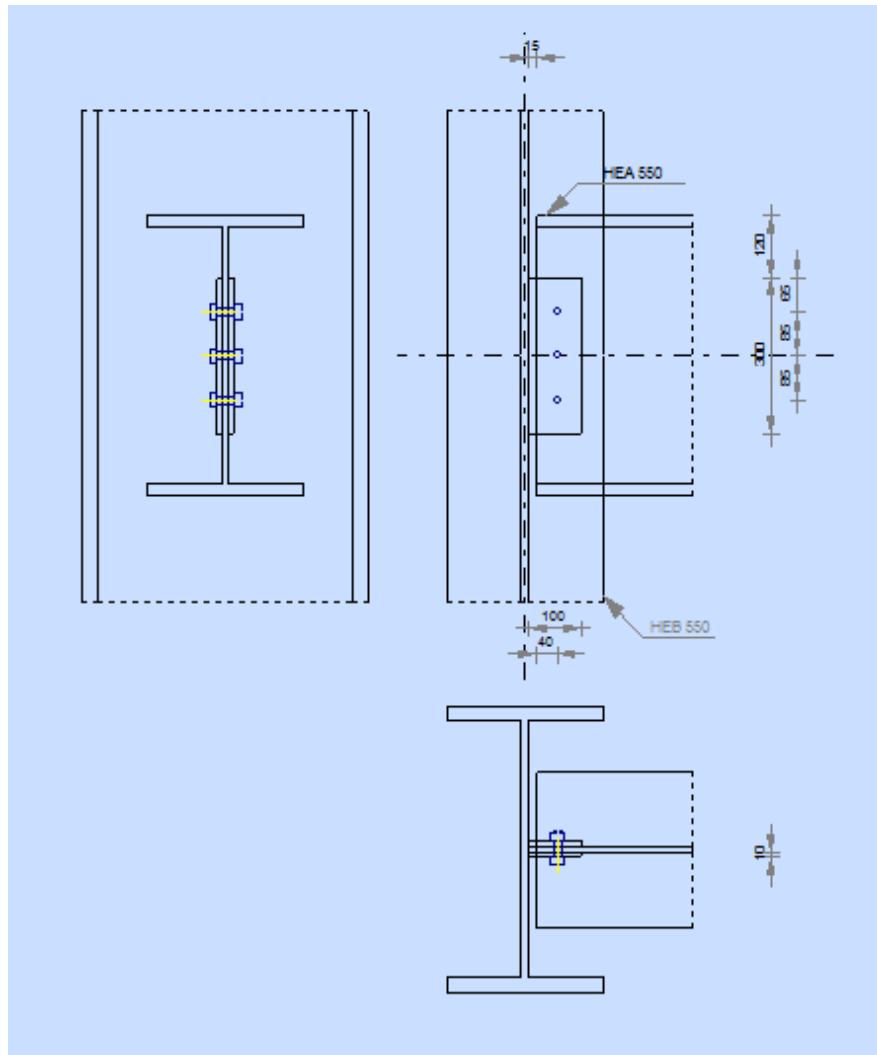
ελάσματα P1 300x100x10, ποιότητας S275, τα οποία κοχλιώνονται εκατέρωθεν του κορμού της κεφαλοδοκού και συγκολλούνται στον κορμό του υποστυλώματος. Το πάχος των συγκολλήσεων είναι 5mm.

Τα δρώντα μεγέθη του δυσμενέστερου συνδυασμού (ULS22') είναι: $M_{b,Ed}=0.00$ kNm, $V_{b,Ed}=22.53$ kN, $N_{b,Ed}=182.73$ kN.

Στις Εικόνες 6.5 και 6.6 παρουσιάζεται η διαμόρφωση της σύνδεσης.



