



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΠΑΤΡΩΝ
UNIVERSITY OF PATRAS

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΝΘΕΚΤΙΚΩΝ, ΒΙΩΣΙΜΩΝ ΚΑΙ ΕΥΦΥΩΝ
ΥΠΟΔΟΜΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΓΕΝΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ
ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ»

ΝΙΚΟΛΙΑ ΧΡΟΝΟΠΟΥΛΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΘΕΟΔΩΡΟΣ ΚΑΡΑΒΑΣΙΛΗΣ

Πάτρα, Σεπτέμβριος 2022

Η παρούσα εργασία αποτελεί πνευματική ιδιοκτησία του φοιτητή («συγγραφέας/δημιουργός») που την εκπόνησε. Στο πλαίσιο της πολιτικής ανοικτής πρόσβασης ο συγγραφέας/δημιουργός εκχωρεί στο Πανεπιστήμιο Πατρών, μη αποκλειστική άδεια χρήσης του δικαιώματος αναπαραγωγής, προσαρμογής, δημόσιου δανεισμού, παρουσίασης στο κοινό και ψηφιακής διάχυσής τους διεθνώς, σε ηλεκτρονική μορφή και σε οποιοδήποτε μέσο, για διδακτικούς και ερευνητικούς σκοπούς, άνευ ανταλλάγματος και για όλο το χρόνο διάρκειας των δικαιωμάτων πνευματικής ιδιοκτησίας. Η ανοικτή πρόσβαση στο πλήρες κείμενο για μελέτη και ανάγνωση δεν σημαίνει καθ' οιονδήποτε τρόπο παραχώρηση δικαιωμάτων διανοητικής ιδιοκτησίας του συγγραφέα/δημιουργού ούτε επιτρέπει την αναπαραγωγή, αναδημοσίευση, αντιγραφή, αποθήκευση, πώληση, εμπορική χρήση, μετάδοση, διανομή, έκδοση, εκτέλεση, «μεταφόρτωση» (downloading), «ανάρτηση» (uploading), μετάφραση, τροποποίηση με οποιονδήποτε τρόπο, τμηματικά ή περιληπτικά της εργασίας, χωρίς τη ρητή προηγούμενη έγγραφη συναίνεση του συγγραφέα/δημιουργού. Ο συγγραφέας/δημιουργός διατηρεί το σύνολο των ηθικών και περιουσιακών του δικαιωμάτων.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΠΑΤΡΩΝ
UNIVERSITY OF PATRAS

«ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΓΕΝΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ
ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ»

ΝΙΚΟΛΙΑ ΧΡΟΝΟΠΟΥΛΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΘΕΟΔΩΡΟΣ ΚΑΡΑΒΑΣΙΛΗΣ

Πάτρα, Σεπτέμβριος 2022



Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Επιβλέποντα της Διπλωματικής Εργασίας μου, κ. Θεόδωρο Καραβασίλη, που με τη συνεχή καθοδήγησή του, τις συμβουλές, αλλά και την υπομονή του με βοήθησε να φέρω εις πέρας την παρούσα εργασία.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες προς την εταιρία ERGOCAD για την χορήγηση της φοιτητικής άδειας του λογισμικού Consteel 15 με το οποίο πραγματοποιήθηκε η στατική επίλυση του φορέα, καθώς και στην εταιρία IDEASTATICA για την χορήγηση της φοιτητικής άδειας του λογισμικού Ideastatica 22.0, με το οποίο επιλύθηκαν οι συνδέσεις της κατασκευής. Η συμβολή και των δύο υπήρξε καθοριστική για την διεκπεραίωση αυτής της εργασίας.

Επιπλέον, ευχαριστώ τον κ. Σφακιανάκη Μανόλη, Επίκουρο Καθηγητή του τομέα των Κατασκευών και την κ. Φαββατά Μαρία, Επίκουρη Καθηγήτρια του τομέα των Κατασκευών, για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου και στο στενό φιλικό μου περιβάλλον, για την αμέριστη στήριξη και συμπαράστασή τους όχι μόνο κατά τη διάρκεια εκπόνησης της Διπλωματικής Εργασίας αλλά καθ'όλη τη διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος.



Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η εφαρμογή της Γενικής Μεθόδου 6.3.4 του Ευρωκώδικα 3 στον έλεγχο ευστάθειας ενός μονόροφου μεταλλικού πλαισιακού φορέα.

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

Η κατασκευή που μελετήθηκε αποτελεί εγκαταστάσεις υδροηλεκτρικού εργοστασίου. Για τον λόγο αυτό υποβλήθηκε και σε ανάλυση 2^{ης} τάξης με ακραίες δράσεις όπως εξαιρετικά φορτία χιονιού και ακραίες θερμοκρασιακές μεταβολές, με σκοπό την ποσοτικοποίηση της επάρκειας και της ανθεκτικότητας.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με χρήση του προγράμματος Consteel. Κατά την δυναμική ανάλυση αξιοσημείωτη ήταν η μέθοδος γραμμικού αθροίσματος των ιδιομορφών της φασματικής ανάλυσης που εφαρμόστηκε αντί της CQC, με σκοπό την δυνατότητα ανάλυσης 2^{ης} τάξης, εξαιτίας των ποικίλων φορτίων. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN1993.

Τέλος, παρουσιάζονται οι σχεδιαστικές λεπτομέρειες συνδέσεων μεταξύ όλων των κύριων μελών του φορέα. Οι συνδέσεις μελετήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος IDEA STATICA.



Abstract

The topic of study of the present thesis is the application of the General Method 6.3.4 of Eurocode 3 on the control of the stability of a single level metallic framed building.

The forces exerted on the building are classified into permanent, variable, snow load, wind load, thermal loads and seismic loads. The calculation of these forces was done according to the EN1991 regulations. The design states were acquired in accordance to EN1990.

The construction that was detailed comprises the facilities of a hydroelectric power plant. That being the case, it was subjected to 2nd degree analysis with extreme actions and forces, such as extreme snow loads and major thermal variations in order to quantify its adequacy and durability.

The Consteel software was used for the analysis and dimensioning purposes. During the dynamic analysis, in contrast to using the CQC method, the method of linear summation of eigenforms of spectral analysis applied was able to be analyzed using 2nd grade analysis, which was necessary due to the variable loads. The dimensioning and the control of the cross sections and the parts of the structure were based on EN1993.

At last, the design details of the connections between the major parts of the building are listed. The connections were studied with the use of the IDEA STATICA software.



Περιεχόμενα

Ευχαριστίες.....	i
Περίληψη.....	ii
Abstract	iii
Κατάλογος Σχημάτων	iii
Κατάλογος Πινάκων	v
1 Εισαγωγή	15
1.1 Γενικά	15
1.2 Αντικείμενο μελέτης	16
2 Παρουσίαση Έργου	17
2.1 Περιγραφή Μεταλλικού Φορέα	17
2.1.1 Κύριοι φορείς	18
2.1.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	19
2.1.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	20
2.1.4 Κεφαλοδοκοί	21
2.1.5 Τεγίδες	22
2.1.6 Μηκίδες	23
2.1.7 Μετωπικοί στύλοι	24
2.2 Υλικό Κατασκευής	25
2.2.1 Δομικός Χάλυβας.....	25
2.2.2 Κοχλίες και διατμητικοί ήλοι.....	25
2.2.3 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος.....	25
2.2.4 Σκυρόδεμα.....	26
3 Δράσεις Υπολογισμού	27
3.1 Μόνιμες δράσεις	27
3.1.1 Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων.....	27
3.1.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία.....	27
3.2 Μεταβλητές δράσεις	28
3.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία	28
3.2.2 Φορτίο χιονιού	28
3.2.3 Φορτία ανέμου	34
3.2.3.2 Προσομοίωση και επαλήθευση ανεμικών δράσεων στο Consteel.....	43
3.2.4 Φορτία Γερανογέφυρας (στη δοκό κύλισης)	48
3.2.4.2 Δυναμικοί συντελεστές ϕ_i	48
3.2.4.3 Κατακόρυφα φορτία.....	51
3.2.4.4 Οριζόντια φορτία	53
3.2.4.5 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση/επιβράδυνση της γερανογέφυρας....	53
3.2.4.6 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στη παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας	55
3.2.5 Θερμοκρασιακά φορτία	59
3.2.6 Σεισμικές δράσεις.....	59
3.2.5.1 Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών δράσεων.....	60
3.2.5.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων.....	62
3.3 Συνδυασμοί δράσεων	65



3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	67
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	68
3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου	69
4. Διαστασιολόγηση	72
4.1 Γενικά.....	72
4.2 Αναφορά στην Γενική Μέθοδο 6.3.4 του EN 1993-1-1.....	74
4.3 Ζυγώματα	77
4.4 Υποστυλώματα	79
4.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	81
4.6 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	83
4.7 Μετωπικά υποστυλώματα	84
4.8 Τεγίδες	87
4.9 Μηκίδες	88
4.10 Συνδετήριες δοκοί υποστυλωμάτων.....	89
4.11 Δοκοί στήριξης γερανογεφυρών.....	90
4.12 Ποσοστά Εκμετάλλευσης	92
4.13 Έλεγχος σε ευαισθησία δεύτερης τάξης.....	92
5 Συνδέσεις	94
5.1 Εισαγωγή	94
5.2 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας	94
5.3 Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας	100
5.4 Σύνδεση Ζυγώματος -Υποστυλώματος.....	104
5.5 Σύνδεση Ζυγώματος-Μετωπικού υποστυλώματος.....	109
5.6 Σύνδεση Μηκίδας	113
5.7 Αποκατάσταση συνέχειας ζυγώματος	115
6. Θερμοκρασιακές μεταβολές σε κτίρια	120
6.1.1 Γενικά.....	120
6.2.1 Προσδιορισμός θερμοκρασιών.....	120
6.3 Προσδιορισμός των θερμοκρασιακών κατανομών.....	121
6.4 Ισοθερμικές καμπύλες εθνικών ελάχιστων και μέγιστων θερμοκρασιών υπό σκιά.....	122
6.4.1 Γενικά.....	122
6.4.2 Μέγιστη και ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης p διαφορετική από 0,02.....	123
6.4.3 Υπολογισμός θερμοκρασιών για την κατασκευή.....	124
6.5 Κρίσιμοι υπολογισμοί με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης.....	125
6.5.2 Υπολογισμός πλαστικών αντοχών για τα μέλη.....	127
7. Συμπεράσματα.....	129
Παράρτημα.....	130
Βιβλιογραφία.....	140



Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 2.1: Κάτοψη κτιρίου	17
Σχήμα 2.2: Τρισδιάστατη άποψη μεταλλικής κατασκευής	18
Σχήμα 2.3: Πρόσοψη κτιρίου και πλευρική όψη κτιρίου	18
Σχήμα 2.4: Κύριοι φορείς-πλαίσια	19
Σχήμα 2.5: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	20
Σχήμα 2.6: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	21
Σχήμα 2.7: Σύνδεση κεφαλοδοκού – υποστυλώματος – διαγώνιας ράβδου	22
Σχήμα 2.8: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα	23
Σχήμα 2.9: Διάταξη ελκυστήρων στις τεγίδες στέγης	23
Σχήμα 2.10: Πλευρικές μηκίδες σε υποστύλωμα	24
Σχήμα 3.1: Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων από το Consteel	27
Σχήμα 3.2 Φορτίο χιονιού στην Ελλάδα στο ύψος στάθμης της θάλασσας	30
Σχήμα 3.3: Κατανομή φορτίου χιονιού	30
Σχήμα 3.4: Κατανομή φορτίου χιονιού για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια	31-32
Σχήμα 3.5: Εξαιρετικά φορτία χιονιού	33
Σχήμα 3.6: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A	37
Σχήμα 3.7: Ύψος αναφοράς ze συναρτήσει των h και b, και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων	38
Σχήμα 3.8: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους	39
Σχήμα 3.9: Υπόμνημα για δικλινείς στέγες	40
Σχήμα 3.10: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοίμορφα κατανεμημένα ανοίγματα	42
Σχήμα 3.11: Πίεση επί επιφανειών	42
Σχήμα 3.12: Βασικές παράμετροι ανέμου	43
Σχήμα 3.13: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης	43
Σχήμα 3.14: Διευθύνσεις ανέμου	44
Σχήμα 3.15: Επιφάνειες κατανομής φορτίων ανέμου	44
Σχήμα 3.16: Γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων Consteel	45
Σχήμα 3.17: Διάταξη φορτίων στον αφόρτιστο γερανό για επίτευξη της ευμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως.	51



Σχήμα 3.18: Διάταξη φορτίων στον φορτισμένο γερανό για επίτευξη της δυσμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως.	52
Σχήμα 3.19: Εκκεντρότητα εφαρμογής φορτίου τροχού	53
Σχήμα 3.20: Καθορισμός των εγκάρσιων δυνάμεων $H_{T,I}$	55
Σχήμα 3.21: Ορισμός της γωνίας α και της απόστασης h (EN1991-3 σχήμα 2.8)	55
Σχήμα 3.22: Ορισμός παραμέτρων για τα φορτία γερανού	58
Σχήμα 3.23: Θέση γερανογέφυρας στην κατασκευή.	59
Σχήμα 3.24: Σεισμός στο Consteel 15	62
Σχήμα 3.25: Συμμετέχουσα μάζα στο σεισμό	63
Σχήμα 3.26: Ιδιοπερίοδος κατασκευής για την πρώτη κυρίαρχη ιδιομορφή κατά X,Y	63
Σχήμα 3.27: Συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες κατά X , Y	64
Σχήμα 3.28: Ιδιομορφές του κτιρίου(1 ^η και 2 ^η)	64-65
Σχήμα 3.29: Αυτόματη δημιουργία συνδυασμών φορτίσεων στο Consteel	70
Σχήμα 4.1: Μέθοδος κατανομής επιφανειακού φορτίου στο Consteel	72
Σχήμα 4.2: Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης στο Consteel	73
Σχήμα 4.3: Εντολή διαστασιολόγησης Consteel	74
Σχήμα 4.4: Αποτελέσματα ανάλυσης ευαισθησίας για την 1η ιδιομορφή λυγισμού	77
Σχήμα 4.5: Επίλυση διατομής με Consteel	78
Σχήμα 4.6: Έλεγχος βέλους για το ζύγωμα	79
Σχήμα 4.7: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος (α) NEd , (β) MY,Ed	80
Σχήμα 4.8: Επίλυση διατομής υποστυλώματος με Consteel	81
Σχήμα 4.9: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης υποστυλώματος	81
Σχήμα 4.10: Θλίψη κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας	82
Σχήμα 4.11: Επίλυση διατομής κατακόρυφου συνδέσμου με Consteel	82
Σχήμα 4.13: Επίλυσης διατομής με Consteel	84
Σχήμα 4.14: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη μετωπικού υποστυλώματος (α) MY,Ed , (β) MZ,Ed , (γ) NEd	85
Σχήμα 4.15: Επίλυση διατομής μετωπικού υποστυλώματος με Consteel	86
Σχήμα 4.16: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης υποστυλώματος	86
Σχήμα 4.17: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη τεγίδας (α) NEd , (β) MY,Ed	87
Σχήμα 4.18: Επίλυση διατομής τεγίδας με Consteel	87
Σχήμα 4.19: Επίλυση διατομής με Consteel	88
Σχήμα 4.20: Επίλυση διατομής με Consteel	89



Σχήμα 4.21: Έλεγχος λειτουργικότητας συνδετήριας δοκού	90
Σχήμα 4.22: Επίλυση διατομής με Consteel	91
Σχήμα 4.23: Ευαισθησία δευτέρας τάξεως	92
Σχήμα 5.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης διαγώνιων κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας	94
Σχήμα 5.2: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης	95
Σχήμα 5.3: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων	96
Σχήμα 5.4: Συγκόλληση 3mm διαγώνιου στοιχείου με έλασμα	97
Σχήμα 5.5: Σύνδεση υποστυλώματος-κατακόρυφου συνδέσμου-πεδύλου θεμελίωσης	98
Σχήμα 5.6: Σύνδεση SHS70x5 με υποστύλωμα HEA300	98-99
Σχήμα 5.7: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων	99
Σχήμα 5.8: Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας SHS 60x5	100
Σχήμα 5.9: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης	101
Σχήμα 5.10: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων	102
Σχήμα 5.11: Συγκόλληση 3mm διαγώνιου στοιχείου με έλασμα	103
Σχήμα 5.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος	103
Σχήμα 5.13: Έλεγχος ακαμψίας σύνδεσης	104
Σχήμα 5.14: Έλεγχος κοιλίωσης	107
Σχήμα 5.15: Έλεγχοι συγκολλήσεων	109
Σχήμα 5.16: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης ζυγώματος – μετωπικού υποστυλώματος	110
Σχήμα 5.17: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης	111
Σχήμα 5.18: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων	112
Σχήμα 5.19: Σύνδεση μηκίδας πρόσοψης	113
Σχήμα 5.20: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης	114
Σχήμα 5.21: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων	115
Σχήμα 5.22: Σύνδεση κορυφής	116
Σχήμα 5.23: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης	117
Σχήμα 5.24: Τάσεις καταπονήσεις συγκολλήσεων	118
Σχήμα 5.25: Λεπτομέρειες συγγολλήσεων	119
Σχήμα 6.1: Λόγοι $T_{max,p} / T_{max}$ και $T_{min,p} / T_{min}$.	124



Σχήμα 6.2: Απεικόνιση φορτίων από θερμοκρασιακή μεταβολή (α) για το καλοκαίρι, (β) για τον χειμώνα. 125

Σχήμα 6.3: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στα μέλη από θερμοκρασιακή μεταβολή (α) για το καλοκαίρι, (β) για τον χειμώνα. 126



Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u κατά EN 1993-1-1	25
Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής κοχλιών	25
Πίνακας 2.2: Τιμές αντοχών σκυροδέματος και μέτρου ελαστικότητας	26
Πίνακας 3.1: Κατηγοριοποίηση στεγών	28
Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H	28
Πίνακας 3.3: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού	30
Πίνακας 3.4: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά	31
Πίνακας 3.5: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους	35
Πίνακας 3.6: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων.	39
Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες	41
Πίνακας 3.8: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου $+0^\circ$ για κατακόρυφους τοίχους	46
Πίνακας 3.9: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης	47
Πίνακας 3.10: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου $+0^\circ$ για δικλινή στέγη	47
Πίνακας 3.11: Δυναμικοί συντελεστές	49
Πίνακας 3.12: Συνδυασμοί φορτίων και συντελεστών για τις δράσεις της γερανογέφυρας.	49
Πίνακας 3.13: Δυναμικοί συντελεστές ϕ_i για κατακόρυφα φορτία (πίνακας 2.4 EN1991-3:2006).	50
Πίνακας 3.14: Τιμές των β_2 , $v_{2,min}$ (πίνακας 2.5 EN1991-3:2006).	50
Πίνακας 3.15: Δυναμικός συντελεστής ϕ_5 (πίνακας 2.6 EN1991-3).	50
Πίνακας 3.16: Δυναμικός συντελεστής ϕ_7 (πίνακας 2.10 EN1991-3).	50
Πίνακας 3.17: Καθορισμός των α_F , α_V και α_0	57
Πίνακας 3.18: Υπολογισμός απόστασης h (πίνακας 2.8 του Ευρωκώδικα).	57
Πίνακας 3.19 :Υπολογισμός συντελεστών $\lambda_{s,i,j,k}$	57-58
Πίνακας 3.20: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2	61
Πίνακας 3.21: Κατηγορία Εδάφους	61
Πίνακας 3.22: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια	61
Πίνακας 3.23: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων	66
Πίνακας 3.24: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια	67
Πίνακας 3.25: Όρια κατακόρυφων βελών	69



Πίνακας 3.26: Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές ψ	69
Πίνακας 4.1: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης ανά διατομή	91
Πίνακας 4.2: Ευαισθησία δευτέρας τάξεως	92
Πίνακας 6.1: Ενδεικτικές θερμοκρασίες εσωτερικού περιβάλλοντος	121
Πίνακας 6.2: Ενδεικτικές θερμοκρασίες για υπέργεια κτήρια	122
Πίνακας 6.3: Ενδεικτικές θερμοκρασίες για υπόγεια τμήματα κτηρίων	122
Πίνακας 6.4: Εντατικά μεγέθη ανάλυσης	126
Πίνακας 6.5 Συγκεντρωτικός πίνακας αντοχών διατομών	128



Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν και στην Ελλάδα, παραδοσιακό και προνομακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυσή τους. Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

- Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις.
- Η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά.
- Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του.
- Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα.
- Η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφ' όσον απαιτηθεί.
- Η δυνατότητα στέγασης μεγάλων ανοιγμάτων και οι μικρές διαστάσεις των υποστυλωμάτων προσφέρουν εσωτερικούς χώρους μεγάλης επιφάνειας, με ευελιξία στη διαμόρφωση και τη διαρρύθμισή τους.

Υπάρχουν, όμως, και κάποια μειονεκτήματα που παρουσιάζουν τα μεταλλικά κτίρια. Αυτά είναι:

- Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων.
- Η ευαισθησία στη διάβρωση και την πυρκαγιά.
- Η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Το μεγάλο κόστος μελέτης.



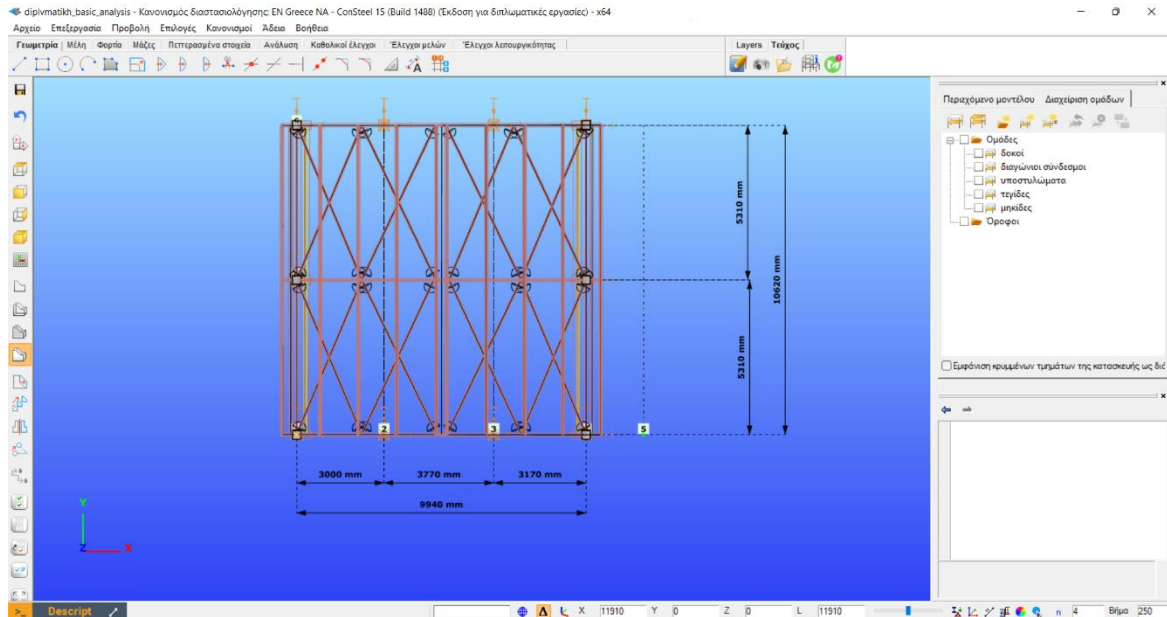
1.2 Αντικείμενο μελέτης

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου βιομηχανικής/εργοστασιακής χρήσης με αποκλειστική χρήση διατομών θερμής ελάσεως. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή Consteel 15, το οποίο είχε ενσωματωμένους τους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993 και 1998. Μέρος της εργασίας, αποτέλεσε η πλήρης αξιοποίηση των δυνατοτήτων του λογισμικού, όσο αναφορά την προσομοίωση, την ανάλυση και την διαστασιολόγηση. Για την μελέτη των συνδέσεων έγινε χρήση του προγράμματος IDEA STATICA 22.

2. Παρουσίαση Έργου

2.1 Περιγραφή Μεταλλικού Φορέα

Το μεταλλικό μονώροφο κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Βόρεια Ελλάδα. Η κατασκευή προβλέπεται να εξυπηρετεί ανάγκες υδροηλεκτρικού εργοστασίου.