Εικόνα 6.5 : Τρισδιάστατη σύνδεση κεφαλοδοκού-υποστυλώματος



Εικόνα 6.6 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύνδεσης

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται σύμφωνα με το EN 1993-1-8 για τη συγκεκριμένη σύνδεση είναι οι εξής:

- Έλεγχος αντοχής κοχλιών σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας των οπών
- Έλεγχος σε θραύση του ελάσματος και του κορμού της κεφαλοδοκού

Η σύνδεση περνά τους ελέγχους και ο λόγος εκμετάλλευσης για το δυσμενέστερο συνδυασμό είναι 0.59.

6.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

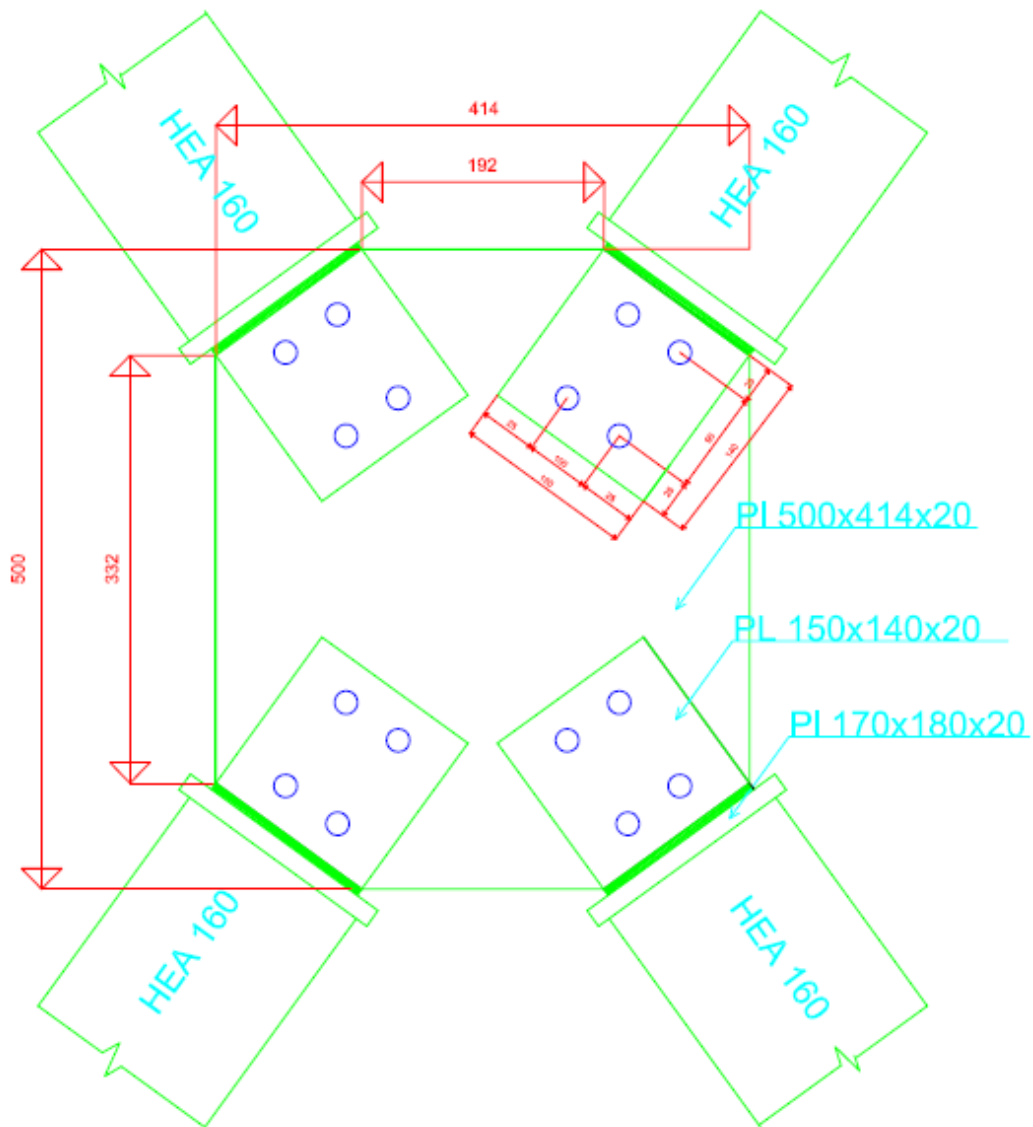
Η διαμόρφωση και ο έλεγχος της σύνδεσης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, διατομής HEA 160, πραγματοποιήθηκε με χειρωνακτικούς υπολογισμούς. Σε κάθε διαγώνιο συγκολλάται μετωπική πλάκα PI 170x180x20 με περιμετρική συγκόλληση. Στο μέσο της μετωπικής πλάκας συγκολλάται έλασμα PI 150x140x20 το οποίο συνδέεται μέσω τεσσάρων μονότμητων κοχλιών με το κεντρικό κομβοέλασμα PI 500x414x20. Για την κοχλίωση κάθε διαγώνιου χρησιμοποιούνται τέσσερις κοχλίες διαμέτρου M18 και ποιότητας 8.8. Τα πάχη των συγκολλήσεων είναι 5mm.