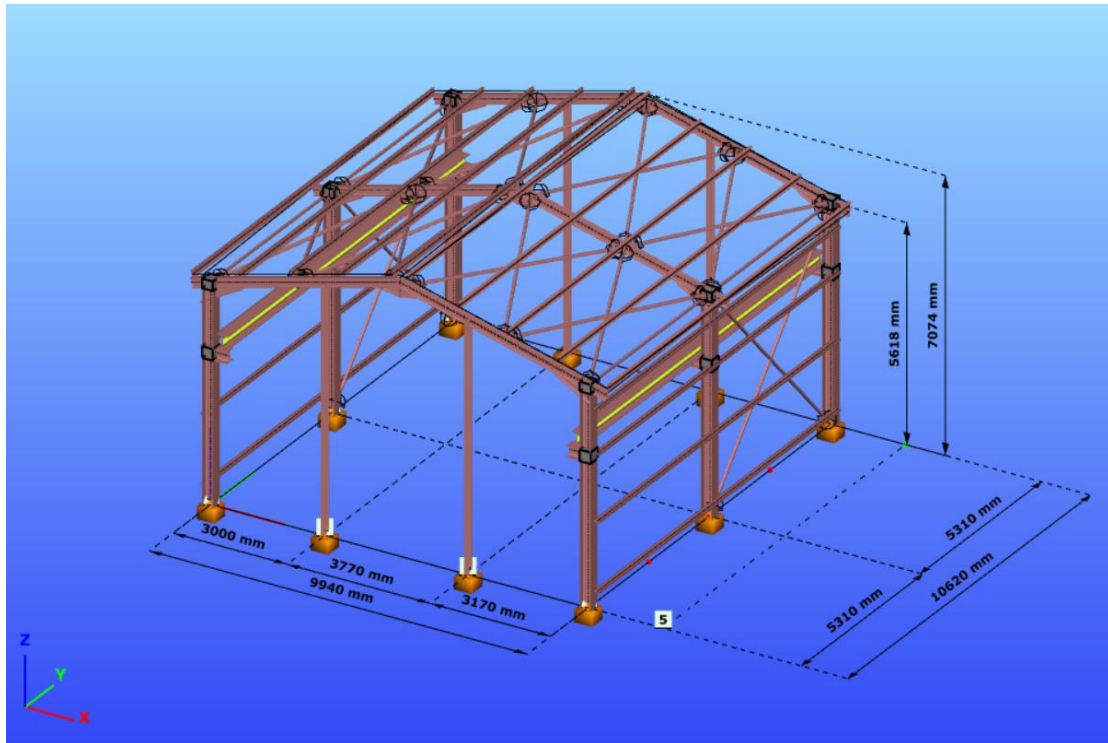


Σχήμα 2.1: Κάτοψη κτιρίου

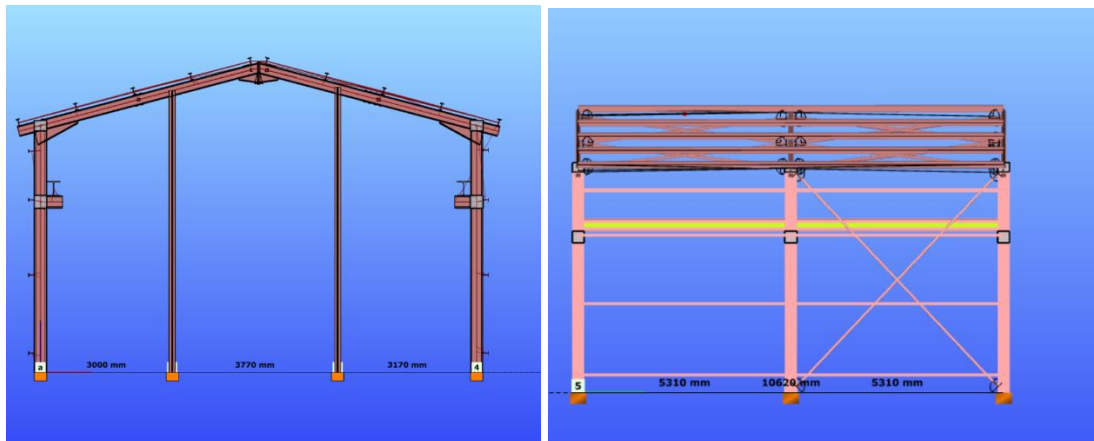
Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 10,62 m x 9,94 m και αποτελείται από 3 κύριους φορείς-πλαίσια. Τα 3 πλαίσια είναι παράλληλα μεταξύ τους και ανά ίσες αποστάσεις λόγω των λειτουργικών απαιτήσεων που δόθηκαν. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 7,08 m και η στέγη του είναι δικλινή με κλίση 14,77°. Τα πλαίσια είναι δίστηλα και αποτελούνται από ελατές διατομές ΗΕΑ.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι εξασφαλίζουν τη μεταφορά οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι με τη σειρά τους τις μεταφέρουν στη θεμελίωση. Οριζόντιοι σύνδεσμοι έχουν τοποθετηθεί στα φατνώματα της στέγης. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι έχουν τοποθετηθεί στο 2ο φάτνωμα. Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων συνδέονται μεταξύ τους με την κεφαλοδοκό η οποία διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών μεταφέρονται οι οριζόντιες δυνάμεις προς τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και από εκεί στη θεμελίωση. Οι τεγίδες είναι διατεταγμένες ανά ίση μεταξύ τους απόσταση (1,31m) και μεταφέρουν στους κύριους φορείς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση. Αντίστοιχα οι μηκίδες που τοποθετούνται σε δύο όψεις του κτιρίου, ανά αποστάσεις καθορισμένες με βάση τις οριζόντιες διατάξεις και ανάγκες των στοιχείων (1,78m~ 1,13m), γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Για την κάλυψη των μετώπων του κτιρίου, δηλαδή των ακραίων πλαισίων, τοποθετούνται ανά αποστάσεις, τις οποίες ορίζουν τα αρχιτεκτονικά σχέδια

λόγω της ύπαρξης εισόδων-πορτών, μετωπικά υποστυλώματα. Η έδραση τους γίνεται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια.



Σχήμα 2.2: Τρισδιάστατη άποψη μεταλλικής κατασκευής



Σχήμα 2.3: Πρόσοψη κτιρίου και πλευρική όψη κτιρίου

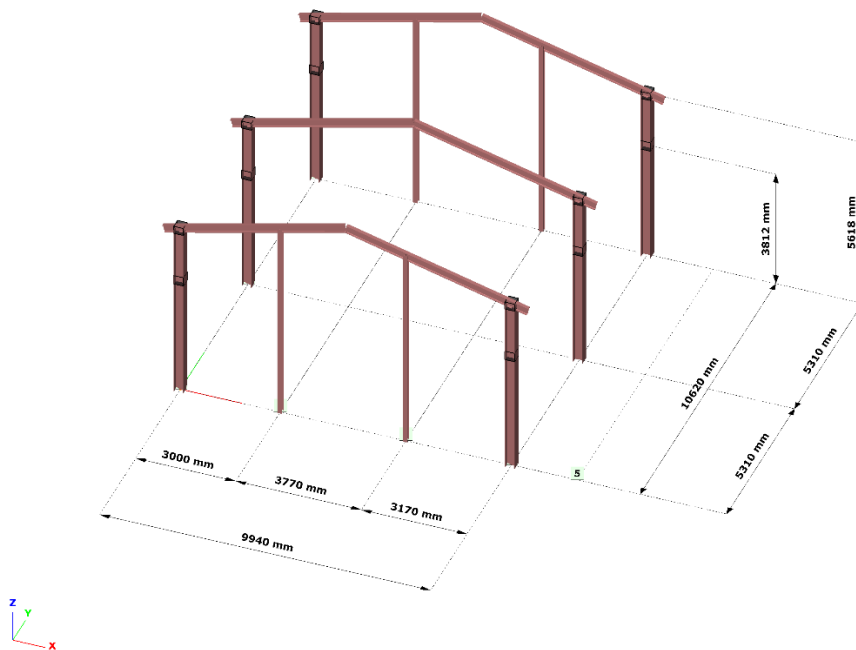
2.1.1 Κύριοι φορείς

Οι κύριοι φορείς του κτιρίου αποτελούνται από πλαίσια ανοίγματος 9,94m το καθένα και διατάσσονται ανά 5,31m. Η διάταξη αυτή ήταν η βέλτιστη που προέκυψε με βάση την οικονομία υλικού προκειμένου να εξυπηρετηθούν οι λειτουργικές πρωτίστως και οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που δόθηκαν. Τα πλαίσια αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το δικλινές ζύγωμα με κλίση 14,77°.

Για τα υποστυλώματα των πλαισίων επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν διατομές από τη σειρά HEA και για τα ζυγώματα από τη σειρά IPE. Επιλέχθηκαν διατομές διπλού

ταυ διότι τα πλαίσια καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και έτσι το περισσότερο υλικό της διατομής είναι στις θέσεις που εμφανίζονται μεγαλύτερες τάσεις. Οι διατομές είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη δράση των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας εντός του πλαισίου.

Το πλαίσιο μπορεί να μορφωθεί αμφίπακτο ή αμφιαρθρωτό. Επιλέχθηκε αμφίπακτο λόγω της ευνοϊκότερης κατανομής των καμπτικών ροπών και της μειωμένης παραμορφωσιμότητας η οποία μας ενδιαφέρει για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.



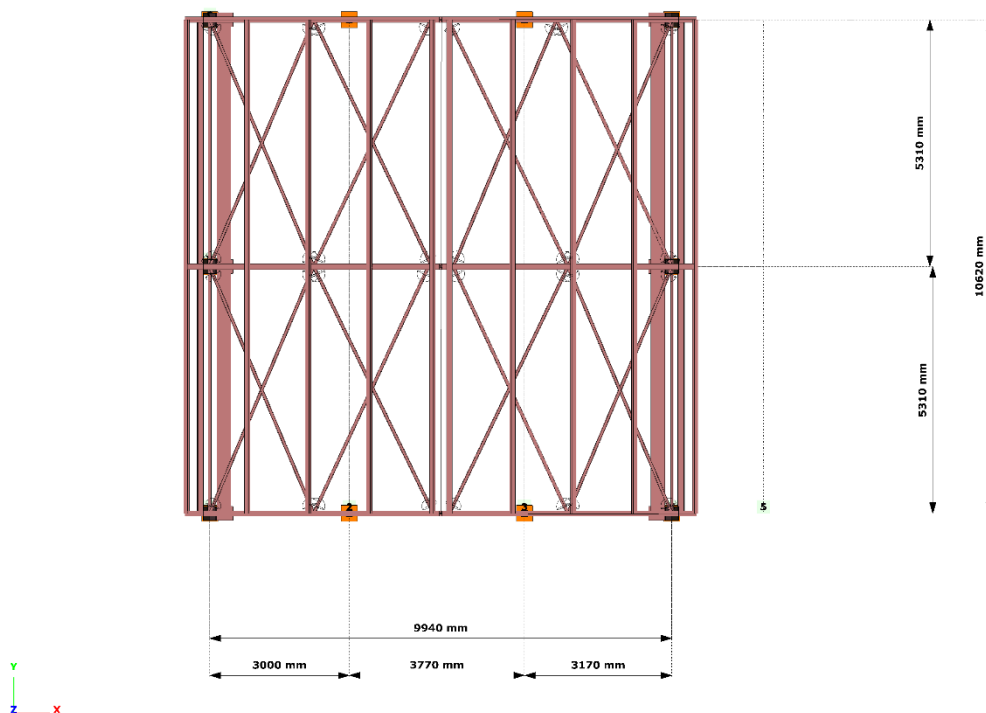
Σχήμα 2.4: Κύριοι φορείς-πλαίσια

2.1.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ των κύριων φορέων. Στη στέγη του κτιρίου έχουν τοποθετηθεί διαγώνιες ράβδοι ανά δεύτερη τεγίδα σε όλα τα φατνώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.5. Οι διαγώνιες ράβδοι επιλέχθηκαν να έχουν κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS), οι οποίες συνδέονται στο άνω πέλμα του εκάστοτε ζυγώματος, όπως επίσης και με τις ενδιάμεσες τεγίδες στις οποίες συγκολλάται ένα έλασμα στο κάτω πέλμα τους, πάνω στο οποίο κοχλιώνονται οι τέσσερις επιμέρους ράβδοι του οριζόντιου χιαστί. Έτσι λοιπόν το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κύριων πλαισίων, ως ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους. Οι κύριες λειτουργίες των οριζόντιων συνδέσμων είναι :

- Η μεταφορά στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων και των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες ασκούνται στο επίπεδο των ζυγώματων,
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη(εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα,
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά της διάρκειας της ανέγερσης.

Κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγώνιων κάθε φατνώματος. Η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση την εφελκόμενη ράβδο και δράση το άθροισμα των απόλυτων τιμών των δυνάμεων που έχουν προσδιοριστεί για τις δύο διαγώνιους του ίδιου φατνώματος. Ανάλογα, λοιπόν, με τη φορά των οριζόντιων δυνάμεων εφελκόμενη θα είναι η μία ή η άλλη διαγώνιος κάθε φατνώματος. Για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους.

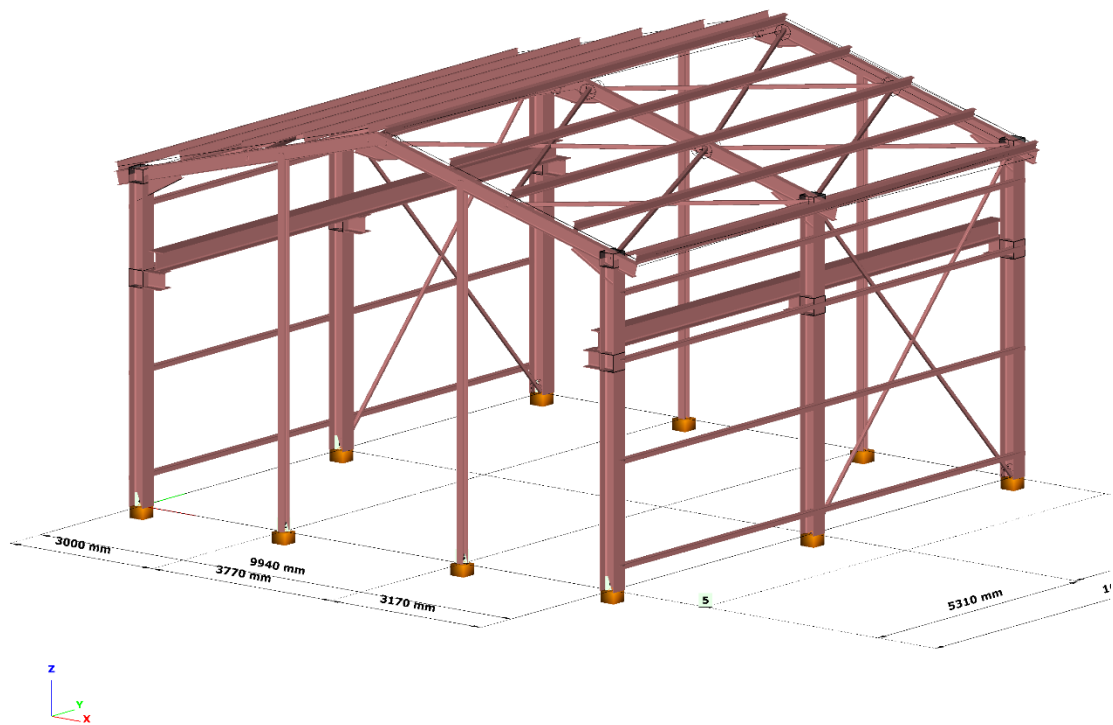


Σχήμα 2.5: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

2.1.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση γίνεται μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Επιπρόσθετα, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι παρέχουν στην κατασκευή προσωρινή ευστάθεια κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της. Στο κτίριο έχουν επιλεγεί δύο κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς

εκκεντρότητα με χιαστί ράβδους καθ' ύψος του υποστυλώματος. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS) καθώς στους κατακόρυφους συνδέσμους οι χρησιμοποιούμενες διατομές πρέπει να οδηγούν σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη. Με σκοπό να δημιουργηθεί ένας καλύτερος σχηματισμός έχουν τοποθετηθεί και οριζόντια στοιχεία της ίδιας διατομής, τα οποία φαίνονται και στο Σχήμα 2.6, καθώς και για να εξασφαλίσουν πλευρικά το υποστύλωμα στα μισά του ύψους του. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι έχουν τοποθετηθεί στο 2ο φάτνωμα. Η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων από τα οριζόντια στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας γίνεται μέσω των κεφαλοδοκών.



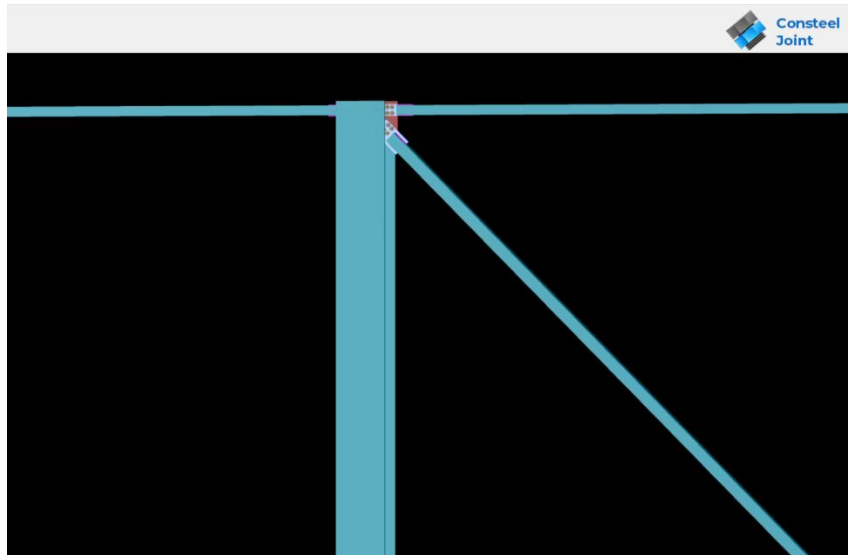
Σχήμα 2.6: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με την υπόθεση ότι κατά τη δράση των οριζόντιων δυνάμεων ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος ράβδος. Οι διαγώνιοι και οι οριζόντιοι ράβδοι συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέραν του ίδιου βάρους τους.

2.1.4 Κεφαλοδοκοί

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στην θεμελίωση μέσω περισσότερων

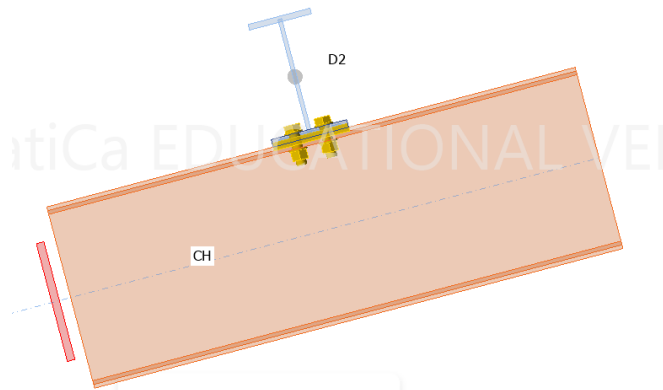
θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης διότι συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Η διατομή, όπως και στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS) λόγω της σημαντικής αντοχής σε θλίψη.



Σχήμα 2.7: Σύνδεση κεφαλοδοκού – υποστυλώματος – διαγώνιας ράβδου

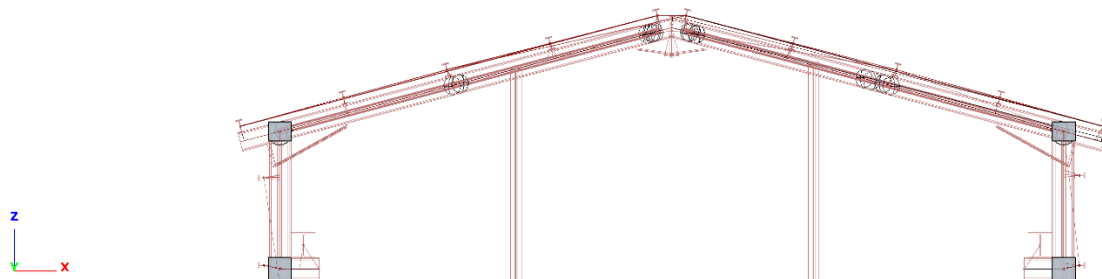
2.1.5 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δευτερεύοντα δομικά στοιχεία τα οποία μεταφέρουν δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης, όπως το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο, στους κύριους φορείς. Δευτερευόντως, λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα. Στο παρόν κτίριο είναι διατεταγμένες ανά 1.31m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ δύο διαδοχικών φορέων. Τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση για αυτό και επιλέχθηκαν. Λόγω της καταπόνησης κυρίως σε κάμψη επιλέχθηκε διατομή από τη σειρά IPE. Με την τοποθέτηση των τεγίδων στο άνω πέλμα του ζυγώματος προκύπτει πλευρική δέσμευση του πέλματος αυτού όταν είναι θλιβόμενο και δέσμευση έναντι στροφής όταν το άνω πέλμα είναι το εφελκόμενο. Στο Σχήμα 2.8 παρουσιάζεται ο τρόπος σύνδεσης της τεγίδας επί του ζυγώματος.



Σχήμα 2.8: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα

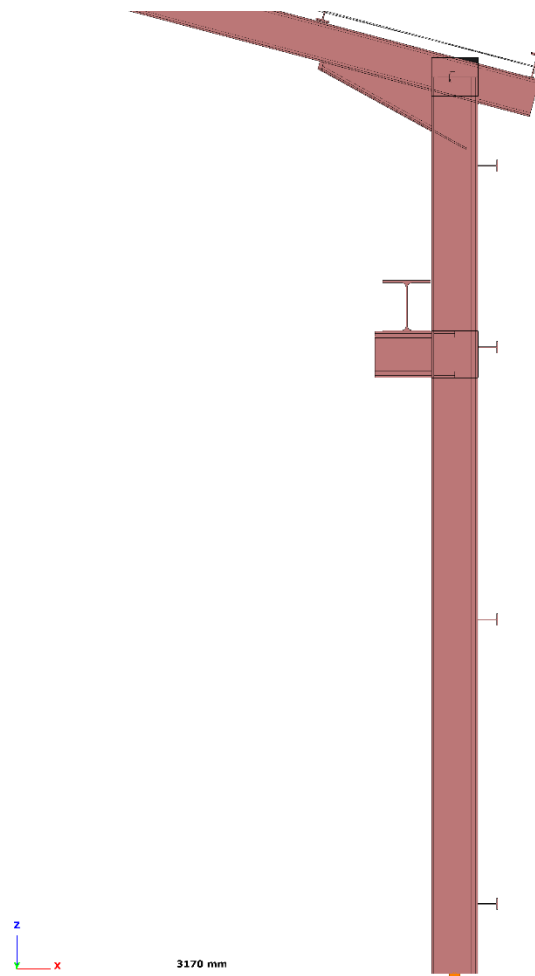
Σε κάθε τεγίδα έχουν τοποθετηθεί ελκυστήρες, οι οποίοι δεσμεύουν ορισμένες διατομές της τεγίδας έναντι πλευρικής μετάθεσης και λειτουργούν ως πρόσθετες ενδιάμεσες στηρίξεις. Ως διατομές για τις ράβδους αυτές χρησιμοποιούνται οι κυκλικές συμπαγείς. Οι ελκυστήρες ή ντίζες τοποθετήθηκαν στο μέσον του ύψους της διατομής, είναι αυτοτελή στοιχεία μεταξύ διαδοχικών τεγίδων, διατρύπουν τον κορμό τους και συνδέονται επί αυτών μέσω κοχλιών. Οι ράβδοι παρεμποδίζουν την πλευρική μετατόπιση των τεγίδων στο άνοιγμα και καταπονούνται από τη σχετική εφελκυστική αξονική δύναμη. Κάθε ελκυστήρας μεταφέρει αθροιστικά την εφελκυστική δύναμη που αντιστοιχεί σε όλες τις τεγίδες χαμηλότερης από αυτόν στάθμης.



Σχήμα 2.9: Διάταξη ελκυστήρων στις τεγίδες στέγης

2.1.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες τοποθετούνται σε δύο από τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης. Σχεδιάζονται με τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων και έχουν τον ίδιο τύπο διατομής (ΙΡΕ). Οι μηκίδες διαμορφώνονται ως αμφιέριστα στοιχεία και έχουν διαταχθεί ανά ποικίλες αποστάσεις επί των υποστυλωμάτων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.10. Κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση για αυτό και είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται με τα φορτία του ανέμου.



Σχήμα 2.10: Πλευρικές μηκίδες σε υποστύλωμα

Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων, ίδιο βάρος μηκίδων, αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό λόγω της ύπαρξης των ελκυστήρων. Χρήση ελκυστήρων έχει γίνει στα μέτωπα του κτιρίου λόγω των μεγάλων αποστάσεων μεταξύ των μετωπικών υποστυλωμάτων. Οι ελκυστήρες έχουν τοποθετηθεί όπως και στις τεγίδες και μεταφέρουν τα φορτία που αναφέρθηκαν. Το βάρος των φύλλων επένδυσης μεταφέρεται στη στάθμη απόληξης της επένδυσης.

2.1.7 Μετωπικοί στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι τοποθετούνται ανά αποστάσεις σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά υποστυλώματα αποτελεί η ανεμοπίεση. Εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια με σύνδεση σαν κύλιση διότι δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των ζυγωματών. Η σύνδεση με το ζύγωμα πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκειες οπές, η ακριβής διάσταση των οποίων καθορίζεται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου. Αποφεύγεται έτσι η μεταφορά αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστυλώματα.

2.2 Υλικό Κατασκευής

2.2.1 Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S235 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και θραύσης f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Παρακάτω παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του χάλυβα της κατασκευής στον Πίνακα 2.1.

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S235	235	360	215	360

Πίνακας 2.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u κατά EN 1993-1-1

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1:2005, παράγραφος 3.2.6), το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ίσο με $E = 210 \text{ GPa}$, ενώ το ειδικό βάρος του είναι $\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$. Ο λόγος του συντελεστή Poisson έχει τιμή $\nu = 0.3$ και ο συντελεστής γραμμικής διαστολής είναι $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. Οι τιμές αυτές λαμβάνονται για το δομικό χάλυβα ανεξαρτήτως της ποιότητας του.

2.2.2 Κοχλίες και διατμητικοί ήλοι

Η επιλογή της ποιότητας των κοχλιών έγινε σύμφωνα με την προδιαγραφή ISO R989. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής τους για τις διάφορες ποιότητες δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Ποιότητα κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής κοχλιών

Ο συμβολισμός της ποιότητας καθορίζεται με τον πρώτο αριθμό να εκφράζει ποσοστό 1% της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} και τον δεύτερο τον λόγο f_{yp} / f_{ub} πολλαπλασιασμένο επί 10. Για τους ήλους επιλέχθηκε ποιότητα εφελκυστικής αντοχής 450Mpa.

2.2.3 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Επιλέχθηκε χάλυβας B500C για την όπλιση της σύμμικτης πλάκας με χαρακτηριστικό όριο διαρροής $f_{ys}=500\text{Mpa}$. Τα κύρια χαρακτηριστικά του είναι ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

2.2.4 Σκυρόδεμα

Για τις ανάγκες της κατασκευής επιλέχθηκε ποιότητα σκυροδέματος C25/30, για το οποίο δίνονται στον Πίνακα 2.2 οι τιμές των ονομαστικών αντοχών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2.

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk\ 0.05}$ (MPa)	$f_{ctk\ 0.95}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)
C25/30	25	33	2,36	1,8	3,3	30,5

Πίνακας 2.3: Τιμές αντοχών σκυροδέματος και μέτρου ελαστικότητας

- f_{ck} : θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών
- f_{cm} : μέση εφελκυστική αντοχή
- $f_{ctk\ 0.05}$ και 0.95 : χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής. Ποσοστημότητα 5% και 95%
- E_{cm} : μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας

Όσον αφορά το ειδικό βάρος του, αυτό λήφθηκε ως $\gamma=25\text{kN/m}^3$.

3 Δράσεις Υπολογισμού

3.1 Μόνιμες δράσεις

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

3.1.1 Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων

Περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη υποστυλωμάτων, δοκών, διαδοκίδων, συνδέσμων δυσκαμψίας κ.τ.λ. Αυτά αναγνωρίζονται αυτόματα από το Consteel σύμφωνα με τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά τους. Το συνολικό ίδιο βάρος του φέροντος οργανισμού μετά την εισαγωγή των τελικών διατομών ανέρχεται στους 11,41t όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.1.

Πληροφορίες για το μοντέλο

Ορισμός δεδομένων μοντέλου

Σύμφωνα με το πλήρες μοντέλο Σύμφωνα με την τρέχουσα προβολή

Βασικά δεδομένα

Αριθμός ράβδων	70	Συνολικό βάρος κατασκευής [t]	11,41
Αριθμός στηρίξεων	14	Συνολική επιφάνεια για βαφή [m ²]	308,47
		Συνολικό μήκος [m]	457,63

Όνομα	Μάζα [t]	Επιφάνεια [m ²]	Μήκος [m]
HEA 140	0,635	20,52	25,77
HEA 300	3,243	63,36	36,71
HEA 340	2,225	38,21	21,24
IPE 140	1,096	46,85	84,96
IPE 160*	1,675	66,23	106,2
IPE 240	1,202	36,74	33,94
LA_30X15	0,011	0,28	3
SHS 60x5	0,422	11,64	52,16
SHS 70x5	0,904	24,65	93,65

Κλείσιμο

Σχήμα 3.1: Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων από το Consteel

3.1.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Περιλαμβάνουν επικαλύψεις και επενδύσεις δαπέδων, ηλεκτρολογικά δίκτυα, κλιματιστικά και λήφθηκαν ως 3kN/m², επιβαλλόμενα συνολικά στην στάθμη της στέγης.

3.2 Μεταβλητές δράσεις

Σ' αυτές εντάσσονται τα επιβαλλόμενα φορτία λόγω λειτουργίας της κατασκευής, τα φορτία χιονιού, ανέμου και θερμοκρασιακών μεταβολών. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, για αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς.

3.2.1 Επιβαλλόμενες δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων κλπ. Λόγω της φύσης τους δεν είναι δυνατή η εξακρίβωση του μεγέθους και της θέσης τους, γι' αυτό ο προσδιορισμός τους γίνεται στατιστικά και οι χαρακτηριστικές τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς. Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1, ως επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια χαρακτηρίζονται τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση των φορτιζόμενων επιφανειών. Οι στέγες κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητα τους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1.

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

Πίνακας 3.1: Κατηγοριοποίηση στεγών

Για τις στέγες κατηγορίας H, οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίδονται στον Πίνακα 3.2.

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0.00-1.00	0.90-1.50

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H

Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε μια επιφάνεια A που θα ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το A είναι 10m², στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης.

Στο στατικό προσομοίωμα επιλέχθηκε ως επιβαλλόμενο φορτίο $q_k = 0,5\text{kN/m}^2$ το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

3.2.2 Φορτίο χιονιού

Ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού έγινε με εφαρμογή του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1991-1-3 στο οποίο περιέχονται λεπτομερώς οι μορφές φόρτισης που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση ανάλογα με τον τρόπο εναπόθεσης του χιονιού πάνω στη στέγη.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου, ενώ η πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπίκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας είναι αναγκαίο να ληφθούν υπόψη οι επιδράσεις του ανέμου καθώς και οι μεταβολές της θερμότητας της στέγης διότι είναι παράγοντες οι οποίοι μπορούν να προκαλέσουν ανακατανομή του φορτίου χιονιού στη στέγη.

Το φορτίο χιονιού s που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης, προσδιορίζεται δε από τις σχέσεις :

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

Όπου:

μ_i Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

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

C_e Ο συντελεστής εκθέσεως.

C_t Ο θερμικός συντελεστής

Το s_k δίνεται απ' την σχέση:

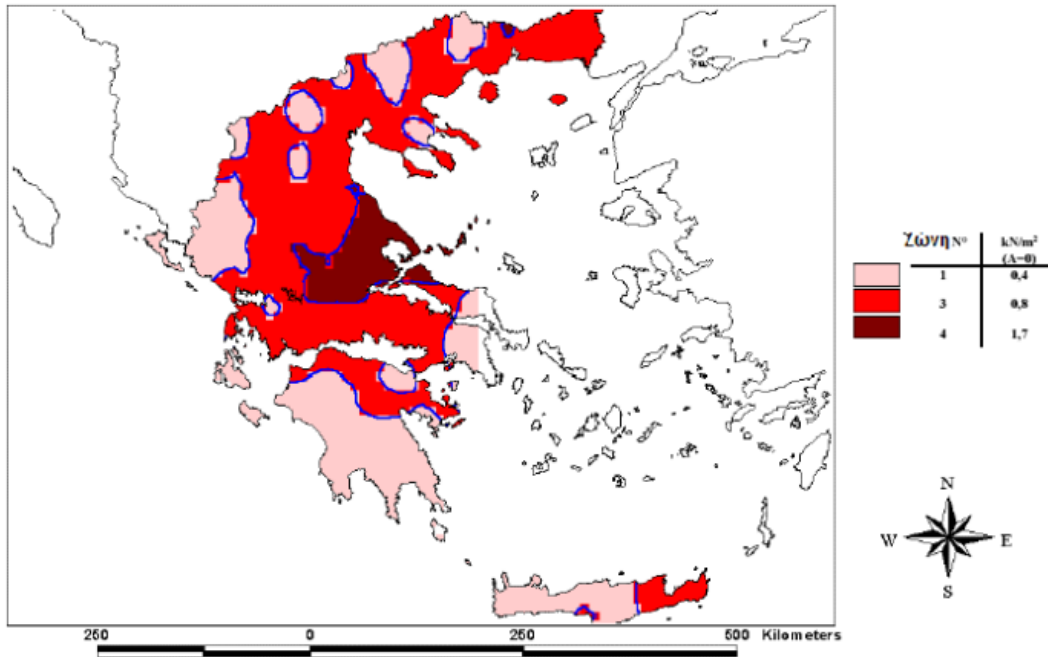
$$s_k = s_{k,0} * (1 + (A / 917)^2) \quad (3.3)$$

όπου:

A Το υψόμετρο της τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m

$s_{k,0}$ Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας, δηλαδή για $A=0$

Στο Παράρτημα C του EN 1991-1-3 δίνονται οι τιμές του $s_{k,0}$ για την Ελλάδα σύμφωνα με τις παρακάτω ζώνες:



Σχήμα 3.2 Φορτίο χιονιού στην Ελλάδα στο ύψος στάθμης της θάλασσας

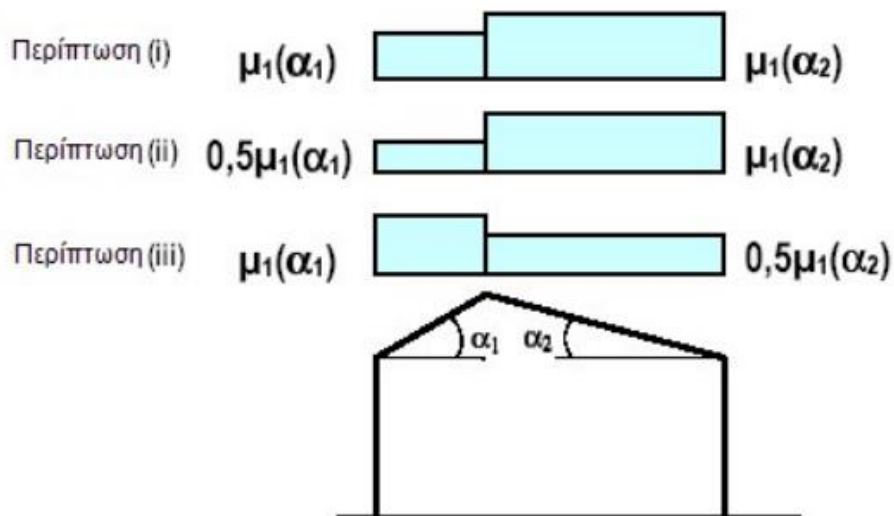
- Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4kN/m^2$)
- Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8kN/m^2$)
- Ζώνη IV ($s_{k,0} = 1,7kN/m^2$)

Ο προσδιορισμός του συντελεστή σχήματος του φορτίου χιονιού μ_1 , όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται, έγινε με βάση τον Πίνακα 3.3.

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

Πίνακας 3.3: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

Η κατανομή του φορτίου επί της στέγης δίνεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.3: Κατανομή φορτίου χιονιού

Επομένως με βάση τη γεωμετρία του φορέα η γωνία κλίσης της στέγης προέκυψε $\alpha_{1,2} = 14,77^\circ$ και η τιμή του μ_i προέκυψε ίση με 0.8. Οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή έκθεσης C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά δίνονται στον Πίνακα 3.4.

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 αναγλύφου, 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.

Πίνακας 3.4: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

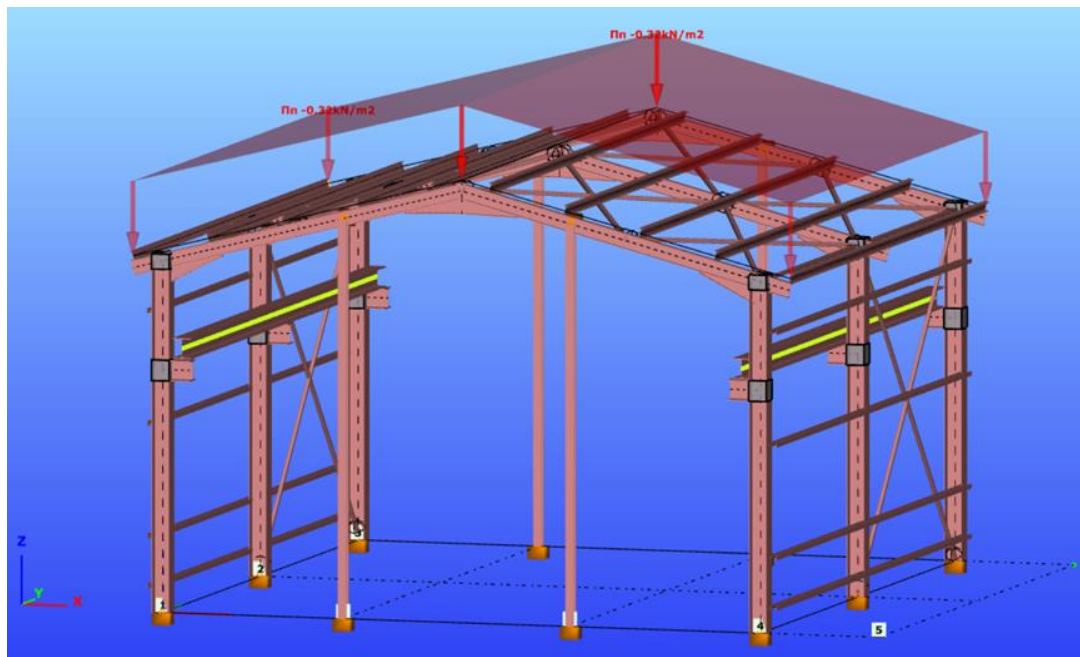
Η περιοχή πλησίον του κτιρίου σύμφωνα με τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της χαρακτηρίζεται ως κανονική, επομένως ο συντελεστής έκθεσης είναι ίσος με 1. Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1\text{W/m}^2\text{K}$). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης θεωρούμε $C_t = 1.00$. Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού s_k επί του εδάφους εξαρτάται από τη ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου. Για το παρόν κτίριο λήφθηκε $s_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$. Για τα εξαιρετικά φορτία χιονιού λήφθηκε συντελεστής $C_{esl} = 2$. Η τιμή του φορτίου χιονιού της στέγης προσδιορίζεται από τις καταστάσεις σχεδιασμού:

- Για καταστάσεις σχεδιασμού διάρκειας το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

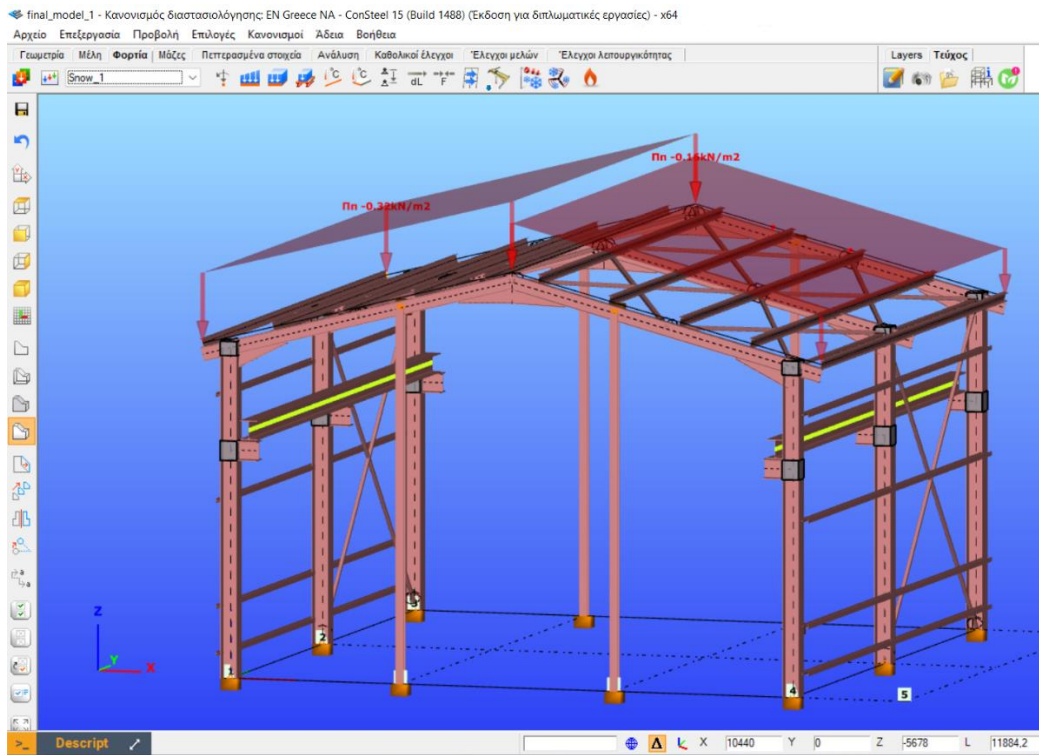
$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1 * 1 * 0,4 = 0,32 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

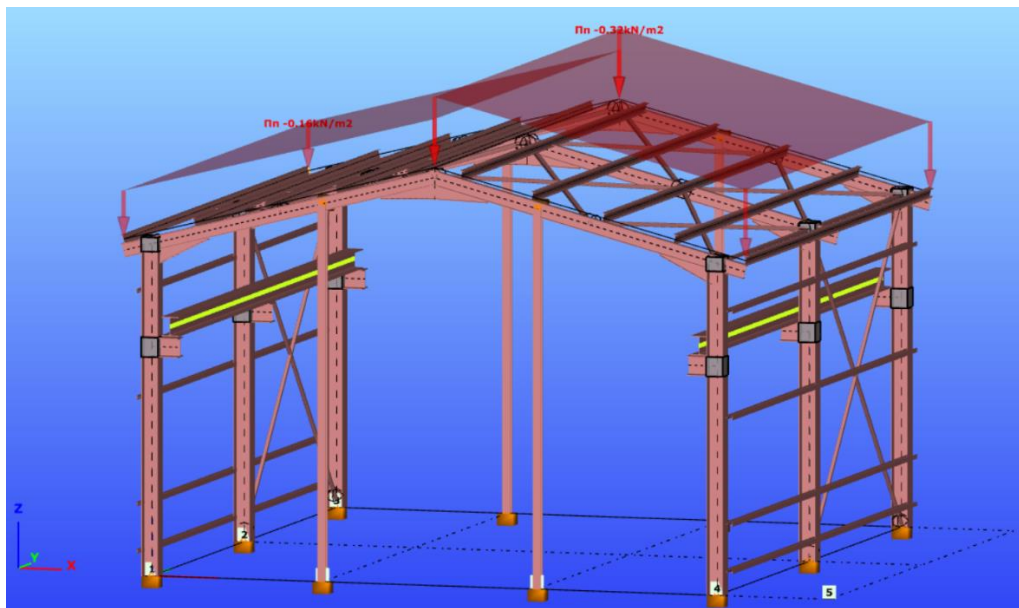
$$s = \mu_i * C_e * C_t * C_{esl} * s_k = 0,8 * 1 * 1 * 2 * 0,4 = 0,64 \text{ kN/m}^2 \quad (3.5)$$



(α)

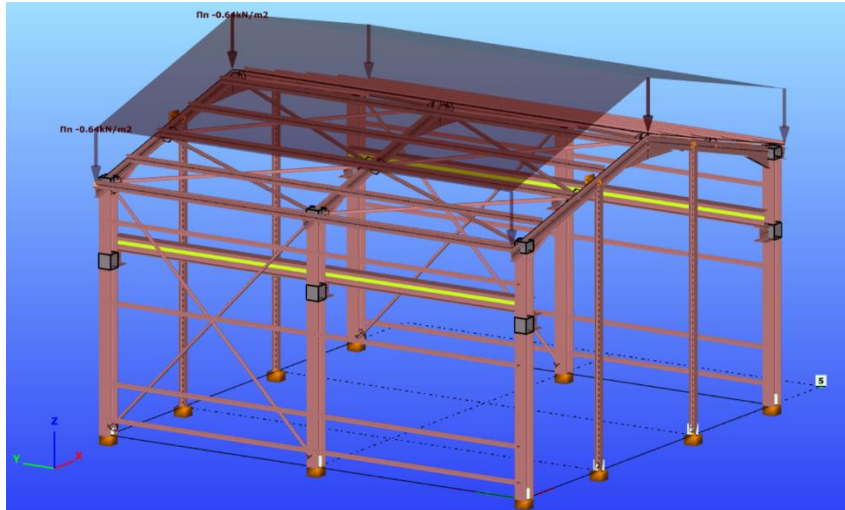


(β)

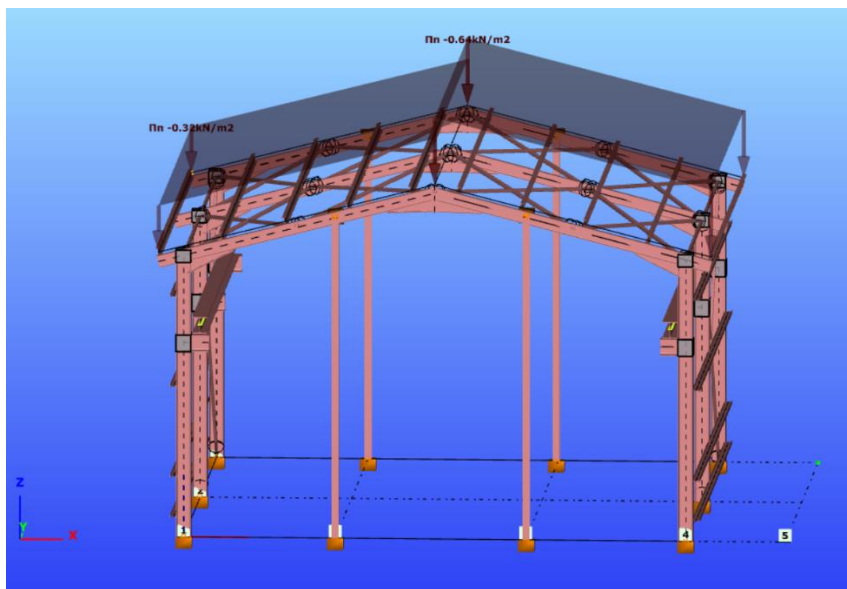


(γ)

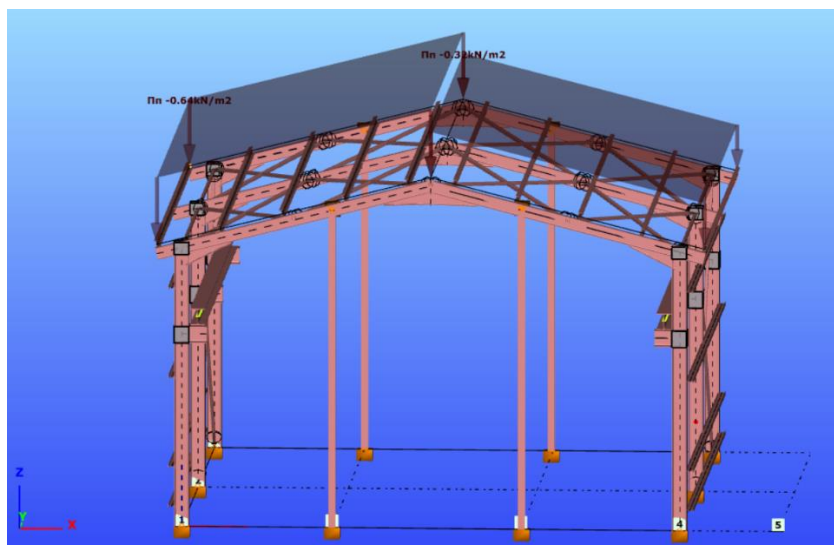
Σχήμα 3.4: Κατανομή φορτίου χιονιού για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 3.5: Εξαιρετικά φορτία χιονιού

3.2.3 Φορτία ανέμου

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου έγινε με εφαρμογή του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1991-1-4.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις μεταλλικές κατασκευές παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Παρουσιάζουν διακυμάνσεις στο χρόνο και δρουν άμεσα ως πιέσεις επί των εξωτερικών επιφανειών κλειστών κατασκευών και, λόγω της πορώδους φύσης της εξωτερικής επιφάνειας, δρουν επίσης έμμεσα επί των εσωτερικών επιφανειών. Ακόμη μπορούν να δρουν άμεσα επί της εσωτερικής επιφάνειας ανοικτών κατασκευών.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή οπότε τα φορτία ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η σημαντικότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης, είναι:

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

3.2.3.1 Κανονιστικές διατάξεις υπολογισμού ανεμικών φορτίων

Οι δράσεις του ανέμου υπολογίστηκαν σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-4 κατά το οποίο αναφέρονται τα παρακάτω: Η βασική ταχύτητα του ανέμου θα υπολογίζεται από την Εξίσωση (3.6).

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (3.6)$$

όπου:

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

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτείνεται ίσος με 1,00)

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτείνεται ίσος με 1,00)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και θα προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.7)

$$v_m(z) = c_{r(z)} * c_{0(z)} * v_b \quad (3.7)$$

όπου:

$c_{0(z)}$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους(για επίπεδο έδαφος ίσος με 1,00)

$c_{r(z)}$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) & \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z) = c_r(z_{min}) & \text{για } z \leq z_{min} \end{cases} \quad (3.8)$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0.19 * (z_0/z_{0II})^{0.07} \quad (3.9)$$

όπου:

z_{0II} είναι ίσο με 0,05m

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.5

z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200m

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 γρασιδί 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

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

$$I_v(z) = \sigma_v * v_m(z) = k_l * c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.10)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \begin{cases} \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ \text{για } z \leq z_{min} \end{cases}$$

όπου:

k_l είναι ο συντελεστής στροβιλισμού(προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_0 είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, που δίνεται στον Πίνακα 3.5

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, θα πρέπει να προσδιορίζεται ως:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad (3.11)$$

όπου:

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

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b \quad (3.12)$$

q_b είναι η βασική πίεση

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (3.13)$$

Τα ύψη αναφοράς z_e για προσήνεμους τοίχους ορθογωνικής κάτοψης, τα οποία εξαρτώνται από την αναλογία ύψους h και πλάτους b του κτιρίου.

– Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από b θα πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.

– Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από b , αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.

– Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από $2b$ μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b , ένα ανώτερο τμήμα εκτεινόμενο από την κορυφή και προς τα κάτω ύψους ίσου με b , και μια μεσαία περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος h_{strip} .

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες w_e λαμβάνεται από την Εξίσωση (3.14).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.14)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

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

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, w_i , λαμβάνεται από την Εξίσωση (3.15)

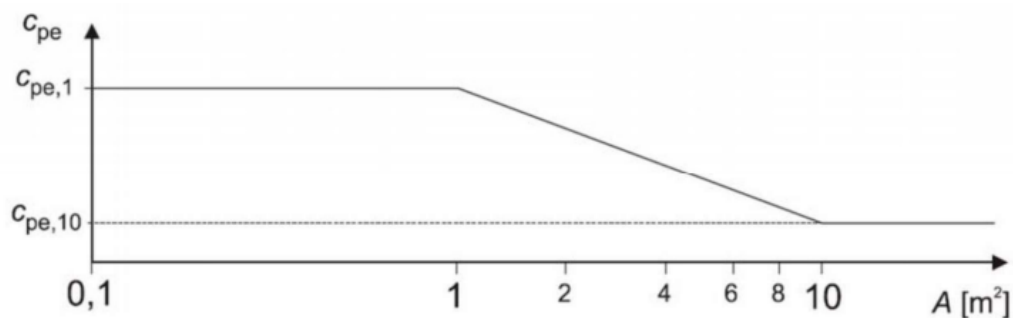
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.15)$$

όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

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

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Σε σχήμα δίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A , το οποίο στηρίζεται στα παρακάτω ενδεχόμενα:



Σχήμα 3.6: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

- i. $c_{pe} = c_{pe,1}$ για $A \leq 1\text{m}^2$
- ii. $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$ για $1\text{m}^2 \leq A \leq 10\text{m}^2$
- iii. $c_{pe} = c_{pe,10}$ για $A \leq 10\text{m}^2$

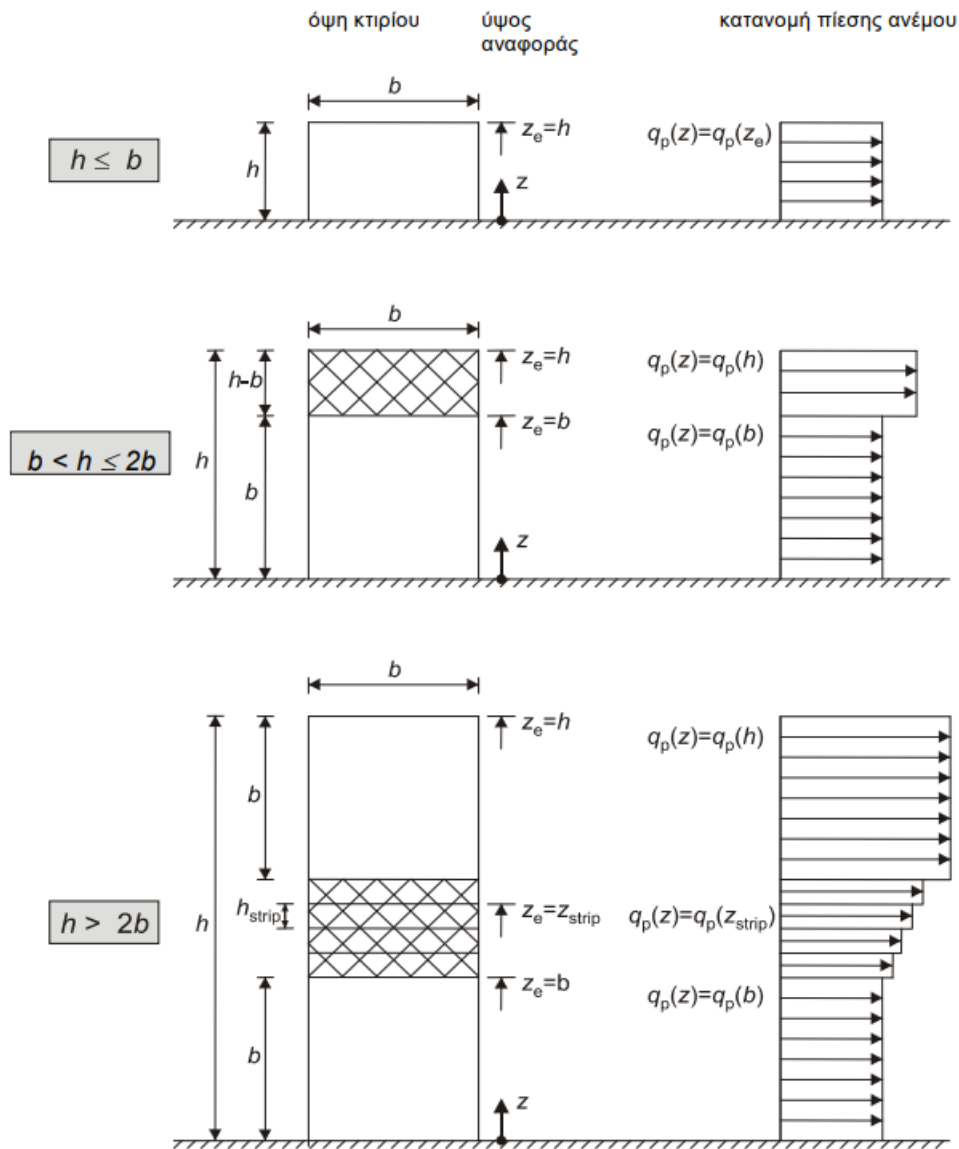
Οι τιμές $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ χρησιμοποιούνται για τις ορθογώνιες διευθύνσεις ανέμου 0° , 90° , 180° , 270° . Αυτές οι τιμές αντιπροσωπεύουν τις πλέον δυσμενείς τιμές που προκύπτουν σε ένα εύρος της διεύθυνσης του ανέμου $\theta = \pm 45^\circ$ και από τις δύο πλευρές της αντίστοιχης ορθογώνιας διεύθυνσης. Ο τελικός υπολογισμός των συντελεστών πίεσης για τους προσήνεμους τοίχους, γίνεται με την χρήση προτεινόμενων τιμών από το ευρωπαϊκό πρότυπο, οι οποίες εξαρτώνται από τον λόγο h/d και κατανέμουν την φόρτιση σε κατάλληλες ζώνες, όπου h το ύψος του κτιρίου και d η πλευρά του κτιρίου παράλληλη στην εκάστοτε διεύθυνση του ανέμου.

Τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτώνται από τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου. Δίνονται στο Σχήμα 3.7 για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

Για $h \leq b$ λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e = h$.

Για $b \leq h \leq 2b$ λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.

Για $h \geq 2b$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$, το υψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b .



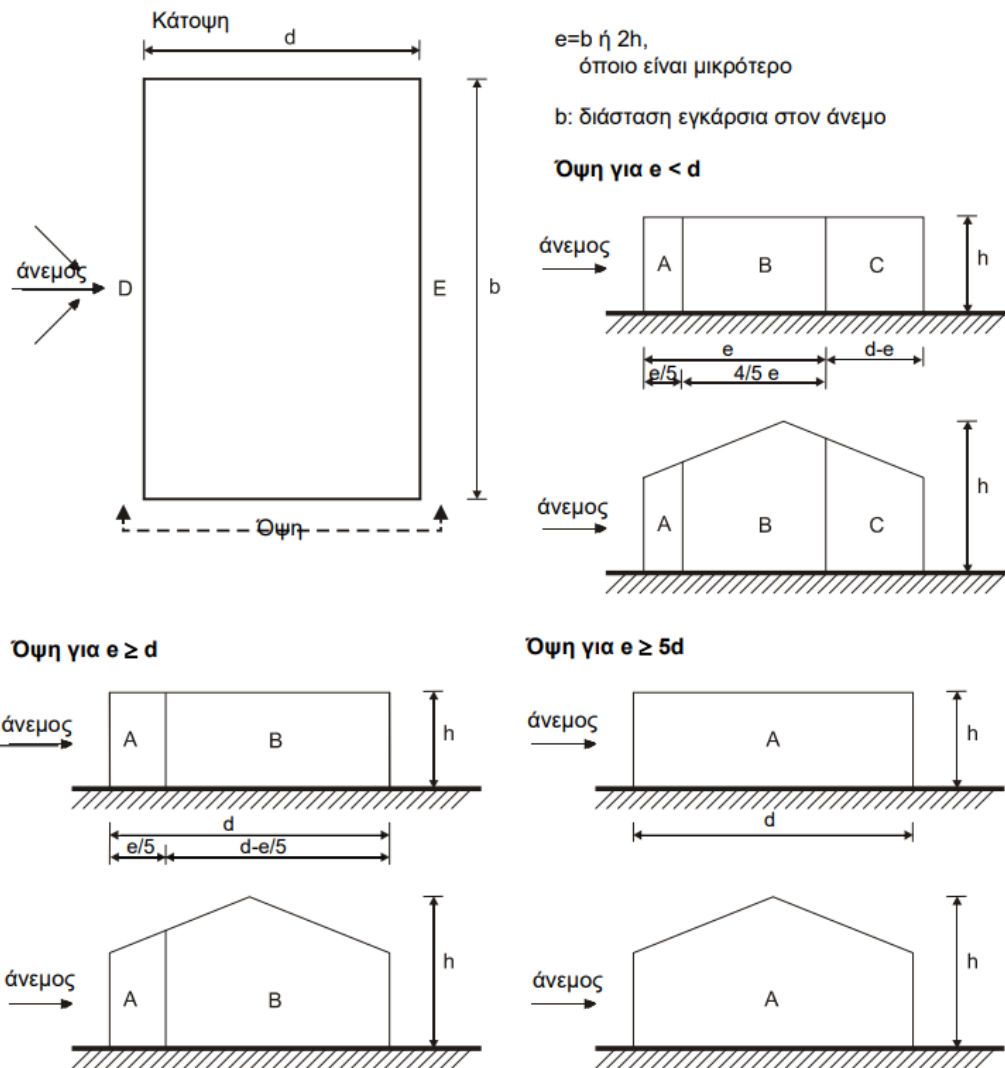
Σχήμα 3.7: Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

Στους υπήνεμους και προσήνεμους τοίχους κτιρίων το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ίσο με το ύψος h του κτιρίου. Στον Πίνακα 3.6 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου h/d και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου.

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0		-0.7
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0		-0.5
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0		-0.3

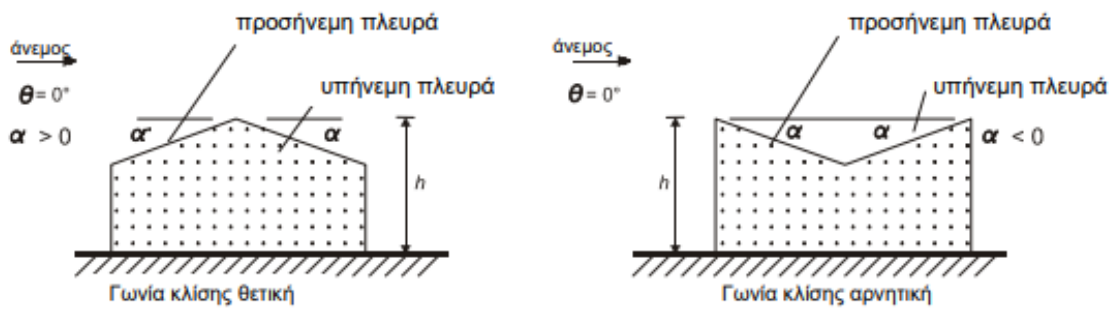
Πίνακας 3.6: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο Σχήμα 3.8.

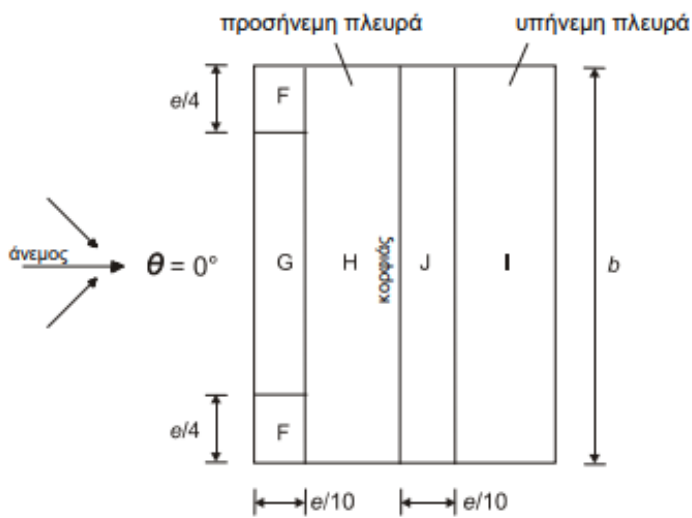


Σχήμα 3.8: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9. Το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ίσο με h . Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στον Πίνακα 3.7.



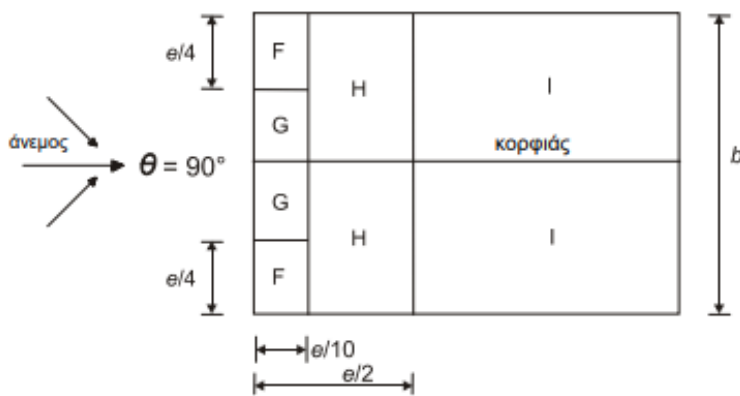
(α) γενικά



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

$e = b$ ή $2h$
όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
στον άνεμο



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

Σχήμα 3.9: Υπόμνημα για δικλινείς στέγες

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

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

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

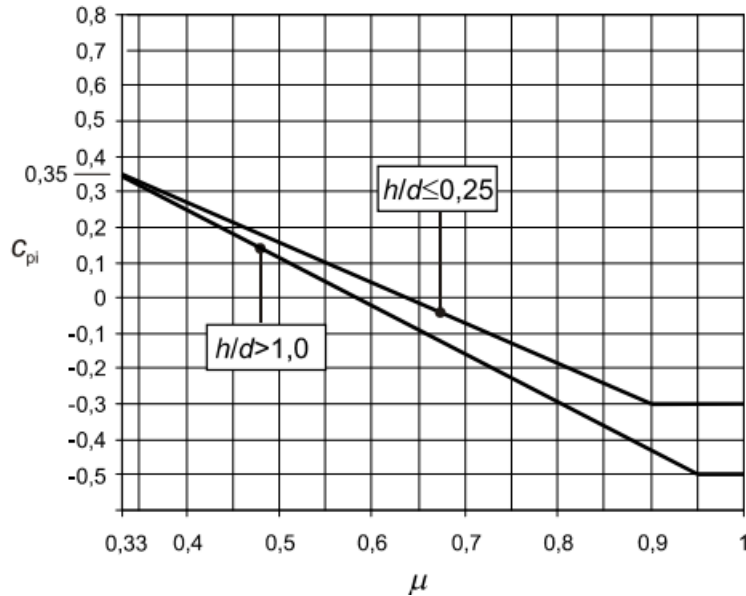
Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8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

Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θα θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων θα λαμβάνεται υπόψη για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων και άλλων δρόμων διαρροής. Για κτίρια με ανοίγματα θα πρέπει να προσδιορίζεται η δεσπόζουσα πλευρά, η οποία ορίζεται ως η πλευρά που η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του

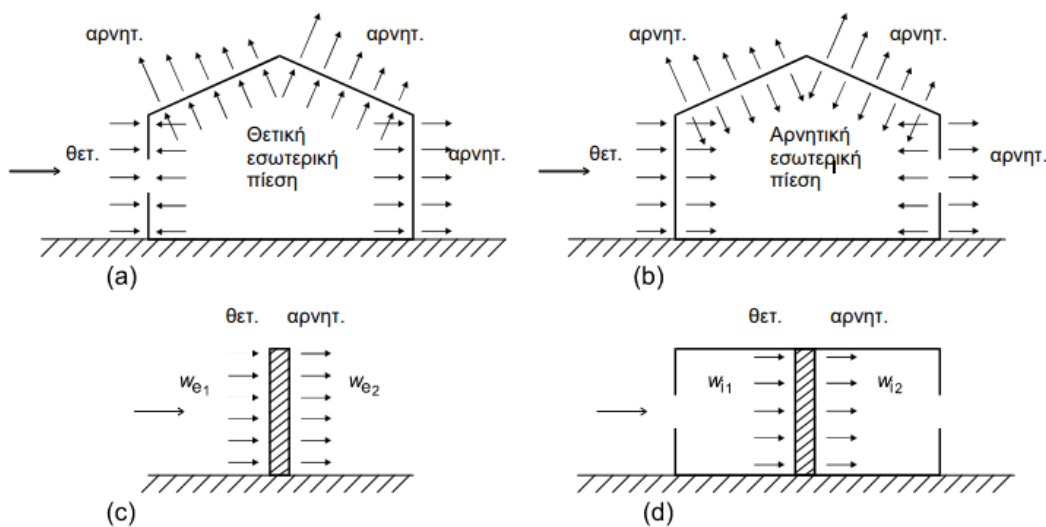
θεωρούμενου κτιρίου. Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} θα προσδιορίζεται με βάση το σχήμα που υποδεικνύει ο Ευρωκώδικας, και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου, h/d , και του ποσοστού των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , το οποίο θα προσδιορίζεται από την Εξίσωση (3.16):

$$\mu = \frac{\text{Σεπιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή } 0}{\text{Σεπιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}} \quad (3.16)$$



Σχήμα 3.10: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη, η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3. Στο κτίριο που μελετήθηκε, καθώς υπάρχουν ανοίγματα σε όλους τους ορόφους αλλά όχι κάποια δεσπόζουσα πλευρά, θεωρήθηκε συντηρητικά και υπέρ της ασφαλείας η τελευταία μέθοδος, λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο τιμές (+0,2 και -0,3) με κατάλληλο τρόπο στο πρόγραμμα ανάλυσης όπως θα εξηγηθεί παρακάτω.



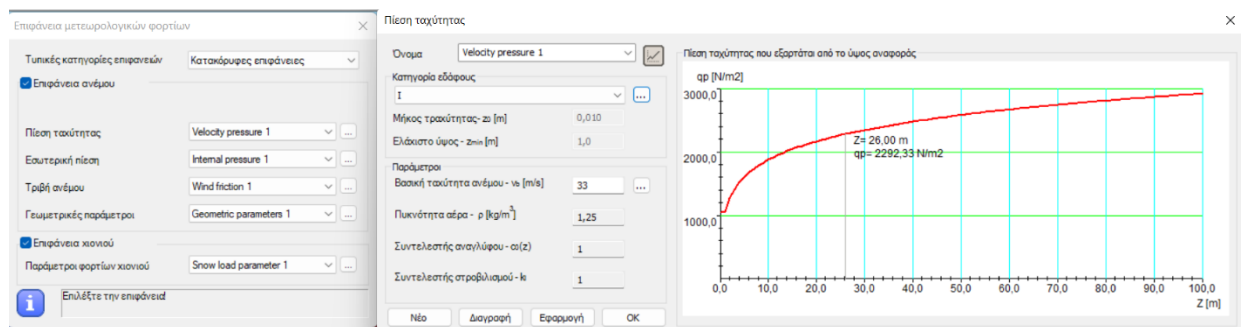
Σχήμα 3.11: Πίεση επί επιφανειών

3.2.3.2 Προσομοίωση και επαλήθευση ανεμικών δράσεων στο Consteel

Το Consteel δίνει την δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού των ανεμικών φορτίων στην κατασκευή σύμφωνα με τα πρότυπα του EN 1991-1-4. Για να ξεκινήσει η διαδικασία πρέπει να δημιουργηθούν οι κατάλληλες επιφάνειες κατανομής φορτίων για τους κατακόρυφους τοίχους και την στέγη όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.15. Κατά την δημιουργία αυτών των επιφανειών δίνεται η δυνατότητα επιλογής των δομικών στοιχείων τα οποία θα παραλάβουν τα φορτία της κάθε επιφάνειας, εν προκειμένω τα υποστυλώματα σε κάθε περίπτωση. Αξίζει να σημειωθεί πως οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας της κατασκευής δεν φορτίστηκαν με ανεμικά φορτία.

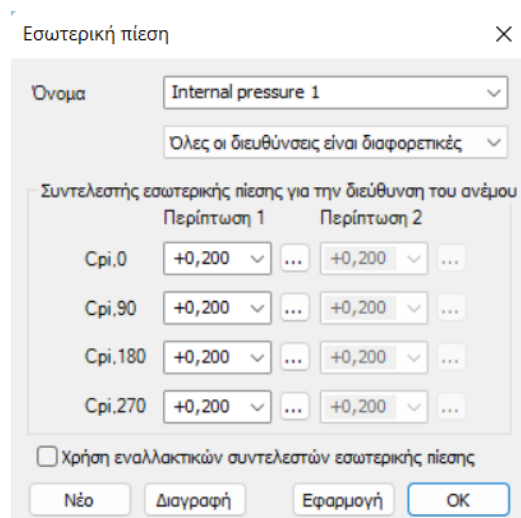
Το κτίριο θα κατασκευαστεί στην Κεντρική με Βόρεια Ελλάδα και η περιοχή κατασκευής του κτιρίου κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους I(Πίνακας 3.5). Οι βασικές παράμετροι προκειμένου να υπολογιστούν οι δράσεις του ανέμου πήραν τις παρακάτω τιμές:

Βασική ταχύτητα ανέμου	$v_b = 33\text{m/sec}$ (Ζώνη I της περιοχής)
Πυκνότητα αέρα	$\rho = 1.25\text{kg/m}^3$
Συντελεστής ανάγλυφου	$c_{0(z)} = 1.00$
Συντελεστής στροβιλισμού	$k_I = 1.00$



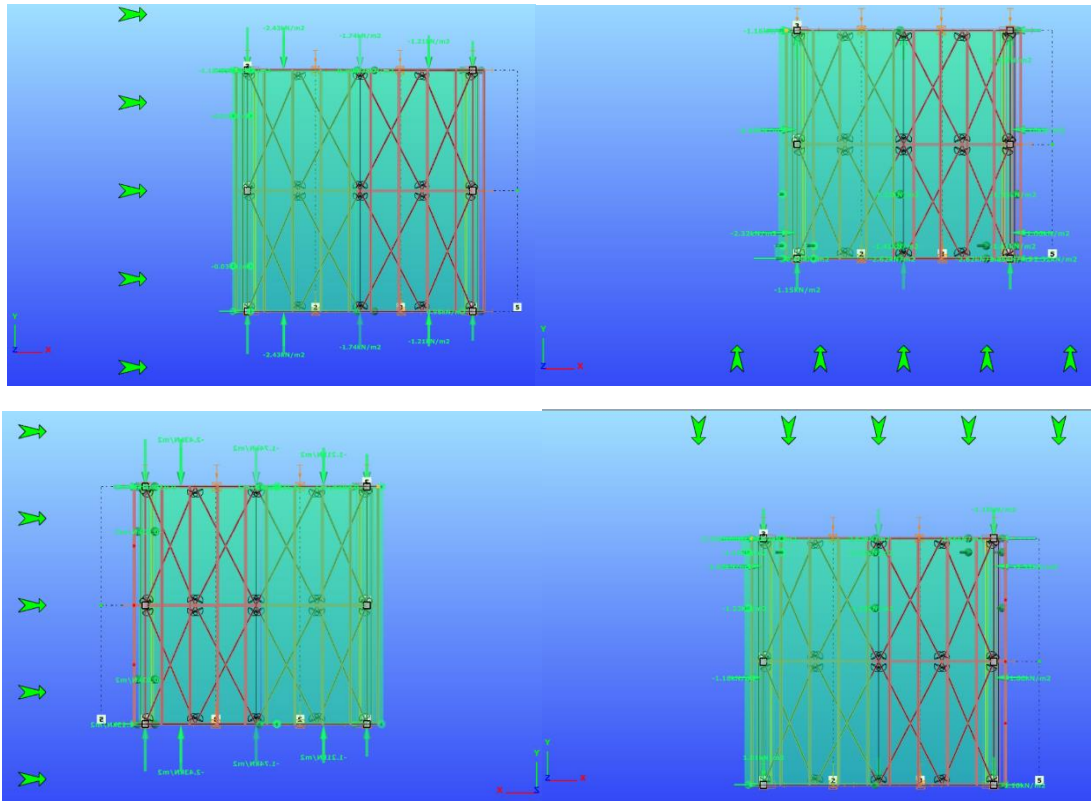
Σχήμα 3.12: Βασικές παράμετροι ανέμου

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} επιλέχθηκε για όλες τις περιπτώσεις ως το πλέον δυσμενές, όπως αναφέρεται και στον EN 1991-1-4, από τα +0.2 και -0.3.



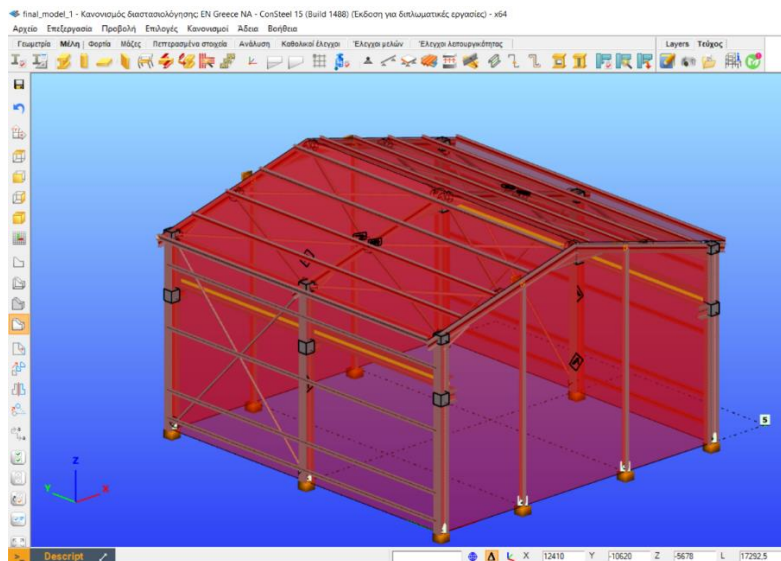
Σχήμα 3.13: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Υπολογίζονται οι δράσεις και για τις τέσσερις κύριες διευθύνσεις $+0^\circ$, $+90^\circ$, $+180^\circ$, $+270^\circ$.



Σχήμα 3.14: Διευθύνσεις ανέμου

Στο πρόγραμμα στατικής προσομοίωσης Consteel προκειμένου να περαστούν όλες οι απαραίτητες πληροφορίες και παράμετροι για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου δημιουργήθηκαν επιφάνειες κατανομής των φορτίων. Σε δύο από τις τέσσερις όψεις του κτιρίου υπάρχουν ανοίγματα. Σε περίπτωση που ένα άνοιγμα είναι ανοιχτό η κατανομή των δράσεων του ανέμου στα στοιχεία είναι διαφορετική. Για το λόγο αυτό εξετάστηκαν τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις κατανομής των φορτίων ανέμου, οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 3.14.

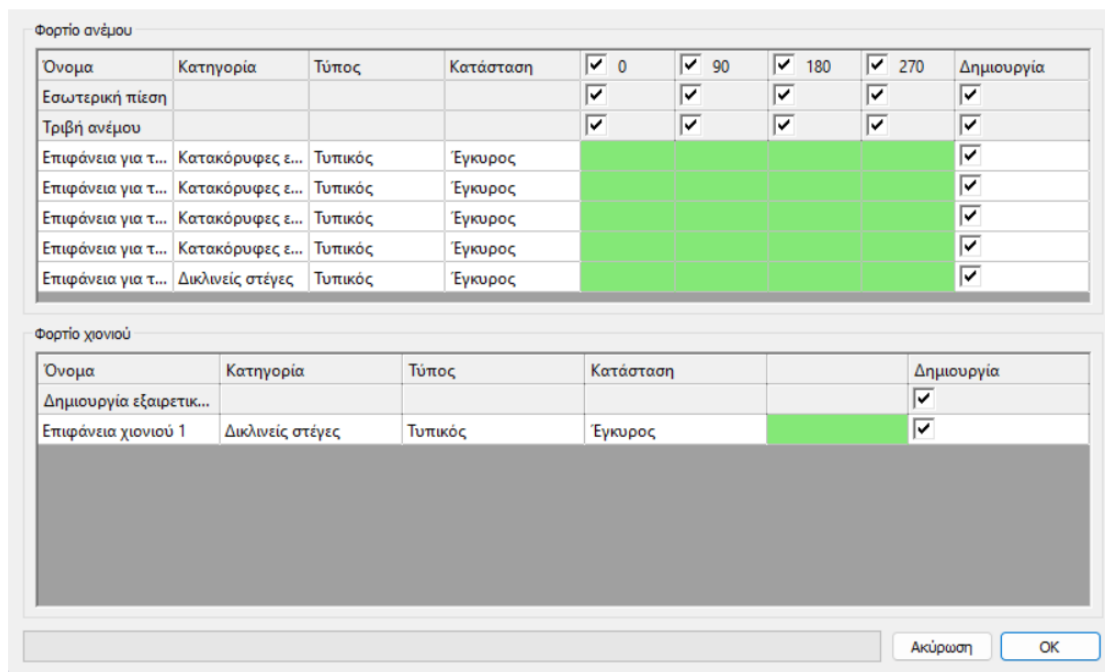


Σχήμα 3.15: Επιφάνειες κατανομής φορτίων ανέμου

Για τον υπολογισμό των εξωτερικών πιέσεων για τους τοίχους πλευρικά, μπροστά και πίσω καθώς και για τη δικλινή στέγη, το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε ακολουθεί μια αυτοματοποιημένη διαδικασία μέσω της οποίας καθορίζονται οι ζώνες (βλ. Σχήμα 3.6&3.7) και οι τιμές του εξωτερικού συντελεστή c_{pe} για όλες τις πιθανές περιπτώσεις κατανομής των φορτίων ανέμου.

Το πρόγραμμα χρησιμοποιεί τους Πίνακες του EN1991- 1-4 για τον υπολογισμό του εξωτερικού συντελεστή πίεσης οι οποίοι υπάρχουν και παραπάνω (βλ. Πίνακα 3.8&3.9). Για τον υπολογισμό του c_{pe} για τη δικλινή στέγη με κλίση $14,77^\circ$ πραγματοποιείται γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις τιμές των 5° και 15° . Για να υπολογιστούν αυτόματα τα φορτία του ανέμου για κάθε διεύθυνση χρησιμοποιείται η εντολή του προγράμματος γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων (Σχήμα 3.16) η οποία αντλεί τις απαραίτητες πληροφορίες (εσωτερική πίεση, ταχύτητα πίεσης, τριβή ανέμου, γεωμετρικές παράμετροι) μέσω των επιφανειών κατανομής φορτίου που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων



Φορτίο ανέμου								
Όνομα	Κατηγορία	Τύπος	Κατάσταση	<input checked="" type="checkbox"/> 0	<input checked="" type="checkbox"/> 90	<input checked="" type="checkbox"/> 180	<input checked="" type="checkbox"/> 270	Δημιουργία
Εσωτερική πίεση				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Τριβή ανέμου				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Δικλινείς στέγες	Τυπικός	Έγκυρος	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Φορτίο χιονιού					
Όνομα	Κατηγορία	Τύπος	Κατάσταση		Δημιουργία
Δημιουργία εξαιρετικ...					<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια χιονιού 1	Δικλινείς στέγες	Τυπικός	Έγκυρος	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Σχήμα 3.16: Γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων Consteel

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής του ανέμου είναι $v_{b,0} = 33\text{m/s}$. Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.6):

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1.00 \times 1.00 \times 33 = 33\text{m/s}$$

Το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους I άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1

$$z_0 = 0.01\text{m} \text{ και } z_{min} = 1\text{m}.$$

Ο συντελεστής εδάφους είναι:

$$k_r = 0.19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0.07} = 0.19 * (0,01/0,05)^{0.07} = 0,17$$

Ισχύει ότι $z_e = 5\text{m}$ άρα ο συντελεστής τραχύτητας σύμφωνα με τη σχέση (3.8) θα είναι ίσος με:

$$c_r = K_r \times \ln(z_e / z_0) = 0,17 * \ln(5/0,01) = 1,056 \sim 1,00$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.6) και είναι ίση με:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 1.00 \times 1.00 \times 33 = 33 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού θα είναι ίση με :

$$I_v(z) = k_1 / (c_e(z) \times \ln(z / z_0)) = 1 / (1 * \ln(5/0,01)) = 0,161$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής ισούται σύμφωνα με τη σχέση (3.7) με :

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b = 1,4 \text{ kPa}$$

Για τον προσδιορισμό των εξωτερικών πιέσεων θα πρέπει να καθοριστούν οι ζώνες A, B, C, D, E για τους κατακόρυφους τοίχους και F, G, H, I για τη στέγη.