Απαιτείται η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση των κοχλιών, ώστε να επιτυγχάνεται όλκιμη μορφή αστοχίας.

Η μέγιστη αξονική δύναμη που καταπονεί τους διαγώνιους συνδέσμους, είναι σύμφωνα με την ανάλυση ίση με $N_{Ed,max}=295.71\text{kN}$ (ULS23). Στις Εικόνες 6.7 και 6.8 που ακολουθούν δίνεται μια τομή και η κάτοψη της σύνδεσης.



Εικόνα 6.7 : Τομή της σύνδεσης των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας



Εικόνα 6.8 : Κάτοψη της σύνδεσης των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι βασικοί έλεγχοι που πραγματοποιούνται για τη συγκεκριμένη σύνδεση είναι οι εξής:

- Έλεγχος αντοχής κοχλιών σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας των οπών των ελασμάτων
- Έλεγχος αντοχής συγκολλήσεων
- Έλεγχος θραύσης της απομειωμένης διατομής των ελασμάτων

Τα αποτελέσματα των ελέγχων φαίνονται στους Πίνακες 6.1 και 6.2.

Πίνακας 6.1 : Έλεγχοι σύνδεσης διαγώνιων συνδέσμων

Έλασμα	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Κοχλίες	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)	e_i (mm)	p_i (mm)	A_{net}/A
150x140x20 500x414x20	1066.18	4M18 8.8	390.66	374.50	$24 \leq e_1 = 25 \leq 120$ $24 \leq e_2 = 25 \leq 120$	$44 \leq p_1 = 90 \leq 200$ $48 \leq p_2 = 100 \leq 200$	0.74