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{10,42; 2 * 7,074\} = 10,42 \text{ m} > d = 9,94 \text{ m}$$

$$h / d = 7,074 / 9,94 = 0,71 > 0,25$$

Για $A > 10 \text{ m}^2$ ισχύει ότι $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων των κατακόρυφων τοίχων στις ζώνες A, B, C, D και E και οι αντίστοιχες τιμές της στέγης στις ζώνες F, G, H και I για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των 10 m^2 δίνονται στον Πίνακα 3.8.

ΖΩΝΕΣ	c_{pe}	$q_p(z_e)$	w_e
A	-1.2	+0.5	-0.6
B	-0.8	+0.5	-0.4
C	-0.5	+0.5	-0.25
D	+0.7	+0.5	+0.35
E	-0.3	+0.5	-0.15

Πίνακας 3.8: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου +0° για κατακόρυφους τοίχους

Όσον αφορά τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις στέγες αξίζει να σημειωθεί ότι η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών από γωνίες κλίσης 5° σε 45°. Για τις στέγες θεωρούνται δύο περιπτώσεις: μία με όλες τις τιμές θετικές, και μία με όλες τις τιμές αρνητικές. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά. Γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης μπορεί να χρησιμοποιείται μεταξύ τιμών του ίδιου προσήμου. Επομένως για γωνία κλίσης $\alpha = 14,77^\circ$ δίδεται παρακάτω ο Πίνακας 3.9 με τη γραμμική παρεμβολή, μεταξύ 5° και 15°.

Κλίση α	c_{pe}				
	Προσήνεμη πλευρά			Υπήνεμη πλευρά	
	F	G	H	I	J
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	+0,2
	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
14,77°	-0,9184	-0,8092	-0,3069	-0,4046	-0,9724
	+0,1954	+0,1954	+0,1954	-0,0138	-0,0138
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0

Πίνακας 3.9: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης

ΖΩΝΕΣ	c_{pe}	$q_p(z_c)$	w_c
F	-1.654	+0.5	-0.827
	+0.012	+0.5	+0.006
G	-1.177	+0.5	-0.5885
	+0.012	+0.5	+0.006
H	-0.583	+0.5	-0.2915
	+0.012	+0.5	+0.006
I	-0.588	+0.5	-0.294
	+0.00	+0.5	+0.00
J	-0.623	+0.5	-0.3115
	+0.188	+0.5	+0.094

Πίνακας 3.10: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου +0° για δικλινή στέγη

Ο υπολογισμός των εσωτερικών πιέσεων, οι οποίες δρουν καθέτως προς τις εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής, γίνεται σύμφωνα με τη Σχέση (3.6) :

- Για $c_{pi} = +0.2$ $w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0.5 \times 0.2 = +0.10 \text{ kN/m}^2$
- Για $c_{pi} = -0.3$ $w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0.5 \times (-0.3) = -0.15 \text{ kN/m}^2$

Επομένως για άνεμο με διεύθυνση +0° υπάρχουν συνολικά 12 διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης, οι οποίες διαφέρουν λόγω διαφορετικού συντελεστή εσωτερικής πίεσης και λόγω του πρόσημου του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στις πλευρές (προσήνεμη F,G,H και υπήνεμη I,J) της στέγης και είναι οι εξής :

- Χωρίς εσωτερική πίεση
 1. F, G, H > 0 , I, J > 0
 2. F, G, H > 0 , I, J < 0
 3. F, G, H < 0 , I, J > 0
 4. F, G, H < 0 , I, J < 0
- Για $c_{pi} = +0.2$
 5. F, G, H > 0 , I, J > 0
 6. F, G, H > 0 , I, J < 0
 7. F, G, H < 0 , I, J > 0
 8. F, G, H < 0 , I, J < 0

- Για $c_{pi} = -0.3$
- 9. $F, G, H > 0, I, J > 0$
- 10. $F, G, H > 0, I, J < 0$
- 11. $F, G, H < 0, I, J > 0$
- 12. $F, G, H < 0, I, J < 0$

3.2.4 Φορτία Γερανογέφυρας (στη δοκό κύλισης)

3.2.4.1 Γενικά

Τα φορτία επί των δοκών κύλισης, τα οποία οφείλονται κατά κύριο λόγο στην ύπαρξη και τη λειτουργία της γερανογέφυρας, σύμφωνα με τον EN1991-3, ταξινομούνται ως μεταβλητές και τυχηματικές δράσεις. Οι τυχηματικές δράσεις οι οποίες προέρχονται από συγκρούσεις σε προσκρουστήρες ή συγκρούσεις του ανυψούμενου φορτίου με διάφορα εμπόδια, λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό μόνο όταν δεν παρέχεται κατάλληλη προστασία. Για κανονικές συνθήκες λειτουργίας, οι μεταβλητές δράσεις της γερανογέφυρας περιλαμβάνουν φορτία βαρύτητας (συμπεριλαμβανομένου του ανυψούμενου φορτίου) καθώς και αδρανειακές δυνάμεις λόγω της κίνησης της γερανογέφυρας. Για το λόγο αυτό διακρίνονται σε κατακόρυφα φορτία λόγω ίδιου βάρους της γερανογέφυρας (μαζί με το βάρος του βαρουλκοφορείου) και ανυψούμενου φορτίου και σε οριζόντια φορτία που οφείλονται στην επιτάχυνση/επιβράδυνση της γερανογέφυρας και στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας. Η επιβολή των φορτίων αυτών επί των δοκών κυλίσεως γίνεται κατά δυναμικό τρόπο. Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικών προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών. Δηλαδή η χαρακτηριστική τιμή ενός φορτίου γερανογέφυρας δίνεται σύμφωνα με τον EN1991-3(section 2) από την παρακάτω σχέση:

$$F_{\phi,k} = \phi_i * F_k \quad (3.17)$$

όπου

$F_{\phi,k}$ η χαρακτηριστική τιμή της δράσης της γερανογέφυρας

ϕ_i ο δυναμικός συντελεστής

F_k η στατικώς προσδιοριζόμενη δράση της γερανογέφυρας

Οι τυχηματικές δράσεις οι οποίες προέρχονται από συγκρούσεις σε προσκρουστήρες ή συγκρούσεις του ανυψούμενου φορτίου με διάφορα εμπόδια, λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό μόνο όταν δεν παρέχεται κατάλληλη προστασία.

3.2.4.2 Δυναμικοί συντελεστές ϕ_i

Οι δυναμικοί συντελεστές ϕ_i που αναφέρονται παραπάνω, το πως ορίζονται καθώς και για ποια φορτία εφαρμόζονται, δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Δυναμικοί συντελεστές	Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Εφαρμόζονται στο
φ_1	-διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
φ_2 ή φ_3	-δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος στο γερανό -δυναμικές επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες	φορτίο βαρούλκου
φ_4	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
φ_5	-δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης
φ_6	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
φ_7	-δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

Πίνακας 3.11: Δυναμικοί συντελεστές

Σελίδα 16
EN 1991-3 : 2006

Πίνακας 2.2: Ομάδες φορτίων και δυναμικοί συντελεστές που θα λαμβάνονται ως μια χαρακτηριστική δράση γερανού

		Σύμβολο	Παράγραφος	Ομάδες φορτίων									
				ULS							Φορτίο δοκιμής	Τυχηματικό	
				1	2	3	4	5	6	7			
1	Ίδιο βάρος γερανού	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Φορτίο βαρούλκου	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	$\eta^{1)}$	-	1	1
3	Επιτάχυνση γερανογέφυρας	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Λοξότητα γερανογέφυρας	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή πέδηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Ανεμοπίεση κατά τη λειτουργία	F_w^*	Παράρτ.Α	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Φορτίο δοκιμής	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Δύναμη πλάγιας πρόσκρουσης	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ανεμοπίεση χωρίς λειτουργία, βλ. Παράρτημα Α.
¹⁾ η είναι ο λόγος του φορτίου βαρούλκου που παραμένει προς το φορτίο ανάρτησης όταν αυτό αφαιρείται, το οποίο όμως δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος του γερανού.

Πίνακας 3.12: Συνδυασμοί φορτίων και συντελεστών για τις δράσεις της γερανογέφυρας.

Οι τιμές των δυναμικών συντελεστών για τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία υπολογίζονται με βάση τους παρακάτω πίνακες:

Τιμές των δυναμικών συντελεστών	
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Οι τιμές 1,1 και 0,9 αντικατοπτρίζουν τις ανώτερες και τις κατώτερες τιμές των παλμών δόνησης.
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h$ V_h η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου σε m/s Τα $\varphi_{2,\min}$ και β_2 προκύπτουν σύμφωνα με τον πίνακα 2.10
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$ Όπου: Δm m η συνολική μάζα ανύψωσης $\beta_3 = 0,5$ για γερανογέφυρες με αρπάγες $\beta_3 = 1$ για γερανογέφυρες με μαγνήτες ή παρόμοιες ξαφνικής αποδέσμευσης συσκευές
φ_4	$\varphi_4 = 1$ εφόσον έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα (EN1993-6).

Πίνακας 3.13: Δυναμικοί συντελεστές φ_i για κατακόρυφα φορτία (πίνακας 2.4 EN1991-3:2006).

Κατηγορία ανύψωσης φορτίου	β_2	$v_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Πίνακας 3.14: Τιμές των β_2 , $v_{2,\min}$ (πίνακας 2.5 EN1991-3:2006).

Τιμές του δυναμικού συντελεστή φ_5	Συγκεκριμένη χρήση
$\varphi_5 = 1$	Για φυγόκεντρες δυνάμεις
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	Συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	Για απότομες αλλαγές των δυνάμεων
$\varphi_5 = 3$	Καθοδήγηση με σημαντικές νεκρές διαδρομές

Πίνακας 3.15: Δυναμικός συντελεστής φ_5 (πίνακας 2.6 EN1991-3).

Δυναμικός συντελεστής φ_6 : για δυναμικώς επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο είναι $\varphi_6 = 0,5 * (\varphi_2 + 1)$ ενώ για στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο λαμβάνεται $\varphi_6 = 1$

Και τέλος:

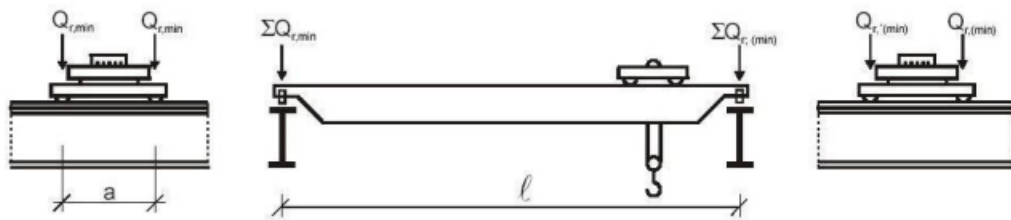
Τιμές δυναμικού συντελεστή φ_7	Χαρακτηριστικά προσκρουστήρα
$\varphi_7 = 1,25$	$0,0 \leq \xi_b \leq 0,5$
$\varphi_7 = 1,25 + (\xi_b - 0,5)$	$0,5 \leq \xi_b \leq 1$

Πίνακας 3.16: Δυναμικός συντελεστής φ_7 (πίνακας 2.10 EN1991-3).

3.2.4.3 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία επί των δοκών κυλίσεως της γερανογέφυρας οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορείο ανύψωσης μπορούν να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων συνεπάγεται ότι στη διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη κατάσταση. Όταν σε περίπτωση ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες. Το συνολικό φορτίο κάθε φορείου θεωρείται ότι επιμερίζεται εξ' ίσου και στους 2 τροχούς. Για τον προσδιορισμό των κατακόρυφων φορτίων διακρίνουμε τις εξής 2 περιπτώσεις:

Α) Ελάχιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα αφόρτιστη με το φορείο στην ακραία θέση)



Σχήμα 3.17: Διάταξη φορτίων στον αφόρτιστο γερανό για επίτευξη της ευμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως.

Είναι:

$$\Sigma Q_r^{min} = \frac{1}{2} * (\varphi_i * Q_c) * L_{kr} + (\varphi_i * G_c) * \frac{L_{kr} - l_{an2}}{L_{kr}} \quad (3.18)$$

$$\Sigma Q_{rmin} = \frac{1}{2} * (\varphi_i * Q_c) * L_{kr} + (\varphi_i * G_c) * \frac{l_{an2}}{L_{kr}} \quad (3.19)$$

$$\text{Και} \quad Q^{rmin} = \frac{\Sigma Q_r^{min}}{2} \quad , \quad Q_{rmin} = \frac{\Sigma Q_{rmin}}{2} \quad (3.20), (3.21)$$

Για την περισσότερο και λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως αντίστοιχα.

Όπου:

$Q_{r,min}$ είναι το ελάχιστο φορτίο ανά τροχό στον αφόρτιστο γερανό

$Q_{r,(min)}$ είναι το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό στον αφόρτιστο γερανό

$\Sigma Q_{r,min}$ είναι το άθροισμα των ελάχιστων φορτίων $Q_{r,min}$ ανά τροχιά στον αφόρτιστο γερανό

$\Sigma Q_{r,(min)}$ είναι το άθροισμα των συνοδευτικών ελάχιστων φορτίων $Q_{r,(min)}$ ανά τροχιά στον αφόρτιστο γερανό

$Q_{h,nom}$ είναι το ονομαστικό φορτίο βαρούλκου

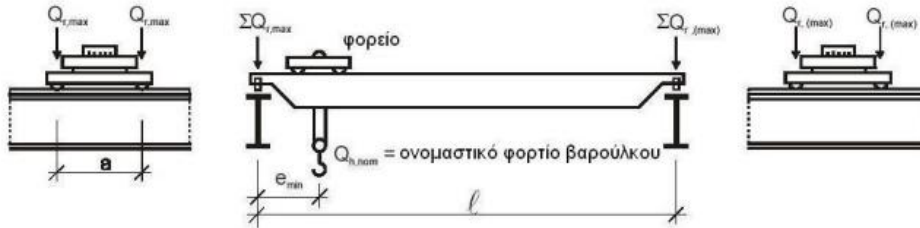
Q_c ίδιο βάρος της γερανογέφυρας ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο

G_c συγκεντρωμένο φορτίο από το βάρος του βαρουλκοφορείου

L_{kr} το μήκος της γερανογέφυρας

$l_{an2} = e_{min}$ όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα

Β) Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα φορτισμένη με το φορείο σε ακραία θέση)



Σχήμα 3.18: Διάταξη φορτίων στον φορτισμένο γερανό για επίτευξη της δυσμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως.

Είναι:

$$\Sigma Q_r^{max} = \frac{1}{2} * (\varphi_i * Q_c) * L_{kr} + (\varphi_i * G_c + \varphi_i * Q_h) * L_{kr} - l_{an2} / L_{kr} \quad (3.22)$$

$$\Sigma Q_{rmin} = \frac{1}{2} * (\varphi_i * Q_c) * L_{kr} + (\varphi_i * G_c + \varphi_i * Q_h) * l_{an2} / L_{kr} \quad (3.23)$$

Και $Q_r^{max} = \frac{\Sigma Q_r^{max}}{2}$, $Q_r^{min} = \frac{\Sigma Q_{rmin}}{2}$ (3.24),(3.25)

Για την περισσότερο και λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως αντίστοιχα.

Όπου:

$Q_{r,max}$ είναι το μέγιστο φορτίο ανά τροχό στον φορτισμένο γερανό

$Q_{r,(max)}$ είναι το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό στον φορτισμένο γερανό

$\Sigma Q_{r,max}$ είναι το άθροισμα των μέγιστων φορτίων $Q_{r,max}$ ανά τροχιά στον φορτισμένο γερανό

$\Sigma Q_{r,(max)}$ είναι το άθροισμα των συνοδευτικών μέγιστων φορτίων $Q_{r,(max)}$ ανά τροχιά στον φορτισμένο γερανό

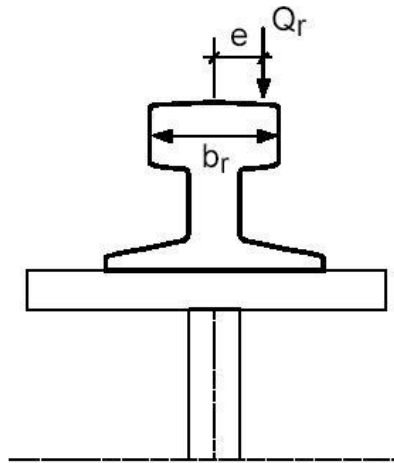
Q_c ίδιο βάρος της γερανογέφυρας ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο

G_c συγκεντρωμένο φορτίο από το βάρος του βαρουλκοφορείου

L_{kr} το μήκος της γερανογέφυρας $l_{an2} = e_{min}$ όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα

$l_{an2} = e_{min}$ όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα

Η εκκεντρότητα της εφαρμογής e του φορτίου τροχού Q_r ανά τροχό σε μια τροχιά πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα του πλάτους της κεφαλής της τροχιάς b_r . Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει την τιμή του e . Η συνιστώμενη τιμή είναι $e = 0,25 b_r$.



Σχήμα 3.19: Εκκεντρότητα εφαρμογής φορτίου τροχού

3.2.4.4 Οριζόντια φορτία

Τα οριζόντια φορτία που προέρχονται από τη λειτουργία (κίνηση) της γερανογέφυρας σύμφωνα με τον EN1991-3 παράγραφος 2.5.4 είναι:

- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνηση της κατά μήκος της δοκού κύλισης.
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση του φορείου (βαρούλκου) σχετικές με τη κίνηση του κατά μήκος της γερανογέφυρας.
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στη παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνηση της κατά μήκος της δοκού κύλισης.
- Φορτία από τη σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν τη κίνηση της στο τέλος της διαδρομής.
- Φορτία από τη σύγκρουση του φορείου της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνηση του στο τέλος της διαδρομής.

3.2.4.5 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση/επιβράδυνση της γερανογέφυρας

Αυτά τα φορτία προκαλούνται από την επιτάχυνση και την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια μεταξύ τροχών και τροχιάς κύλισης. Όταν η γερανογέφυρα επιβραδύνεται ή επιταχύνεται, η κινητήρια δύναμη K ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους S του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού απόσταση ίση με l_s . Η προκύπτουσα ροπή εξισορροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων HT που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις HL . Οι εγκάρσιες δυνάμεις HT ,ⁱ εξαρτώνται από τη θέση του αναρτώμενου φορτίου, για παράδειγμα αν το αναρτώμενο φορτίο είναι πιο κοντά προς μια τροχιά τότε οι εγκάρσιες δυνάμεις σε εκείνη την τροχιά είναι μεγαλύτερες, ενώ οι κατά μήκος δυνάμεις HL ,ⁱ είναι ίσες μεταξύ τους. Η διάταξη των παραπάνω φορτίων δίνονται στο παρακάτω σχήμα σύμφωνα με τον EN1991-3:2002.

A) Οι κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$ υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση (EN1991-3:2006)

$$H_{L,i} = \varphi_5 * K * \frac{1}{n_r} \quad (3.26)$$

όπου φ_5 δυναμικός συντελεστής, K η κινητήρια δύναμη και n_r ο αριθμός των δοκών κύλισης. Η κινητήρια δύναμη υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K = \mu \sum Q_{r,min}^* = \mu * m_w Q_{r,min}^* \quad (3.27)$$

Όπου

μ ο συντελεστής τριβής τροχού-τροχιάς ο οποίος λαμβάνει τις εξής τιμές:

- $\mu = 0.2$ για χάλυβα-χάλυβα
- $\mu = 0.5$ για χάλυβα-καουτσούκ

m_w ο αριθμός των ανεξάρτητων κινητήριων τροχών

B) Εγκάρσιες δυνάμεις $H_{T,i}$, Είναι :

$$H_{T,1} = \varphi_5 * \xi_2 * \frac{M}{a} \quad (3.28)$$

Και

$$H_{T,2} = \varphi_5 * \xi_1 * \frac{M}{a} \quad (3.29)$$

όπου

ξ_1 ο συντελεστής της απόστασης $\xi_1 l$ του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1:

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r} = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_{r,max} + \sum Q_r^{max}} \quad (3.30)$$

Και

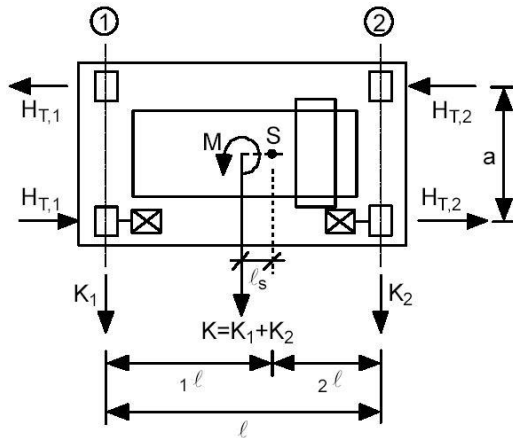
$$\xi_2 = 1 - \xi_1$$

φ_5 ο δυναμικός συντελεστής

M η ροπή στροφής από την κινητήρια δύναμη και είναι:

$$M = K * l_s \quad (3.31)$$

l_s η απόσταση του κέντρου βάρους S του συστήματος από τον άξονα της κίνησης



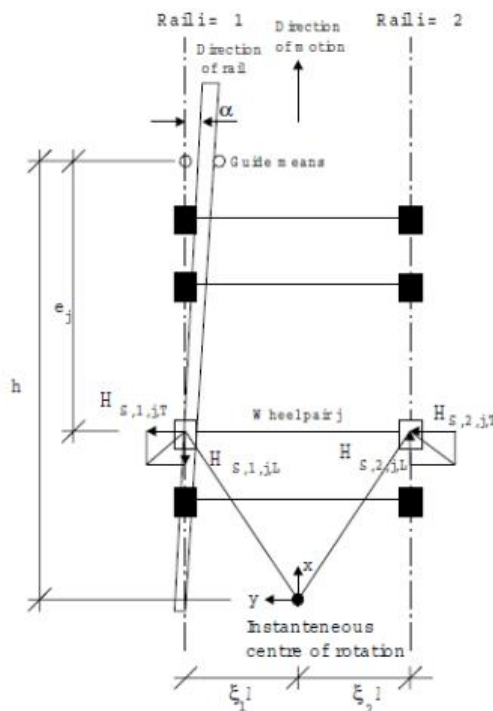
Κλείδα:

- 1 Τροχιά $i = 1$
- 2 Τροχιά $i = 2$

Σχήμα 3.20: Καθορισμός των εγκάρσιων δυνάμεων $H_{T,i}$

3.2.4.6 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στη παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας

Οι δυνάμεις αυτές αποτελούνται από την οδηγούσα δύναμη S , που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης, και από δύο (οριζόντιες) δυνάμεις σε κάθε τροχό (κατά μήκος και εγκάρσια), υπολογίζονται δε μέσω των συντελεστών f και $\lambda S_{i,j}$ (i ο αριθμός της τροχιάς, 1 ή 2, και j η διεύθυνση, L η κατά μήκος και T η εγκάρσια). Ως μέσα καθοδήγησης χρησιμοποιούνται συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) με κατακόρυφο άξονα ή ειδικά ελάσματα τα οποία μπορεί να προηγούνται ή να έπονται των τροχών ή να συμπίπτουν ως προς τη θέση με αυτούς για την περίπτωση των ελασμάτων.



Σχήμα 3.21: Ορισμός της γωνίας α και της απόστασης h (EN1991-3 σχήμα 2.8)

Η οδηγούσα δύναμη S και οι εγκάρσιες δυνάμεις $H_{S,i,j,k}$ που οφείλονται στη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας λαμβάνονται από τους κάτωθι τύπους:

$$S = f \times \lambda_{S,j} \times \Sigma Q_r \quad (3.32)$$

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{S,1,j,L} \times \Sigma Q_r \quad (\text{ο δείκτης } j \text{ αναφέρεται στο ζεύγος τροχών οδήγησης)} \quad (3.33)$$

$$H_{S,2,j,L} = f \times \lambda_{S,2,j,L} \times \Sigma Q_r \quad (\text{ο δείκτης } j \text{ αναφέρεται στο ζεύγος τροχών οδήγησης)} \quad (3.34)$$

$$H_{S,1,j,T} = f \times \lambda_{S,1,j,T} \times \Sigma Q_r \quad (3.35)$$

$$H_{S,2,j,T} = f \times \lambda_{S,2,j,T} \times \Sigma Q_r \quad (3.36)$$

όπου:

f είναι ο «μη-θετικός» συντελεστής,

$\lambda_{S,i,j,T}$ είναι οι συντελεστές δυνάμεων

i είναι η τροχιά i ,

j είναι το ζεύγος τροχών j ,

k είναι η κατεύθυνση της δύναμης ($L =$ διαμήκης, $T =$ εγκάρσια).

Ο «μη-θετικός» συντελεστής μπορεί να προσδιορίζεται από:

$$f = 0,3(1 - \exp(-250\alpha)) - 0,3 \quad (3.37)$$

όπου:

α είναι η γωνία λοξότητας

Η γωνία λοξότητας α (skewing angle) εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς, το είδος των μέσων καθοδήγησης καθώς και από άλλους παράγοντες. Η γωνία λοξότητας α , βλ. Σχ. 2.8, η οποία πρέπει να είναι ίση ή μικρότερη από $0,015 \text{ rad}$, πρέπει να επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη την απόσταση μεταξύ των μέσων οδήγησης και της τροχιάς καθώς επίσης και λογικές αποκλίσεις στις διαστάσεις και τη φθορά των τροχών και των τροχιών. Μπορεί να καθορίζεται ως εξής:

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad} \quad (3.38)$$

όπου:

α_F , α_V και α_0 καθορίζονται στον Πίνακα 2.7 EN1991-3:2006.