Πίνακας 6.2 : Έλεγχοι συγκολλήσεων

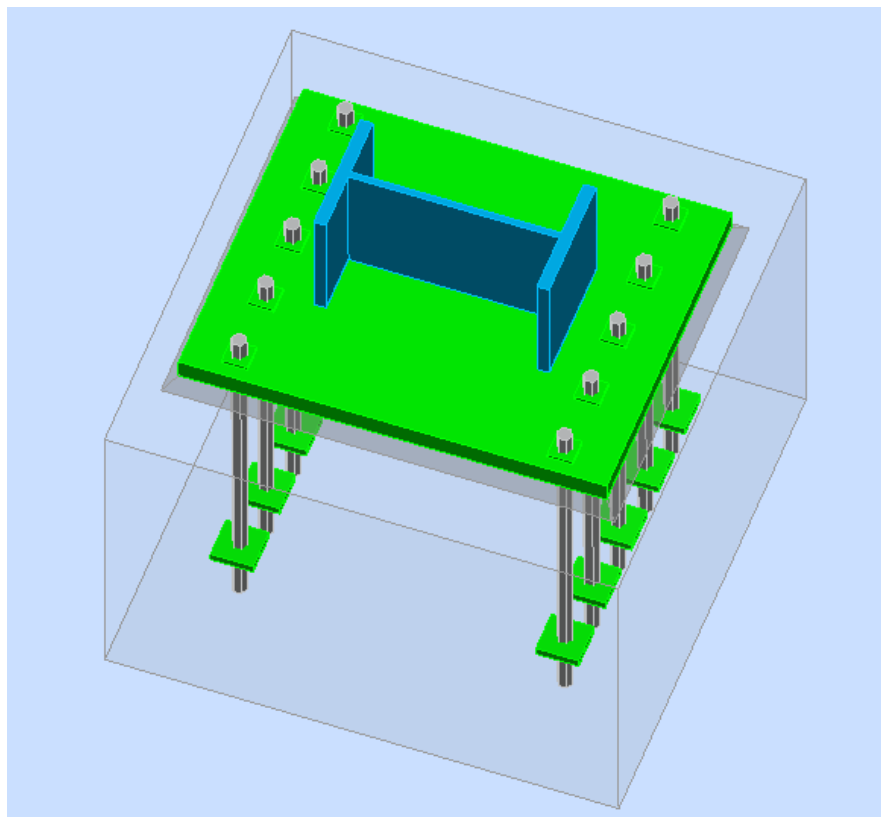
Συγκόλληση	a (mm)	l (mm)	$f_{v,wd}$ (kN/cm ²)	$F_{v,wd}$ (kN)
Κομβοέλασμα- Μετωπική πλάκα	$5 < 0.7 \cdot 20 = 14$	140	23.37	$392.62 > N_{Ed}$
Μετωπική πλάκα-πέλματα HEA160	$5 < 0.7 \cdot 20 = 14$	4x40	23.37	$149.57 > N_{Ed,f} = 109.83$
Μετωπική πλάκα-κορμός HEA160	$5 < 0.7 \cdot 20 = 14$	2x50	23.37	$93.48 > N_{Ed,w} = 76.88$

6.5 ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ HEB550

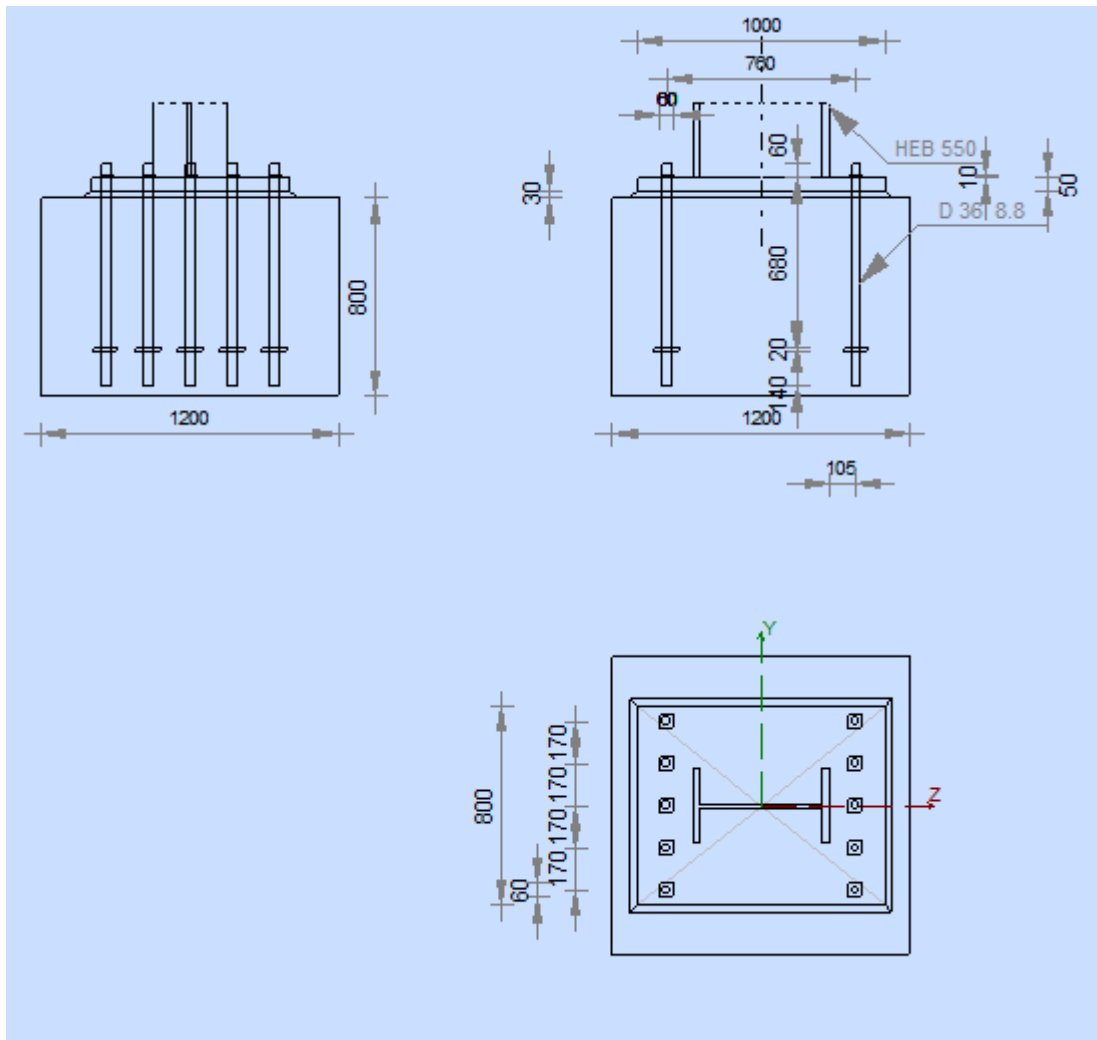
Οι συνδέσεις των πλαισίων με το έδαφος σχεδιάζονται έτσι ώστε να λειτουργούν ως πακτώσεις και στους δύο άξονες αδράνειας των υποστυλωμάτων. Για τη διαμόρφωση της σύνδεσης χρησιμοποιούνται πλάκα έδρασης P1 1000x800x50 ποιότητας S275, δέκα αγκύρια διαμέτρου M36 και ποιότητας 8.8 και σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Τα αγκύρια είναι ευθύγραμμα με μήκος 820mm, εντός του θεμελίου. Η πλάκα αγκύρωσης των αγκυρίων, εντός του θεμελίου έχει διαστάσεις 100x100x20. Μεταξύ της πλάκας έδρασης και του θεμελίου τοποθετείται στρώση κονιάματος πάχους 30mm. Το πάχος της συγκόλλησης των πελμάτων και του κορμού του υποστυλώματος με την πλάκα έδρασης είναι 12mm.

Η σύνδεση σχεδιάστηκε με τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου συνδυασμού (ULS14'), τα οποία είναι: $M_{j,Ed,y}=935.31 \text{ kNm}$, $M_{j,Ed,z}=2.62 \text{ kNm}$, $V_{j,Ed,y}=45.79 \text{ kN}$, $V_{j,Ed,z}=117.13 \text{ kN}$, $N_{j,Ed}=-485.32 \text{ kN}$.

Στις Εικόνες 6.9 και 6.10 δίνονται τα χαρακτηριστικά της σύνδεσης.