Γωνίες α_i	Ελάχιστες τιμές της γωνίας α_i
$\alpha_F=0,75*x/\alpha_{ext}$	$0,75x \geq 5mm$ για κυλινδρικούς οδηγούς $0,75x \geq 10mm$ για ελάσματα τροχών
$\alpha_V=y/\alpha_{ext}$	$y \geq 0,03b$ σε mm για κυλινδρικούς οδηγούς $y \geq 0,10b$ σε mm για ελάσματα τροχών
α_0	$\alpha_0=0,001$

Όπου:

α_{ext} είναι το διάστημα μεταξύ των εξωτερικών μέσων καθοδήγησης ή των ελασμάτων των τροχών κατά τη διεύθυνση της τροχιάς

b είναι το πλάτος της κεφαλής της ράγας

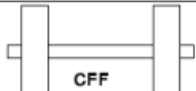



x είναι η μέγιστη καθαρή απόσταση μεταξύ της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης (απόσταση κάθετη στην τροχιά)

y είναι η φθορά της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης

α_0 είναι η δυνατή απόκλιση μεταξύ των διευθύνσεων της τροχιάς και των τροχών

Πίνακας 3.17: Καθορισμός των α_F , α_V και α_0

Οι τιμές των συντελεστών λ_S εξαρτώνται από την απόσταση h μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και του στιγμιαίου κέντρου στροφής, από το εάν οι αντίστοιχοι (απέναντι) τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (σύστημα I) ή συνδεδεμένοι με κοινό άξονα (σύστημα C) και από το εάν ο άξονας αυτός (πραγματικός ή ιδεατός) είναι σταθερά συνδεδεμένος και στους 2 τροχούς (σύστημα FF) ή σταθερά με τον ένα με δυνατότητα σχετικής πλευρικής μετακίνησης ως προς τον άλλο (σύστημα FM). Εδώ σύστημα IFF. Η απόσταση h και οι συντελεστές $\lambda_{S,i,j,k}$ προσδιορίζονται σύμφωνα με τους πίνακες 2.8 και 2.9 του EN1991-3:2006 αντίστοιχα.

	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF			$\frac{m\xi_1\xi_2\ell^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$
Fixed/Movable FM			$\frac{m\xi_1\ell^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$

Πίνακας 3.18: Υπολογισμός απόστασης h (πίνακας 2.8 του Ευρωκώδικα).

Σύστημα	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,j,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,j,L}$	$\lambda_{S,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\Sigma e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2 \left(1 - \frac{\Sigma e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

Όπου:

n είναι ο αριθμός ζευγών τροχών,

$\xi_1 l$ είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και της τροχιάς 1,

$\xi_2 l$ είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και της τροχιάς 2,

l είναι το άνοιγμα της συσκευής,

e_j είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών j από τα σχετικά μέσα οδήγησης,

h είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των σχετικών μέσων οδήγησης.

Πίνακας 3.19 :Υπολογισμός συντελεστών $\lambda_{S,i,j,k}$

όπου :

ξ_1 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής S από την τροχιά 1

ξ_2 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής S από την τροχιά 2

n ο αριθμός των ζευγών τροχών l είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας j

e η απόσταση του ζεύγους τροχών j από τα σχετικά μέσα καθοδήγησης.

Ακολουθεί ο τρόπος που δίνεται ο ορισμός των φορτίων του γερανού στην κατασκευή μέσω του προγράμματος.

Φορτίο γερανού

Όνομα
Crane load 1

Τύπος του γερανού Βασικό Φορτίο με βάση το πρώτο Καθορισμένο από το χρ

Γεωμετρικές ιδιότητες
Άνοιγμα - Μήκος γερανού - L 11,5 m
Ελάχιστη απόσταση του φορείου - e_{min} 1,5 m

Αριθμός οδώνων 2

Αξονας	1	2
a_i [m]	0,0	0,4

Ιδιότητες φορτίσων
Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας - Q_{c1} 60 kN
Ίδιο βάρος του φορείου - Q_{c2} 10 kN
Φορτίο βαρούλικου - Q_h 100 kN

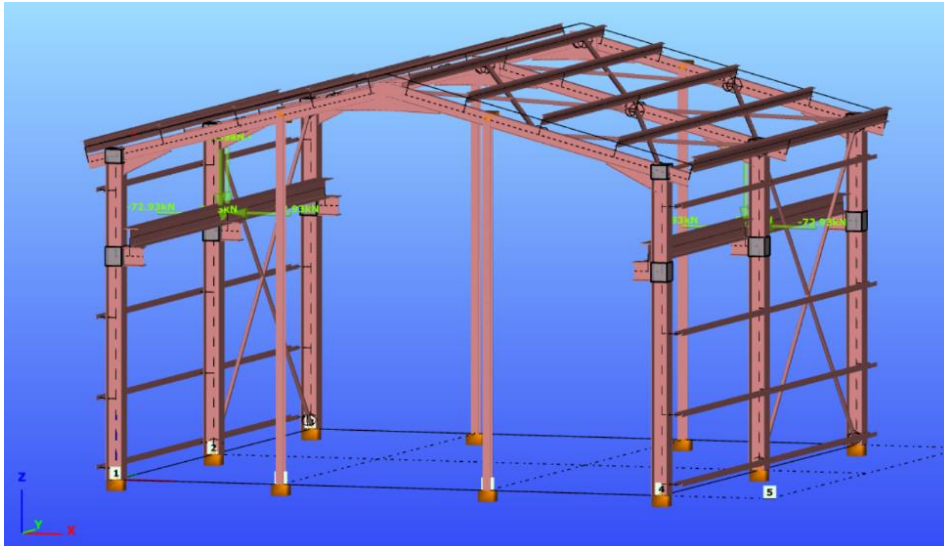
Δυναμικοί συντελεστές

Ιδιότητες κίνησης
Αριθμός μεμονωμένων δίσκων τροχών 2
Τροχός κίνησης Κεντρικό Μεμονωμένο Σύστημα γερανού CFF
Συντελεστής τριβής 0,2
Τύπος συστήματος Τροχοί επί πελμάτων δοκώ Guide pin
Απόσταση των pins κατά μήκος της διεύθυνσης κίνησης - a_{pin} 0 mm
Απόσταση των pins από τους εσωτερικούς τροχούς κατά μήκος της διεύθυνσης κίνησης - a_{pin} 0 mm
Μεγαλύτερο κενό μεταξύ του pin και της τροχιάς - x 15 mm
Πρόσθετο κενό από το abrasion του pin και της τροχιάς - y 7 mm

Φορτία τροχών 1. Φόρτιση

	1, 1	1, 2	2, 3	2, 4
F_x	3,850	3,850	0,000	0,000
F_y	72,933	16,961	-72,933	-16,961
F_z	-70,950	-22,550	-70,950	-22,550

Σχήμα 3.22: Ορισμός παραμέτρων για τα φορτία γερανού



Σχήμα 3.23: Θέση γερανογέφυρας στην κατασκευή.

3.2.4 Θερμοκρασιακά φορτία

Οι θερμικές δράσεις σε μια κατασκευή ή σε ένα δομικό στοιχείο είναι οι δράσεις που προκαλούνται από τις μεταβολές των πεδίων θερμοκρασίας εντός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-5, οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι-χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης.

Η διαφορά θερμοκρασίας-ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του- λήφθηκε $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$. Αναλυτικότερα παρουσιάζονται στην ενότητα 6.

3.2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ανάλυση της κατασκευής στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1998. Στόχος του είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού:

- θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία

Τα σεισμικά φορτία μπορούν να προσδιοριστούν σύμφωνα με την ιδιομορφική φασματική ανάλυση. Σύμφωνα με αυτή γίνεται πλήρως ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

3.2.5.1 Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών δράσεων

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται με τη βοήθεια φασμάτων επιτάχυνσης τόσο για τον υπολογισμό των οριζόντιων συνιστωσών όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας σχεδιασμού. Λήφθηκαν υπόψη μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης οι οποίες καθορίζονται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq TB \quad Sd(T) = ag \cdot S \cdot [2/3 + T/TB \cdot (2,5/q - 2/3)] \quad (3.39)$$

$$TB \leq T \leq TC \quad Sd(T) = ag \cdot S \cdot 2,5/q \quad (3.40)$$

$$TC \leq T \leq TD \quad Sd(T) = ag \cdot S \cdot 2,5/q \cdot (TC/TD) \quad \text{με } Sd(T) \geq 0,2 \cdot ag \quad (3.41)$$

$$T > TD \quad Sd(T) = ag \cdot S \cdot 2,5/q \cdot (TC \cdot TD / T^2) \quad \text{με } Sd(T) \geq 0,2 \cdot ag \quad (3.42)$$

όπου:

ag η εδαφική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας A

T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος

TB η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

TC η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S ο συντελεστής εδάφους

q ο συντελεστής συμπεριφοράς

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Οι τιμές των περιόδων TB , TC και TD και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E που καθορίζονται από τη στρωματογραφία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Πίνακας 3.20: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1

Πίνακας 3.21: Κατηγορία Εδάφους

Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Οι κατηγορίες σπουδαιότητας χαρακτηρίζονται από διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας γ_I .

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	γ_I
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

Πίνακας 3.22: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκριση του ήταν απεριόριστα

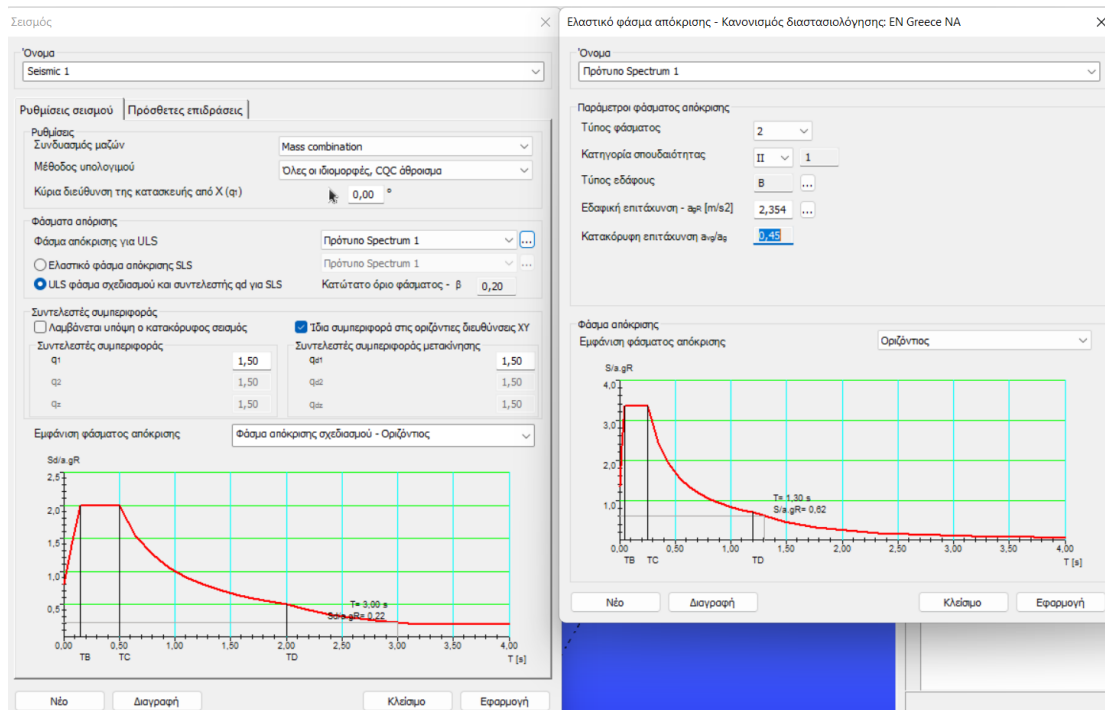
ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η υστερική απόσβεση και άλλοι. Η τιμή του q ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

3.2.5.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων

Το κτίριο βρίσκεται στην Κεντρική προς Βόρεια Ελλάδα και σύμφωνα με τα στοιχεία που δόθηκαν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς είναι $a_{gR} = 2,354m/s^2$. Η χρήση του κτιρίου είναι βιομηχανική άρα υπόκειται στην κατηγορία σπουδαιότητας II με συντελεστή $\gamma_I = 1.00$ σε Ζώνη Επικινδυνότητας II. Ο τύπος του εδάφους είναι κατηγορίας B επομένως με βάση τον Πίνακα 3.16 έχουμε $S = 1.35$, $T_B = 0.05s$, $T_C = 0.25s$, $T_D = 1.2s$.

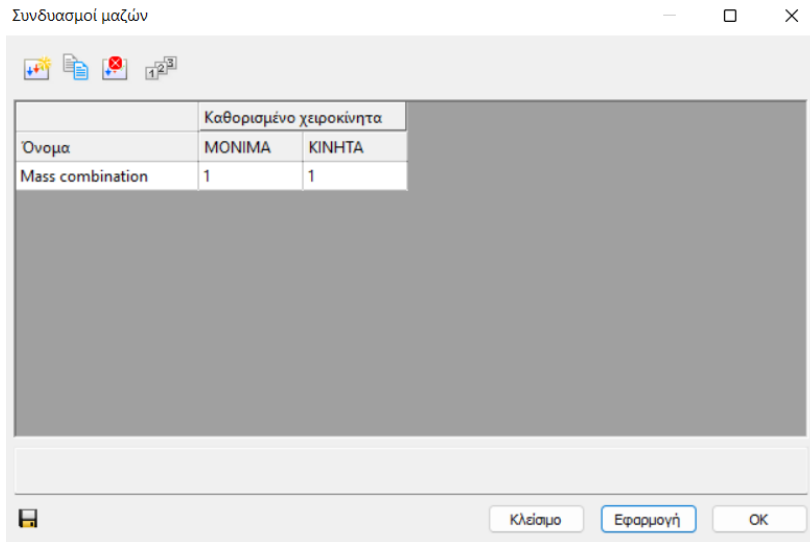
Επιλέχθηκε $q = 1.5$ για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού.

Τα παραπάνω στοιχεία περάστηκαν στο πρόγραμμα Consteel 15 προκειμένου να υπολογιστεί ο σεισμός όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.24.



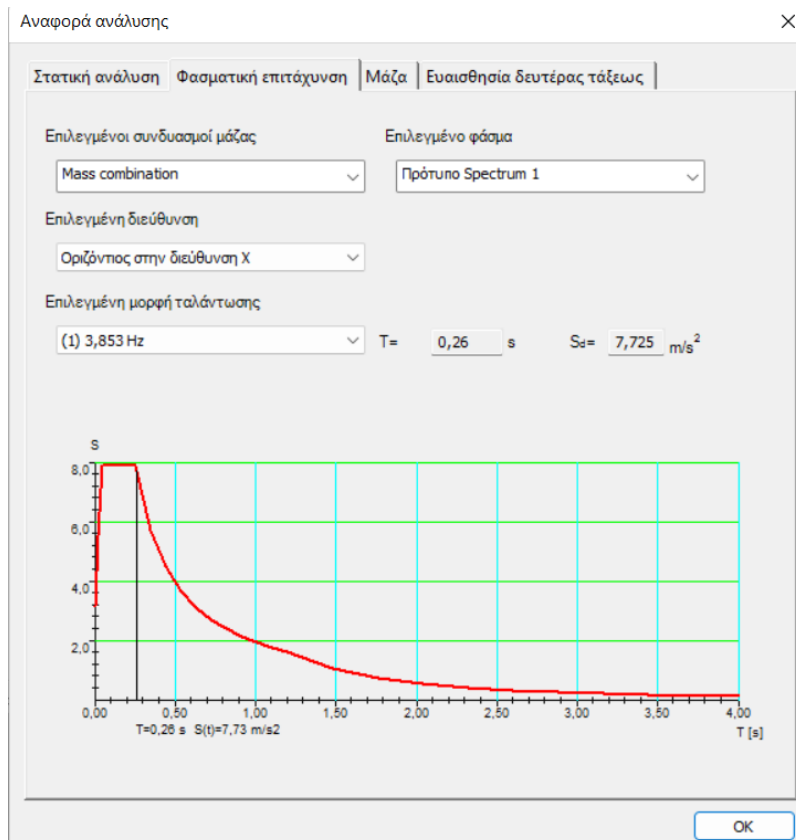
Σχήμα 3.24: Σεισμός στο Consteel 15

Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία G , δηλαδή ίδιο βάρος κατασκευής και επικαλύψεις.

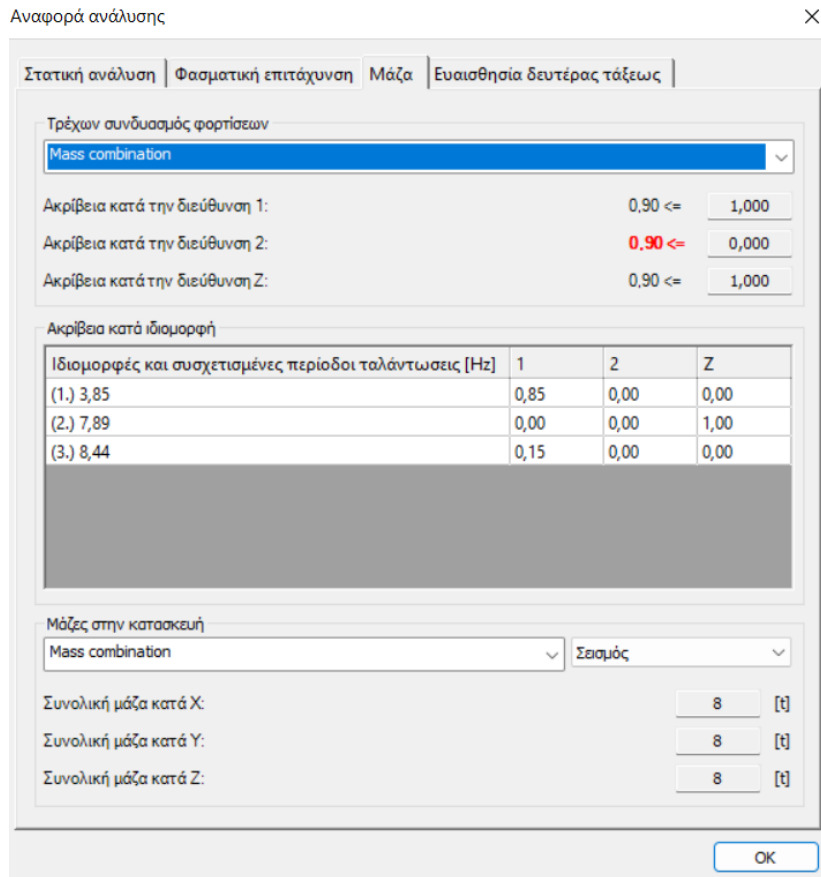


Σχήμα 3.25: Συμμετέχουσα μάζα στο σεισμό

Ο βασικός κανόνας για τον ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών είναι ότι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών για αυτές στη διεύθυνση κάθε σεισμικής συνιστώσας που λαμβάνεται στην ανάλυση, να είναι τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

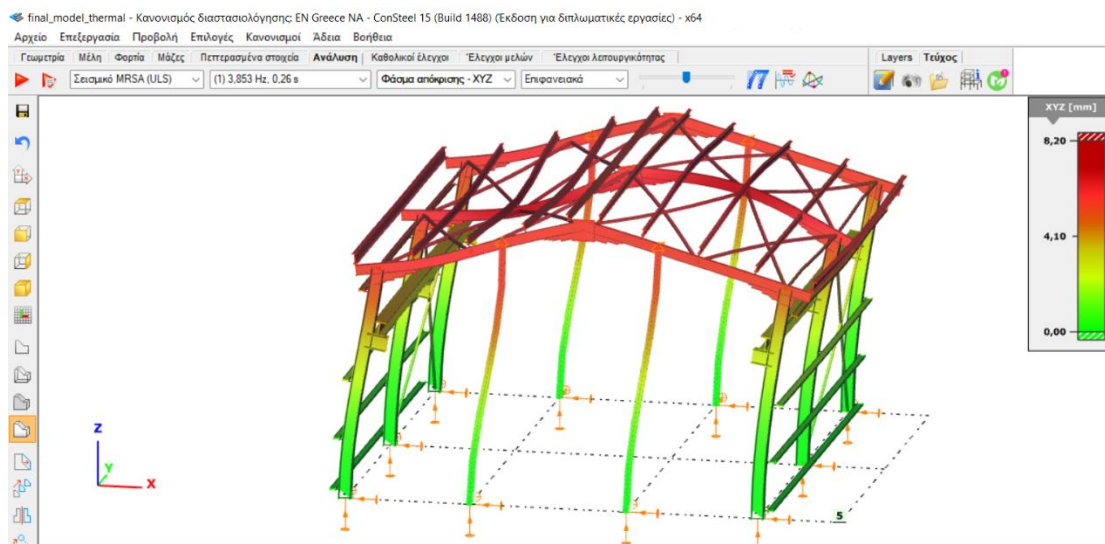


Σχήμα 3.26: Ιδιοπερίοδος κατασκευής για την πρώτη κυρίαρχη ιδιομορφή κατά X,Y

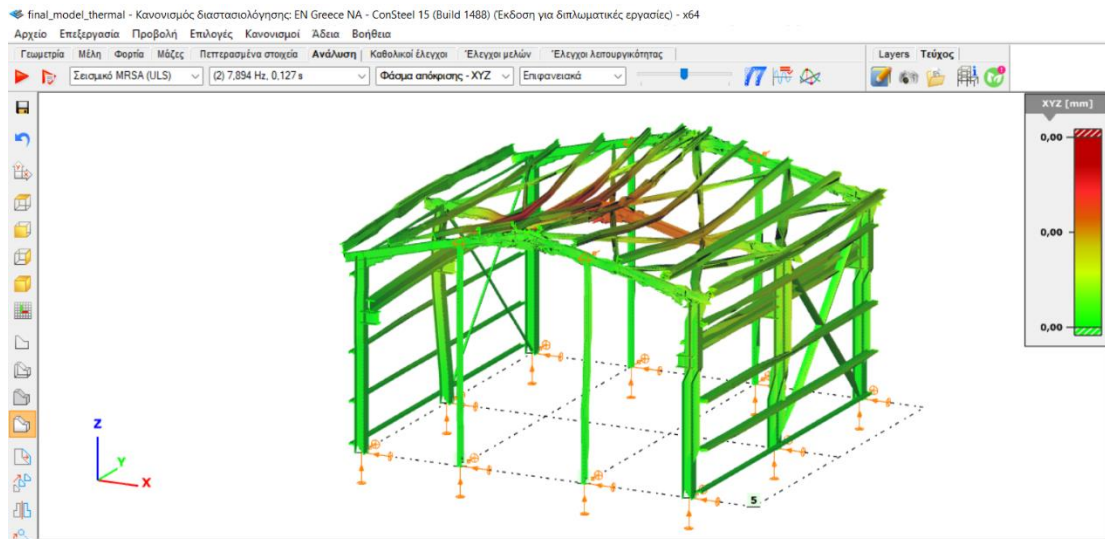


Σχήμα 3.27: Συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες κατά X , Y

Όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα κυρίαρχες ιδιομορφές προέκυψαν, η 1η ιδιομορφή με ποσοστό συμμετοχής 85% κατά X,Y για την οποία προκύπτει ιδιοπερίοδος της κατασκευής $T=0,26\text{sec}$.



(α)



(β)

Σχήμα 3.28: Ιδιομορφές του κτιρίου (1^η και 2^η)

3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα. Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για το μέλος αυτού. Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factor) οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι προς τη μονάδα. Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα τιμές των συντελεστών ασφαλείας συνοψίζονται στον Πίνακα 3.23.

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1.35	1.0	1.0	1.0
γ_Q	1.5	0	1.0	0
γ_A, γ_E	1.0	0	-	-

Πίνακας 3.23: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Όπου:

G μόνιμες δράσεις (ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία)

Q μεταβλητές δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος κλπ.)

A τυχηματικές δράσεις(προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά)

E σεισμικές δράσεις

Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση. Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή άλλων δράσεων. Συνεπώς οι μεταβλητές δράσεις έχουν εκτός από:

μία χαρακτηριστική τιμή	Q_k ,
μία τιμή συνδυασμού	$\psi_0 Q_k$,
μία συχνή τιμή	$\psi_1 Q_k$,
και μία οιονεί μόνιμη τιμή	$\psi_2 Q_k$.

Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στο Εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 0 και συνοψίζονται στον Πίνακα 3.24.

ΔΡΑΣΕΙΣ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων			
Βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιτα κράτη μέλη του CEN με $H > 1000\text{m}$	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιτα κράτη μέλη του CEN με $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαϊάς) σε κτίρια	0.6	0.5	0

Πίνακας 3.24: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές αυτές καταστάσεις συνδέονται με την ασφάλεια του έργου. Ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας γίνεται για ναδειχθεί ότι η κατασκευή είναι σε θέση να ανθίστανται με επαρκή ασφάλεια τις επιρροές των διαφόρων δράσεων σε όλη την προβλεπόμενη ζωή του έργου. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε:

- απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα,
- υπέρβαση της αντίστασης του φορέα ή μεμονωμένων φερόντων στοιχείων λόγω αστοχίας κρίσιμων διατομών, μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας, κόπωσης.