Εικόνα 6.9 : Τρισδιάστατη απεικόνιση έδρασης υποστυλώματος



Εικόνα 6.10 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Οι βασικοί έλεγχοι που πραγματοποιούνται για το σχεδιασμό της έδρασης του υποστύλωματος είναι οι εξής:

- Αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος
- Αντοχή έδρασης σε θλίψη
- Αντοχή αγκυρίων σε διάτμηση και εφελκυσμό
- Αντοχή πλάκας έδρασης σε κάμψη
- Αντοχή κόμβου σε κάμψη και διάτμηση
- Αντοχή συγκολλήσεων

Οι αντοχές σχεδιασμού της σύνδεσης είναι: $M_{j,Rd,y}=1216.36$ kNm, $M_{j,Rd,z}=13.54$ kNm, $V_{j,Rd,y}=1761.17$ kN, $V_{j,Rd,z}=1761.17$ kN, $N_{j,Rd}=7816.53$ kN. Ο λόγος εκμετάλλευσης υπολογίστηκε σε 0.92.

Ο υπολογισμός της στροφικής δυσκαμψίας κατά y-y γίνεται βάση της μεθόδου του Πίνακα 6.12 του EN 1993-1-8 ως εξής:

$$S_{j,ini,y} = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{15,y}} + \frac{1}{k_{16,y}} + \frac{1}{k_{13,y}} \right)} = \frac{21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 640.5^2 \text{ mm}}{(1.5 \cdot 0.77)^{2.7} \cdot \left(\frac{1}{(24+3)\text{mm}} + \frac{1}{(46)\text{mm}} \right)}$$

$$= 993310.31 \text{ kNm}$$

Όπου

E είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

Z είναι ο μοχλοβραχίονας των δυνάμεων

k_i είναι οι συντελεστές δυσκαμψίας

μ είναι ο λόγος δυσκαμψίας. Ισχύει ότι $\mu=1$ για $M_{j,Ed} < M_{j,Rd}$ και $\mu=(1,5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^\psi$ για $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$. $\psi=2.70$ για πλάκες έδρασης.

Αντίστοιχα η στροφική δυσκαμψία κατά z-z ισούται με $S_{j,ini,z} = 387305.35$ kNm.

Τα όρια που θέτει ο κανονισμός για υλοποίηση πάκτωσης κατά y-y και z-z είναι 538220.81 kNm και 51490.29 kNm αντίστοιχα. Συνεπώς η σύνδεση λειτουργεί ως πάκτωση και στις δύο διευθύνσεις.

7ο Κεφάλαιο : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση του προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου του τεμένους Βαγιαζήτ Α' το οποίο βρίσκεται στο Διδυμότειχο του Νομού Έβρου. Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2015 της εταιρίας Autodesk.

Βασική παράμετρο για τη διαμόρφωση της γεωμετρίας του στεγάστρου, αποτέλεσαν οι διαστάσεις του προς κάλυψη τεμένους. Διατηρώντας, επομένως, κάποια περιθώρια ασφαλείας μεταξύ του στεγάστρου και του τεμένους, μορφώθηκε το στέγαστρο με διαστάσεις κάτοψης $36.80 \times 34.40\text{m}$ και ύψος 29.00m . Κρίσιμο ρόλο στην κατανομή των φορτίων έπαιξε και η μεγάλη κλίση του στεγάστρου, η οποία επιβάρυνε με μεγάλα αξονικά φορτία τα ζυγώματα.