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

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.43)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.44)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.45)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διάφορων δράσεων). Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι είτε επαρκούς αντοχής των διατομών είτε ευστάθειας των μελών του φορέα. Ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού γίνεται με βάση την κατάταξη των διατομών, πρέπει δε να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές της διαμητικής υστέρησης και του τοπικού λυγισμού μέσω ενός ενεργού πλάτους, καθώς και οι

επιρροές της κύρτωσης λόγω διάτμησης σύμφωνα με το EN 1993-1-5. Οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής είναι οι εξής:

- Εφελκυσμός
- Θλίψη
- Μονοαξονική (ή απλή) κάμψη
- Τέμνουσα
- Στρέψη
- Στρέψη και διάτμηση
- Κάμψη και τέμνουσα
- Κάμψη και αξονική δύναμη

Οι περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς είναι οι εξής:

- Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης
- Στρεπτικός λυγισμός
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη
- Στρεπτοκαμπτικός (ή πλευρικός) λυγισμός μη προστατευμένων πλευρικά δοκών σταθερής διατομής υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη

3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές αυτές καταστάσεις συνδέονται με την ικανότητα λειτουργίας του έργου με τρόπο ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της προβλεπόμενης χρήσης. Υπέρβαση των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας οφείλεται σε:

- υπερβολικές παραμορφώσεις,
- ταλαντώσεις που οδηγούν σε αίσθημα ανασφάλειας,
- υπερβολικές ρηγματώσεις.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.46)$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.47)$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.48)$$

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ασχολείται με την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο EN1993-1-1, όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

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

Πίνακας 3.25: Όρια κατακόρυφων βελών

Το όριο για τις οριζόντιες μετατοπίσεις για μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες είναι:

$$u \leq H / 150 \quad (3.49)$$

Όπου

u είναι η μετακίνηση,

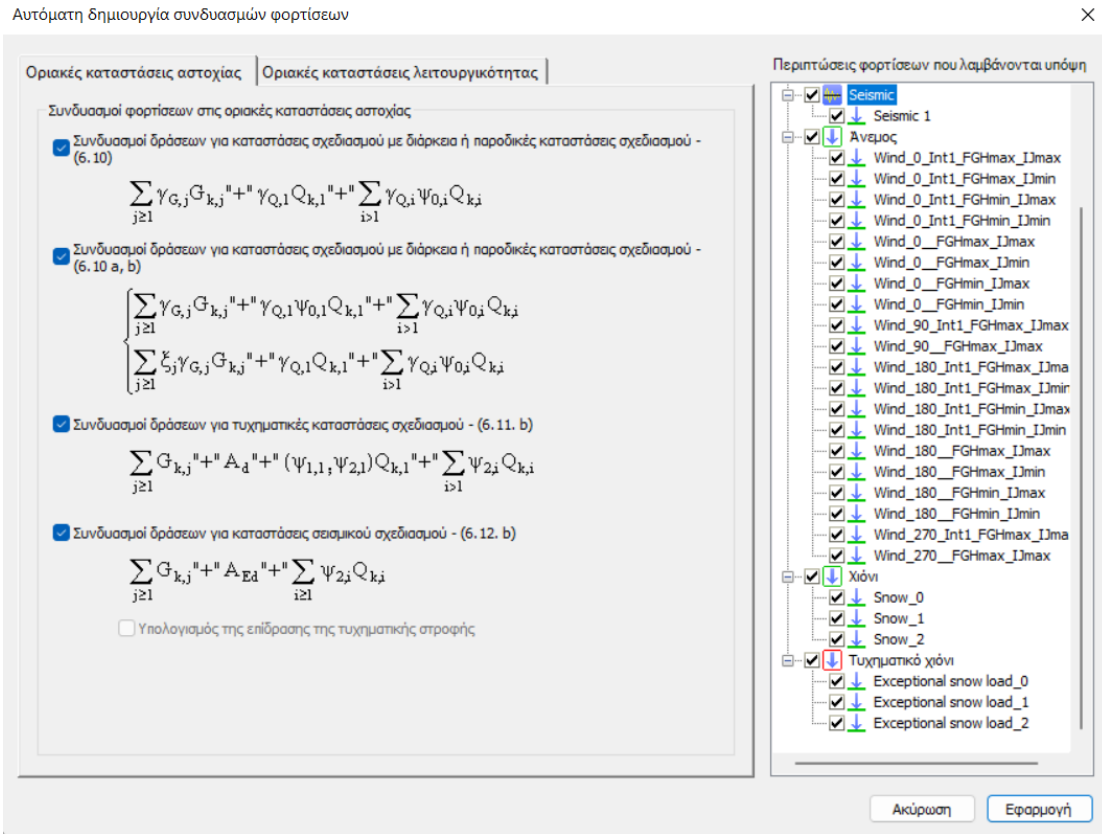
H είναι το ύψος του κτιρίου.

3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

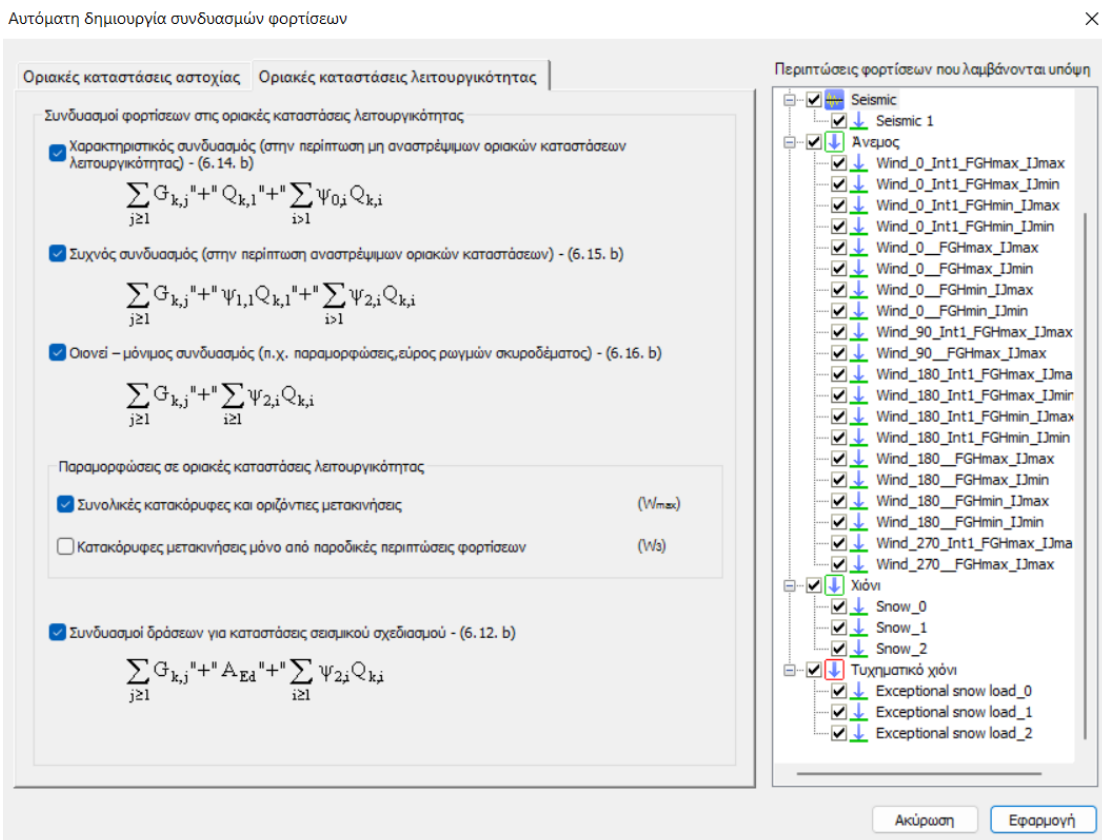
Στον Πίνακα 3.26 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και οι αντίστοιχοι συντελεστές ψ όπως τα παρουσιάζει το πρόγραμμα.

Τύπος δράσης	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλ. EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: χώροι διαμονής	0,70	0,50	0,30
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,70	0,50	0,30
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,70	0,70	0,60
Κατηγορία D: χώροι με εμπορικά καταστήματα	0,70	0,70	0,60
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,00	0,90	0,80
Κατηγορία F: χώροι οδικής κυκλοφορίας, βάρος οχήματος $\leq 3...$	0,70	0,70	0,60
Κατηγορία G: χώροι οδικής κυκλοφορίας, $30 \text{ kN} < \text{βάρος οχήμ}...$	0,70	0,50	0,30
Κατηγορία H: στέγες	0,00	0,00	0,00
Φορτία χιονιού στα κτίρια (βλ. EN 1991-1-3)			
H > 1000m	0,70	0,50	0,20
H \leq 1000m	0,50	0,20	0,00
Φορτία ανέμου στα κτίρια (βλ. EN 1991-1-4)			
Θερμοκρασία (όχι πυρκαγιά) στα κτίρια (βλ. EN 1991-1-5)	0,60	0,50	0,00

Πίνακας 3.26: Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές ψ



(α)



(β)

Σχήμα 3.29: Αυτόματη δημιουργία συνδυασμών φορτίσεων στο Consteel



Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας διαμορφώνονται ως εξής:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:
2. Για τυχηματικές καταστάσεις:
3. Για καταστάσεις σεισμού

Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας διαμορφώνονται ως εξής:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός
2. Συχνός συνδυασμός

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

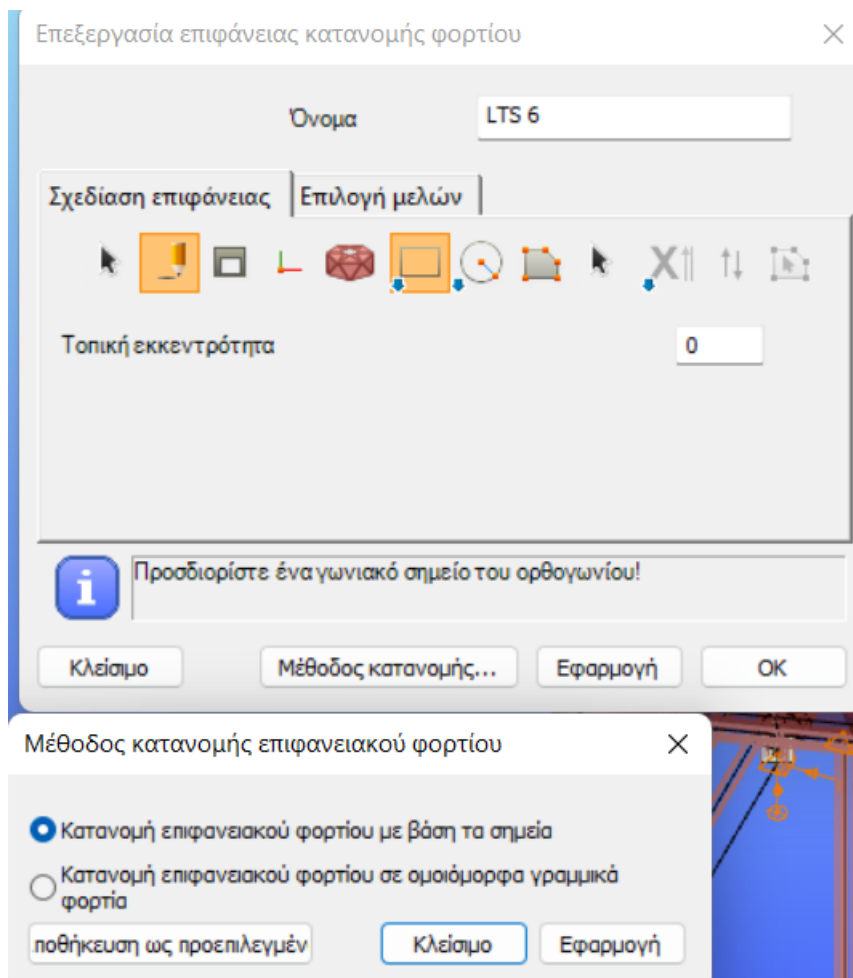
Συνολικά δημιουργήθηκαν 1097 συνδυασμοί φόρτισης για την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οι πίνακες με τους συνδυασμούς φόρτισης όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα παρατίθενται αναλυτικά στο Παράρτημα.

4 Διαστασιολόγηση

4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση όλων των δομικών στοιχείων της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του EN 1993 με χρήση του προγράμματος Consteel 15.

Ο υπολογισμός των φορτίων καθώς και η δημιουργία των συνδυασμών φορτίσεων παρουσιάστηκαν στο 3ο κεφάλαιο. Τα φορτία αυτά περάστηκαν μέσω των επιφανειών κατανομής φορτίου. Οι επιφάνειες αυτές κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στα επιλεγμένα μέλη ως γραμμικά φορτία. Το τελικό αποτέλεσμα των δυνάμεων όλων των γραμμικών φορτίων είναι το ίδιο με αυτό των φορτίων της αντίστοιχης πλευράς.



Σχήμα 4.1: Μέθοδος κατανομής επιφανειακού φορτίου στο Consteel

Στο Consteel πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση πρώτης τάξης. Η ανάλυση πρώτης τάξης υπολογίζει την απόκριση της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την αρχική δυσκαμψία του μοντέλου. Για το σχεδιασμό καθολικής ευστάθειας πραγματοποιείται ανάλυση ευαισθησίας λυγισμού, η οποία δίνει μια ανασκόπηση των ιδιομορφών της κατασκευής, ενώ παράλληλα δίνει και για κάθε μέλος τη σχετική ιδιομορφή, η οποία είναι η πιο κατάλληλη για την ανάλυση λυγισμού.

Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης

Καθολικές ρυθμίσεις

Καθολικές ατέλειες

Περιλαμβάνεται η δυσκαμψία της σύνδεσης -->

Σχεδιασμός τριγώνιας ψυχρής έλασης

Στατικοί υπολογισμοί

Περιπτώσεις φόρτισης

Ελαστική ανάλυση φορτίσεων

Ανάλυση δεύτερας τάξης των ιδιομορφών λυγισμού με βάση τις περιπτώσεις ατελειών

Ελαστική ανάλυση των βασικών τμών των αντιδράσεων για τον έλεγχο της θεμελίωσης -->

Συνδυασμοί φορτίσεων

Τύπος επίλυσης ...

Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Ανάλυση πρώτης τάξης

Ανάλυση δεύτερας τάξης

Ανάλυση λυγισμού

Ευαισθησία λυγισμού

Ευαισθησία ατέλειας

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ανάλυση πρώτης τάξης

Ανάλυση δεύτερας τάξης

Χρήση ιδιοτήτων ενεργούς διατομής -->

Διαγράμματα επιρροής

Ελαστική ανάλυση των διαγραμμάτων επιρροής

Ιδιομορφική ανάλυση

Ανάλυση ελεύθερης ταλάντωσης

Ανάλυση φάσματος απόκρισης -->

Ακύρωση Επίλυση Εφαρμογή

Σχήμα 4.2: Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης στο Consteel

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι για τα μέλη-διατομές στο Consteel πραγματοποιήθηκαν με βάση τον Ευρωκώδικα 3-Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα. Συγκεκριμένα οι έλεγχοι μελών σε καθολικό λυγισμό έγιναν σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4-Γενική μέθοδος του EN 1993-1-1 η οποία θεωρείται ιδανικότερη για ελέγχους λυγισμού μέσω προγράμματος H/Y. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει τον έλεγχο της αντοχής σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για δομικά στοιχεία τα οποία υπόκεινται σε θλίψη και/ή μονοαξονική κάμψη στο επίπεδο, αλλά τα οποία δεν περιέχουν στρεφόμενες πλαστικές αρθρώσεις.

Διαστασιολόγηση...

×

Κανονισμός διαστασιολόγησης: EN Ελλάδα NA

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Πρώτης τάξης ελαστικός Δεύτερης τάξης ελαστικός

Προς επίτευξη	Συνδυασμοί φορτίσεων	Επιλεγμένη ιδιοτιμή
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1	(1.) 5,08
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-2	(1.) 3,84
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-3	(1.) 3,86
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-4	(1.) 3,98
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-5	(1.) 3,85
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-6	(1.) 1,46
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-7	(1.) 1,18
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-8	(1.) 1,46

Σχεδιασμός μεταλλικών EN 1993-1-1

Έλεγχος διατομής EN 1993-1-1 6.2

Ομάδα μοντέλου:

Χρήση γ_{m1} αντί γ_{m0} EN 1993-1-1 5.2.2 (7) a)

Έλεγχος σε λυγισμό

Ομάδα μοντέλου:

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 6.3.4

Ελαστικός κρίσιμος συντελεστής $\alpha_{cr,sp}$

Πρώτη ιδιοτιμή λυγισμού Συντελεστής αντοχής αστοχίας α_{crit}

Επιλεγμένη ιδιοτιμή ελάχιστη τιμή ανά μέλος

Αυτόματα (με βάση την ανάλυση ευαισθησίας) ελάχιστη τιμή στην ομάδα του μοντέ

Μειωτικός συντελεστής χ_{sp}

a) ελάχιστη τιμή των ($\chi_{; \chi_{LT}$)

β) με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ($\chi_{; \chi_{LT}$)

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 BB3

Να ληφθεί υπόψη το σημείο αντίστασης ως στρεπτική δέσμευση

Κρίσιμη θερμοκρασία

Ομάδα μοντέλου:

Θεώρηση συμπληρωματικών κανόνων από το EN1993-1-3 για τον σχεδιασμό διατομών ψυχρής έλασης

Σχήμα 4.3: Εντολή διαστασιολόγησης Consteel

4.2 Αναφορά στην Γενική Μέθοδο 6.3.4 του EN 1993-1-1

Η Γενική Μέθοδος, είναι μια προοδευτικά νέα προσέγγιση για τον σχεδιασμό της ευστάθειας και στηρίζεται στην βασική ιδέα, πως δεν απομονώνει πλέον μέλη και διαχωρίζει τις μεμονωμένες ιδιομορφές των μελών, αλλά θεωρεί το πολύπλοκο σύστημα δυνάμεων στο μέλος και αξιολογεί τους κατάλληλους τρόπους λυγισμού. Αυτός ο υπολογισμός, γίνεται συνήθως με απευθείας καθολική ανάλυση ευστάθειας ολόκληρου του δομικού μοντέλου, κατάλληλη για ανάλυση στοιχείων με πεπερασμένα στοιχεία, που εφαρμόζεται σε πακέτα λογισμικού δομικής ανάλυσης. Η μέθοδος προσφέρει τη δυνατότητα παροχής λύσεων, όπου η προσέγγιση μεμονωμένων μελών δεν είναι απολύτως κατάλληλη:

- Είναι εφαρμόσιμη, όχι μόνο για μεμονωμένα μέλη, αλλά και για υποφορείς ή ολόκληρα μοντέλα στα οποία οι κυρίαρχες ιδιομορφές λυγισμού είναι καθολικές.
- Μπορεί να εξετάσει μη κανονικά δομικά μέλη, όπως αυτά με μη σταθερή ή σύνθετη διατομή
- Είναι εφαρμόσιμη ανεξάρτητα απ' τις συνθήκες στήριξης και φόρτισης.

Η αντοχή σε λυγισμό εκτός επιπέδου για κάθε μέλος ή το συνολικό φορέα που υπόκεινται σε θλίψη και/ή κάμψη εντός επιπέδου, μπορεί να ελεγχθεί μέσω της σχέσης:

$$x_{op} * a_{ult,k} / \gamma_{M1} \geq 1 \quad (4.1)$$

όπου:

$a_{ult,k}$ είναι ο ελάχιστος συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού, ώστε να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής του δομικού στοιχείου, θεωρώντας την εντός επιπέδου συμπεριφορά του, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο πλευρικός ή στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, λαμβάνοντας όμως υπόψη όλες τις επιδράσεις λόγω της εντός επιπέδου γεωμετρικής παραμόρφωσης και των ατελειών, καθολικών και τοπικών, όπου απαιτείται

x_{op} είναι ο μειωτικός συντελεστής για την ανηγμένη λυγηρότητα λ_{op} , που λαμβάνει υπόψη τον πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ανηγμένη λυγηρότητα για το μέλος ή το συνολικό φορέα, προσδιορίζεται απ' τη σχέση:

$$\lambda_{op} = \sqrt{a_{ult,k} / a_{cr,op}} \quad (4.2)$$

όπου:

$a_{cr,op}$ είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των εντός επιπέδου φορτίων σχεδιασμού, που αντιστοιχεί στην επίτευξη της πρώτης εκτός επιπέδου ιδιομορφής λυγισμού, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο εντός επιπέδου καμπτικός λυγισμός.

Το πλεονέκτημα της μεθόδου, έγκειται στη χρήση σύνθετης ελαστικής ανάλυσης λυγισμού του συνολικού δομικού μοντέλου, προκειμένου να αξιολογηθεί το σχετικό $a_{cr,op}$ και η συνολική λυγηρότητα του φορέα. Η ελαστική ανάλυση καθολικής ευστάθειας εκτελείται συνήθως με ανάλυση γραμμικού λυγισμού. Σε ένα περιβάλλον τυπικών πεπερασμένων στοιχείων αυτό το πρόβλημα μπορεί να εκφραστεί ως γραμμική ανάλυση ιδιοτιμών με την ακόλουθη βασική μορφή:

$$(KE - a * KG) * U = 0 \quad (4.3)$$

όπου:

KE είναι το μητρώο ελαστικής δυσκαμψίας

KG είναι το γεωμετρικό μητρώο δυσκαμψίας 2ης τάξης

a είναι η ιδιοτιμή

U είναι το ιδιοδιάνυσμα

Η ιδιοτιμή υποδηλώνει το ελαστικό κρίσιμο φορτίο και το ιδιοδιάνυσμα δείχνει την ιδιομορφή λυγισμού.

Η σωστή εφαρμογή της Γενικής Μεθόδου ως εκ τούτου, απαιτεί τη χρήση της πιο σχετικής ιδιομορφής και του αντίστοιχου ελαστικού κρίσιμου φορτίου για τον κατάλληλο σχεδιασμό ευστάθειας του εξεταζόμενου μέλους. Σε περίπτωση ενός σύνθετου τρισδιάστατου δομικού μοντέλου με πολλούς συνδυασμούς φορτίων και πολλές διαφορετικές αλλά σχετικές ιδιομορφές λυγισμού, δεν είναι συνήθως εμφανές ποια είναι η πιο σχετική για το σχεδιασμό.

Αυτό το πρόβλημα είναι πολύ περίπλοκο αλλά και πολύ σημαντικό, καθώς στην περίπτωση ενός σύνθετου δομικού μοντέλου είναι σύνηθες, ότι διαφορετικές ιδιομορφές λυγισμού περιγράφουν την ευστάθεια ξεχωριστών τμημάτων του μοντέλου. Για το λόγο αυτό, απαιτείται μια κλιμακωτή διαδικασία για να γίνει επιλογή της κατάλληλης ιδιομορφής λυγισμού για τον σχεδιασμό ευστάθειας των μελών. Στο Consteel η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται μέσω της ανάλυσης ευαισθησίας, η οποία ακολουθεί την παρακάτω μεθοδολογία:

Η ενέργεια παραμόρφωσης που παράγεται από την i -στη ιδιομορφή λυγισμού, χρησιμοποιείται ως βασικό μέτρο που μπορεί να διατυπωθεί ως εξής:

$$E_i = \frac{1}{2} * U_i^T * K_E * U_i \quad (4.4)$$

Αυτή η ενέργεια παραμόρφωσης, μπορεί να υπολογιστεί για κάθε ένα μέλος k του μοντέλου από την ίδια καθολική ιδιομορφή λυγισμού, χρησιμοποιώντας το κατάλληλο τμήμα του μητρώου δυσκαμψίας k :

$$E_i^k = \frac{1}{2} * U_i^T * K_E^k * U_i \quad (4.5)$$

Όπου, ισχύουν τα ακόλουθα σύνολα για το συνολικό μοντέλο που αποτελείται από ένα συνολικό αριθμό μελών m :

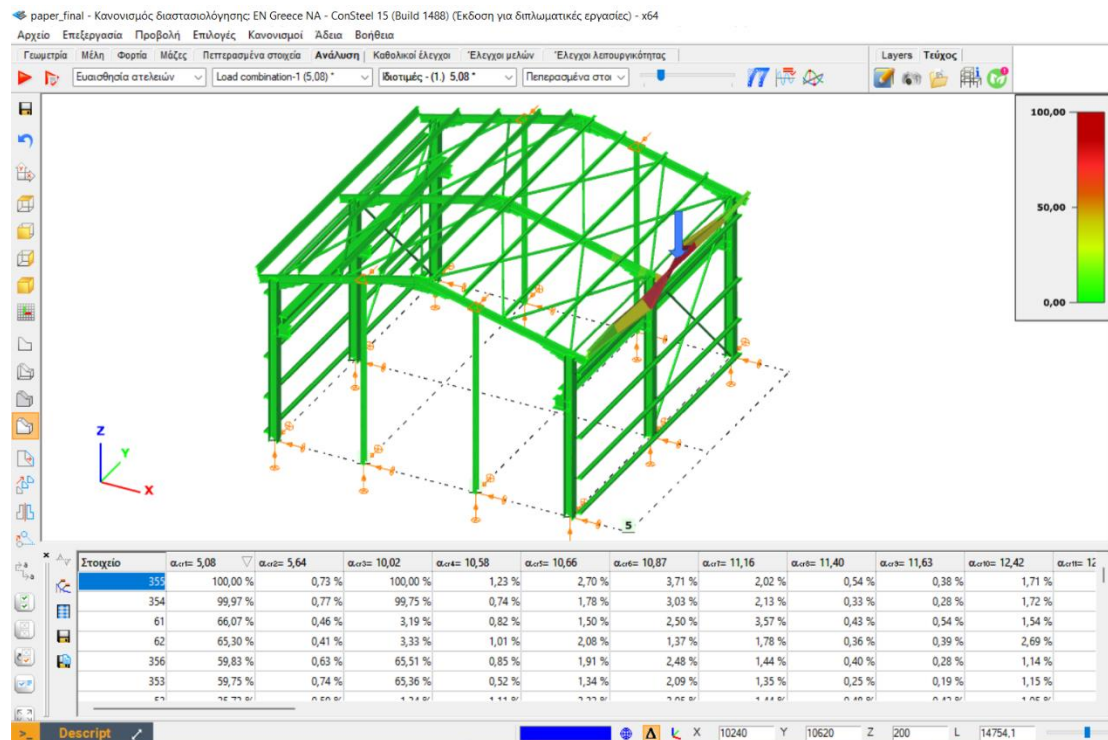
$$K_E = \sum_{k=1}^m K_E^k \quad \text{και} \quad E_i = \sum_{k=1}^m E_i^k \quad (4.6)$$

Με τη χρήση αυτών των μέτρων, μπορεί να κατασκευαστεί μια κλιμακωτή διαδικασία, ορίζοντας έναν παράγοντα συσχέτισης ιδιομορφής (mode relevance factor (MRF)), που υποδεικνύει ποια είναι τα σχετικά (κρίσιμα) μέλη (k) για την i -στη ιδιομορφή λυγισμού. Η βασική παραδοχή για αυτόν τον παράγοντα είναι, ότι κάθε ιδιομορφή λυγισμού έχει ένα (ή περισσότερα) συγκεκριμένα μέλη, τα οποία είναι τα πιο κρίσιμα και όλα τα μέλη συγκρίνονται με αυτό για να εκτιμηθεί η συμβολή στον λυγισμό:

$$MRF_i^k = 100 * \frac{U_i^T * K_E^k * U_i}{\max(U_i^T * K_E * U_i)} \% \quad (4.7)$$

Για το πιο κρίσιμο μέλος, αυτός ο παράγοντας παίρνει πάντα το 100% και όσο πιο κρίσιμο είναι το μέλος τόσο προσεγγίζει το MRF το 100%. Αυτός ο παράγοντας μπορεί να προσφέρει βοήθεια για να επιλέξει κανείς τον πιο σχετική ιδιομορφή λυγισμού για τον σχεδιασμό ευστάθειας των μελών σε ένα περίπλοκο τρισδιάστατο μοντέλο. Στο επόμενο Σχήμα (α) φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης ευαισθησίας για την 1η ιδιομορφή ($acr = 5,08$) της φόρτισης. Όπως φαίνεται για την δοκό B34 ισχύει $MRF_k^i = 100\%$. Ουσιαστικά η τιμή $acr = 5,08$, αφού εντοπίζεται, θεωρείται κάτω όριο για

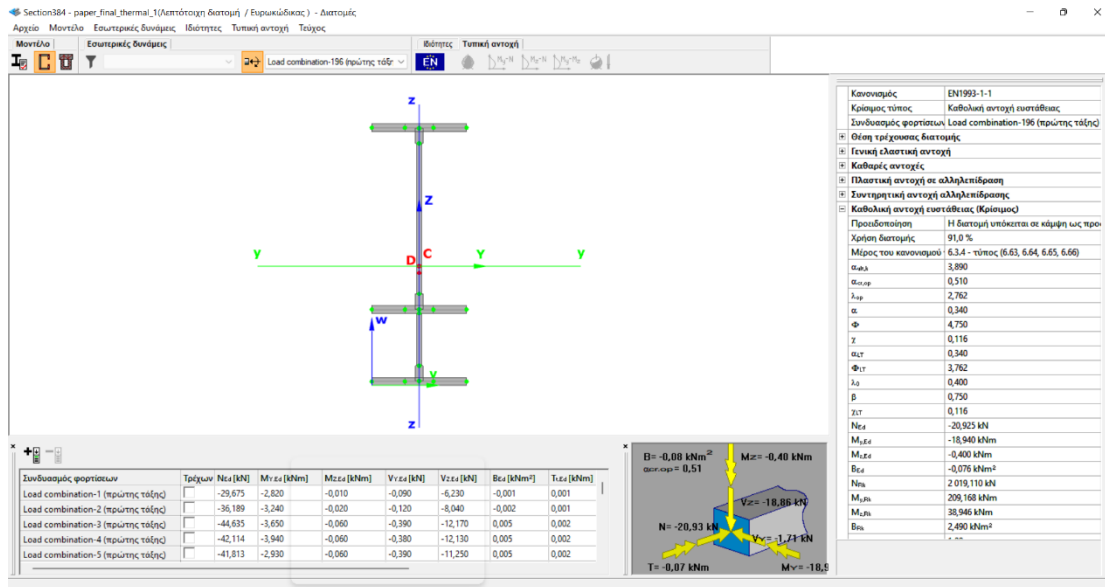
να προσδιοριστεί το $\alpha_{cr,op}$ το οποίο θα προκύψει για την πρώτη εκτός επιπέδου ιδιομορφή, σε συνδυασμό με το $\alpha_{ult,k}$, έτσι ώστε να προκύπτει το ελάχιστο δυνατό λ_{op} .