Ο μεταλλικός φορέας του στεγάστρου χαρακτηρίζεται ως σχετικά εύκαμπτος λόγω της δυσανάλογης σχέσης ύψους και βάρους. Επιπλέον, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του φορέα, προκύπτει ότι ο άνεμος - και όχι ο σεισμός- συνιστά την κρίσιμη δράση για τη διαστασιολόγηση των μελών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η επιρροή των οριζόντιων μετατοπίσεων αποτέλεσε καθοριστικό παράγοντα στο σχεδιασμό του πλαισιακού φορέα και λήφθηκε υπόψη στο σχεδιασμό με χρήση μεθόδου ελαστικής ανάλυση 2^{ης} τάξης. Συνεπώς προέκυψαν μεγαλύτερες διατομές στα πλαίσια ροπής.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, προσφέρουν εκτός από πλευρική εξασφάλιση και διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο του στεγάστρου. Δοκιμάστηκαν προσομοιώματα με λιγότερους διαγώνιους συνδέσμους αλλά παρουσιάστηκαν προβλήματα στη σύγκλιση της μεθόδου ανάλυσης. Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου «Λ», λειτούργησε ως στήριξη των ενδιάμεσων ζυγωμάτων, ανακουφίζοντας την κεφαλοδοκό. Οι αντηρίδες (διαγώνια στοιχεία) συνέβαλλαν στον περιορισμό των οριζόντιων μετατοπίσεων, στη μείωση του μήκους λυγισμού των ζυγωμάτων και στη μείωση των καμπτικών ροπών στους κόμβους υποστυλώματος-ζυγώματος. Οι ελκυστήρες συνέβαλλαν στην ευστάθεια των κύριων πλαισίων του φορέα, ενώ παράλληλα περιόρισαν την καμπτική καταπόνηση των ζυγωμάτων.

Καθοριστικό ρόλο στη επιλογή της διατομής των υποστυλωμάτων είχε ο έλεγχος των οριζόντιων μετατοπίσεων για τα φορτία λειτουργικότητας.

Κύρια διεύθυνση της σεισμικής δράσης είναι ο άξονας x-x, αφού σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, στη θεμελιώδη ιδιομορφή ($T=1.86s$) ενεργοποιείται το 91.57% της δρώσας μάζας.

Αναφορικά με τις συνδέσεις, ο σχεδιασμός ενός κόμβου ροπής πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα τις απαιτήσεις αντοχής και στρωφικής δυσκαμψίας, ώστε να μπορεί να προσομοιωθεί ως άκαμπος.

Τα μέλη του φορέα ελέγχθηκαν σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και τα Εθνικά Προσαρτήματα και πέρασαν όλους τους ελέγχους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Τέλος, σημειώνεται ότι είναι απαραίτητη η αξιολόγηση και η επαλήθευση των αποτελεσμάτων των προγραμμάτων ανάλυσης, ώστε να επιτυγχάνεται ασφαλής χρήση τους.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A4%CE%AD%CE%BC%CE%B5%CE%BD%CE%BF%CF%82_%CE%9C%CE%B5%CF%87%CE%BC%CE%AD%CF%84_%CE%91%CE%84 (Ημερομηνία επίσκεψης: 20/10/2015)
- [2] <https://www.didymoteicho.gr/el/didymoteicho/mouseia/temenos-vayazid.html> (Ημερομηνία επίσκεψης: 20/10/2015)
- [3] <http://lyk-didym.evr.sch.gr/projectB2/mnimia.html> (Ημερομηνία επίσκεψης: 20/10/2015)
- [4] http://epirotica.blogspot.gr/2010/11/blog-post_29.html (Ημερομηνία επίσκεψης: 20/10/2015)
- [5] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, Δράσεις, Μέρος 1-1:Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (EN1991)
- [6] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, Δράσεις επί των κατασκευών, Μέρος 1.3 : Φορτία χιονιού (EN 1991-1-3)
- [7] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-4 : Γενικές Δράσεις - Δράσεις ανέμου (EN 1991-1-4)
- [8] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-5 : Γενικές Δράσεις – Θερμικές δράσεις (EN 1991-1-5)
- [9] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1993-1-1:2005)
- [10] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων (EN1993-1-8:2003)
- [11] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια (EN1998-1:2004)
- [12] Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.:«ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων»,Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
- [13] Ερμόπουλος Ι.:« Ευρωκώδικας 1, Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
- [14] Autodesk Robot Stuctural Analysis Professional Training Manual, 2010