Σχήμα 4.4: Αποτελέσματα ανάλυσης ευαισθησίας για την 1η ιδιομορφή λυγισμού

4.3 Ζυγώματα

Το ζύγωμα είναι συνδεδεμένο αμφίπακτα με το υποστύλωμα και με το επόμενο ζύγωμα που μαζί απαρτίζουν τη δικλινή στέγη. Το συνολικό του μήκος είναι $L=11,298\text{m}$ και επιλέχθηκε διατομή, με βάση τους παρακάτω ελέγχους, IPE 240. Στο ζύγωμα τοποθετήθηκε τοπική ενίσχυση για να αυξηθεί η αντοχή του κόμβου και να επιτευχθεί η ακαμψία που έχει προσομοιωθεί. Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για το ζύγωμα είναι ο (ULS) (Load Combination 196): $1,35 \cdot G + (1,5W270^\circ_Int1_FGHmax_IJmax)$ με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας με ποσοστό χρήσης της διατομής 91% για το ζύγωμα B36.



Σχήμα 4.5: Επίλυση διατομής με Consteel

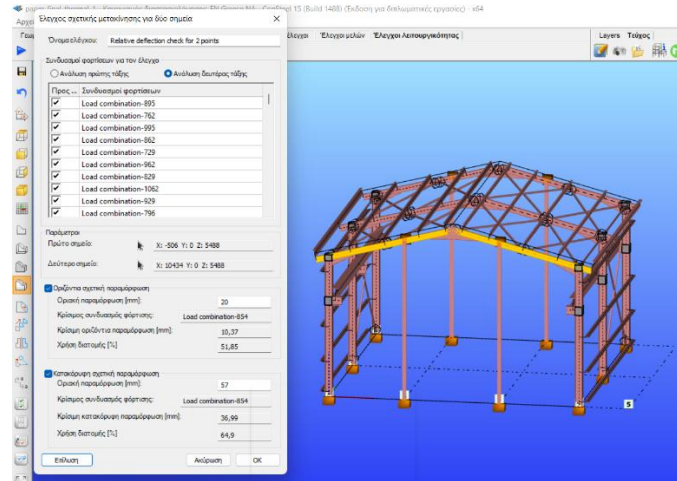
Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.5 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 91% για την δοκό B36 του ζυγώματος. Τα εντατικά μεγέθη που ενδιαφέρουν, είναι η $M_{y,Ed} = -18,94 \text{ kNm}$, $M_{z,Ed} = -0,4 \text{ kNm}$ και $N_{Ed} = -20,925 \text{ kN}$. Επομένως σύμφωνα με τον τύπο 6.66 του κεφαλαίου 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN 1993:

$$\frac{N_{Ed}}{x * \frac{NRd}{\gamma M1}} + \frac{M_{Ed,y}}{xLT * \frac{MRd,y}{\gamma M1}} + \frac{M_{Ed,z}}{xLT * \frac{MRd,z}{\gamma M1}} = \frac{20,925}{0,116 * \frac{2019,11}{1}} + \frac{18,94}{0,116 * \frac{209,168}{1}} + \frac{0,4}{0,116 * \frac{38,946}{1}} = 0,954 \leq 1$$

Για τον ελαστικό έλεγχο χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο διαρροής, για το κρίσιμο σημείο της διατομής, όπως αναφέρεται στον EN1993-1-1 στο κεφάλαιο 6.2.1(4)- (5) τύπος 6.1 :

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\bar{f}_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\bar{f}_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\bar{f}_y / \gamma_{M0}} \right) * \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\bar{f}_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 * \left(\frac{\tau_{Ed}}{\bar{f}_y / \gamma_{M0}} \right)^2 = 0,138 \leq 1 \quad (4.8)$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρουσιάζεται στο ζύγωμα B36 για τον συνδυασμό (ULS) (Load Combination 854): $1 * G + 1 * Q + 1 * Craneload + (1,5W180_Int1_FGHmax_IJmax) + 1 * S$: και είναι αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 4.6.



Σχήμα 4.6: Έλεγχος βέλους για το ζύγωμα

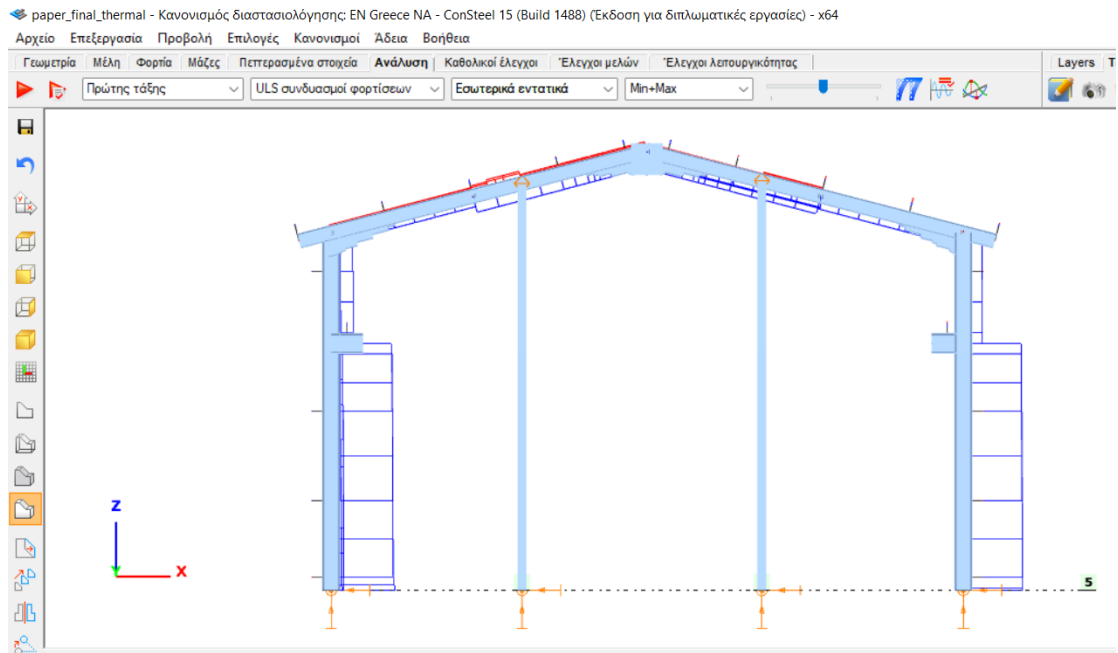
Άρα $\delta = 24,417\text{mm} \leq \delta_{\max} = L / 200 = 11297/200 = 56,48\text{mm}$ Επομένως η διατομή IPE240 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με ποσοστό εκμετάλλευσης 64,9%.

4.4 Υποστυλώματα

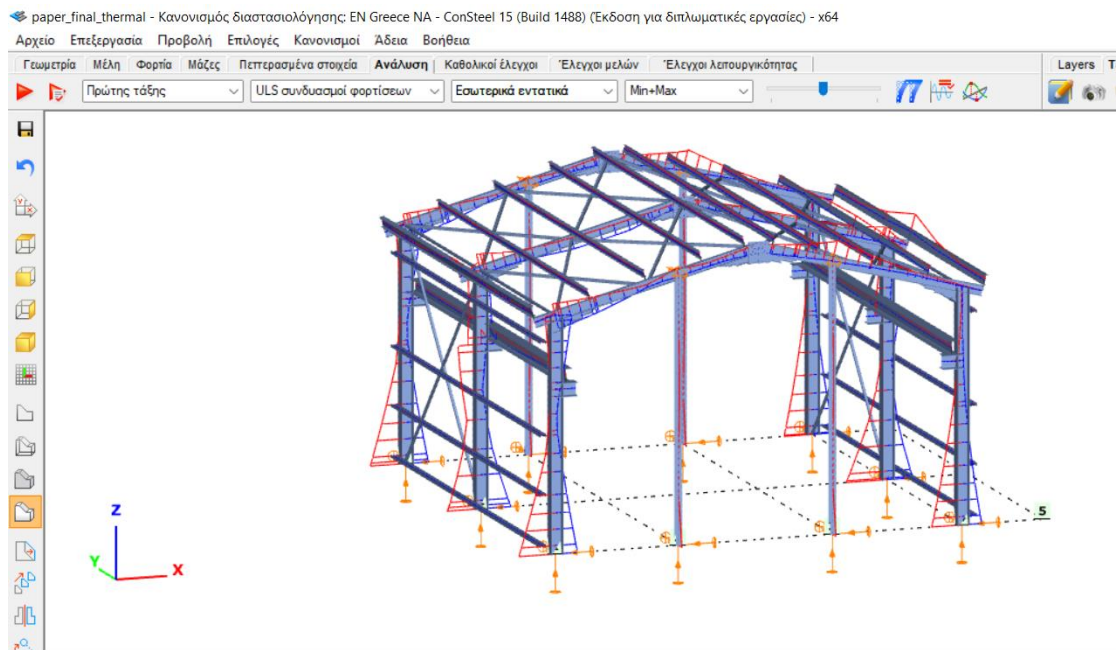
Τα υποστυλώματα HEA300 των πλαισίων έχουν συνολικό ύψος 5,618m, είναι πακτωμένα στη βάση τους εντός του πλαισίου και αρθρωτά εκτός αυτού, είναι προσανατολισμένα με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας να ενεργοποιείται για δυνάμεις εντός του πλαισίου. Στον ασθενή άξονα όπου δεν υπάρχει πλαισιακή λειτουργία το υποστυλώμα εξασφαλίζεται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Προέκυψε το υποστυλώμα Β6 με το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης (99%) όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8. Για το υποστυλώμα βρέθηκε κρίσιμος ο υπολογισμός σε Αντοχή καθολικής ευστάθειας, για τον συνδυασμό φορτίσεων (Load Combination 671): $1 \cdot G + (0.2W180^\circ _ FGH_{\max} _ IJ_{\max}) + 1 \text{ Exceptional Snow load} 2$. Τα εντακτικά μεγέθη που ενδιαφέρουν, είναι η $M_{y,Ed} = -5,99\text{kNm}$ και $N_{Ed} = -61,9\text{kN}$. Επομένως σύμφωνα με τον τύπο 6.66 του EN 1993-1-1:

$$x * \frac{N_{Ed}}{\gamma M_1} + \frac{M_{Ed,y}}{x_{LT} * \frac{M_{Rd,y}}{\gamma M_1}} = + \frac{61,9}{0,036 * \frac{3094,5}{1}} + \frac{5,99}{0,036 * \frac{380,4}{1}} = 0,99 \leq 1$$

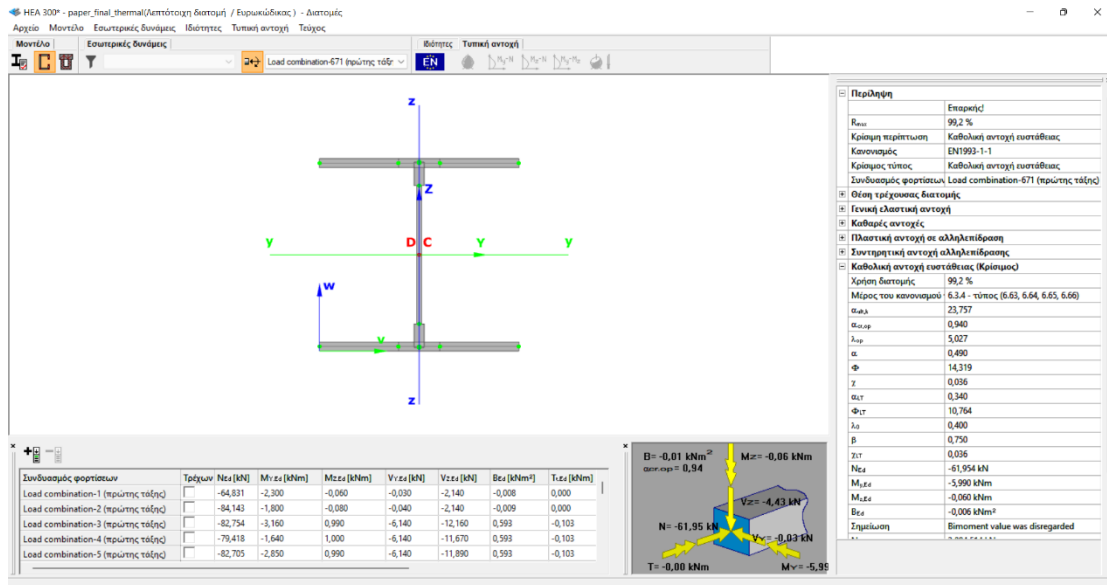


(α)



(β)

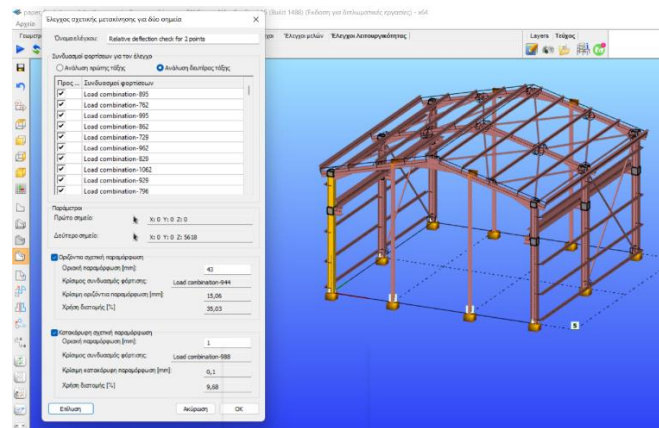
Σχήμα 4.7: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος (α) N_{Ed} , (β) $M_{Y,Ed}$



Σχήμα 4.8: Επίλυση διατομής υποστυλώματος με Consteel

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.8 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 99,2% για το υποστύλωμα B6. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.2.9.1 Κάμψη και αξονική δύναμη για διατομές κατηγορίας 1 και 2, όπου στην προκειμένη περίπτωση δεν απαιτείται απομείωση λόγω της ύπαρξης αξονικής δύναμης, τύπος 6.31, του EN1993-1-1.

$$u = \sqrt{28,042^2 + 3,098^2 + 0,075^2} = 28,21mm \leq u_{max} = H/150 = 6432,09/150 = 42,88mm.$$
 Επομένως η διατομή HEA300 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με ποσοστό εκμετάλλευσης 65,7%.

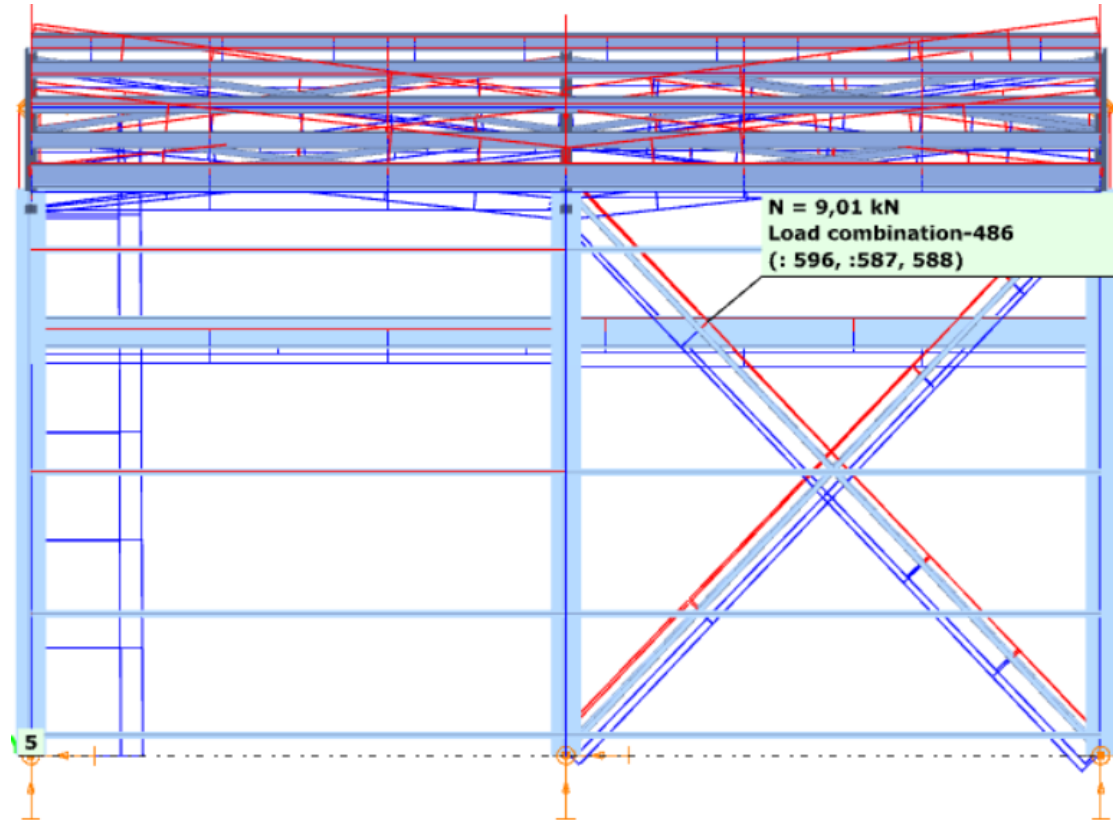


Σχήμα 4.9: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης υποστυλώματος

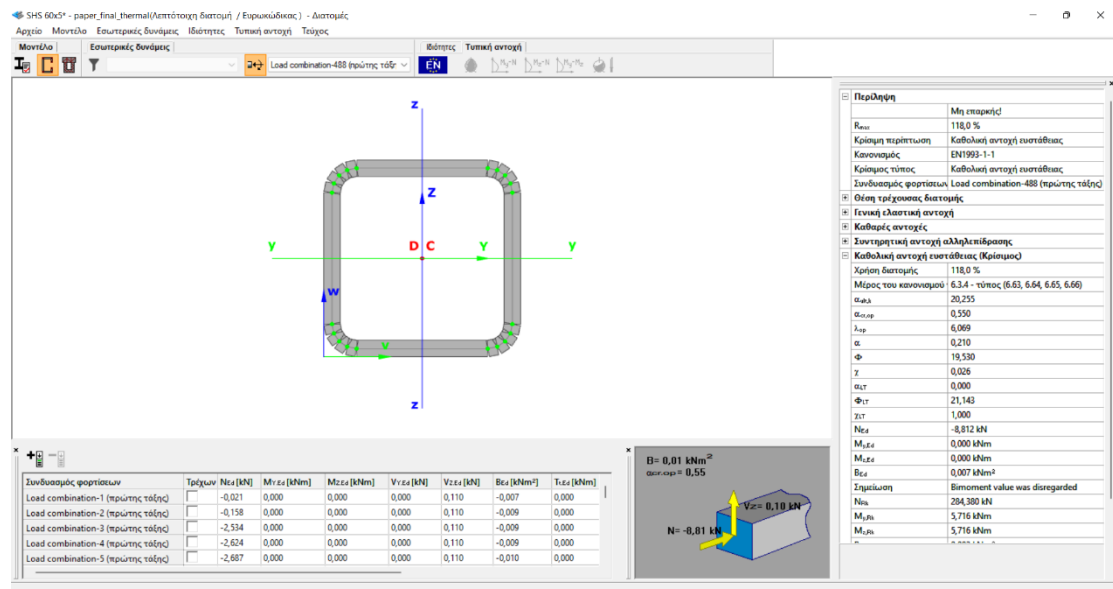
4.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετηθεί περί το μέσον της πλευρικής όψεως, λαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία και η διατομή που έχει επιλεγεί είναι η κοίλη SHS60x5. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους κατακόρυφους συνδέσμους εμφανίζονται στο στοιχείο B18 για το συνδυασμό (ULS12) (Load

Combination 187):1,35·G+1,05Q+1,35 Crane load +(1,5W180°_Int1 _ FGHmax _Ijmax)+1,05S με NEd = -8,8kN.



Σχήμα 4.10: Θλίψη κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψία



Σχήμα 4.11: Επίλυση διατομής κατακόρυφου συνδέσμου με Consteel

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.11 η χρήση της διατομής του κατακόρυφου συνδέσμου είναι 118% σύμφωνα με :

$$\frac{NEd}{x * \frac{NRd}{\gamma M1}} + \frac{Med,y}{xLT * \frac{MRd,y}{\gamma M1}} + \frac{Med,z}{xLT * \frac{MRd,z}{\gamma M1}} = \frac{8,8}{0,026 * \frac{284,38}{1}} = 1,18 > 1 \quad (4.9)$$

Όπως φαίνεται τόσο από την ανάλυση, όσο και από την εφαρμογή του Ευρωκώδικα οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δεν επαρκούν στην δυσμενέστερη φόρτιση. Αυτό συμβαίνει διότι οι χιαστί σύνδεσμοι, σχεδιάστηκαν έτσι ώστε, κατά την σεισμική διέγερση να λειτουργεί μόνο ο εφελκόμενος, ενώ ο θλιβόμενος να αγνοείται. Κατά την ανάλυση, επειδή λειτουργούσαν και οι τελευταίοι, θεωρήθηκε σκόπιμο να τεθεί ως άνω όριο των εφελκόμενων το μισό της πλαστικής αντοχής τους σε αξονική δύναμη.

Οι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσον τους με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να θεωρείται το μισό. Επομένως υπολογίστηκε:

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L_{diag} = \begin{cases} 0,5 \cdot 7,682 \\ 0,5 \cdot 6,45 \end{cases} = \begin{cases} 3,841 \\ 3,225 \end{cases} \quad (4.10)$$

Η λυγηρότητα των διαγώνιων πρέπει να εξασφαλίζει την σχέση:

$$1,3 \leq \lambda \leq 2,0 \quad (4.11)$$

Για χάλυβα ποιότητας S235 λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda = \pi \cdot \sqrt{(E/f_y)} = 93,9$$

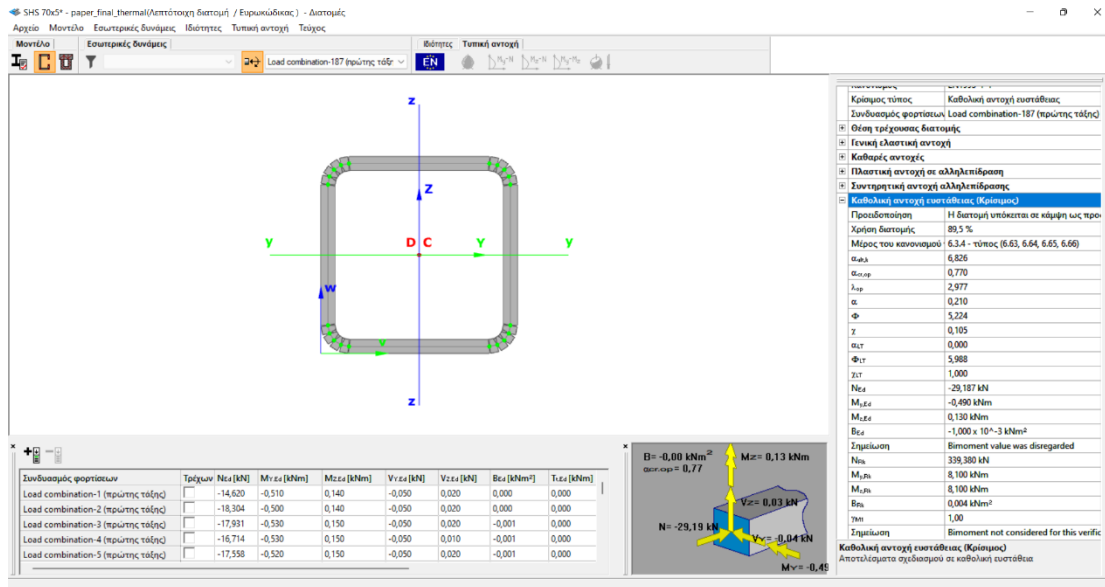
- Κατακόρυφοι Διαγώνιοι SHS 60×5 $\lambda' = \frac{L_{cr}}{i_{y,z} \cdot 93,9} = \frac{384,1}{2,23 \cdot 93,9} = 1,83$ ικανοποιείται
- Οριζόντιοι Διαγώνιοι SHS 70×5 $\lambda' = \frac{L_{cr}}{i_{y,z} \cdot 93,9} = \frac{322,5}{2,64 \cdot 93,9} = 1,3$ ικανοποιείται

Οι διαγώνιοι ελέγχθηκαν σε όλους τους δυνατούς σεισμικούς συνδυασμούς από το πρόγραμμα.

$\delta = 19,2\text{mm} \leq \delta_{\max} = L/200 = 6014,43/200 = 30,07\text{mm}$ Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 64% και η διατομή SHS 60×5 είναι δεκτή.

4.6 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας όπως και οι κατακόρυφοι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και όπως έχει ήδη αναφερθεί διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν για το στοιχείο B14 από το συνδυασμό (ULS14)(Load Combination 488): $1,15 \cdot G + 1,05Q + 1,35$ Crane load $+(1,5W270^\circ_{\text{Int1}} _FGH_{\min_I_{\min}}) + 1,05S1$ με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας $N_{Ed} = -29,187\text{kN}$, $M_{Z,Ed} = 0,13\text{kNm}$ και $M_{Y,Ed} = -0,49\text{kNm}$ (από το ίδιο βάρος).



Σχήμα 4.13: Επίλυση διατομής με Consteel

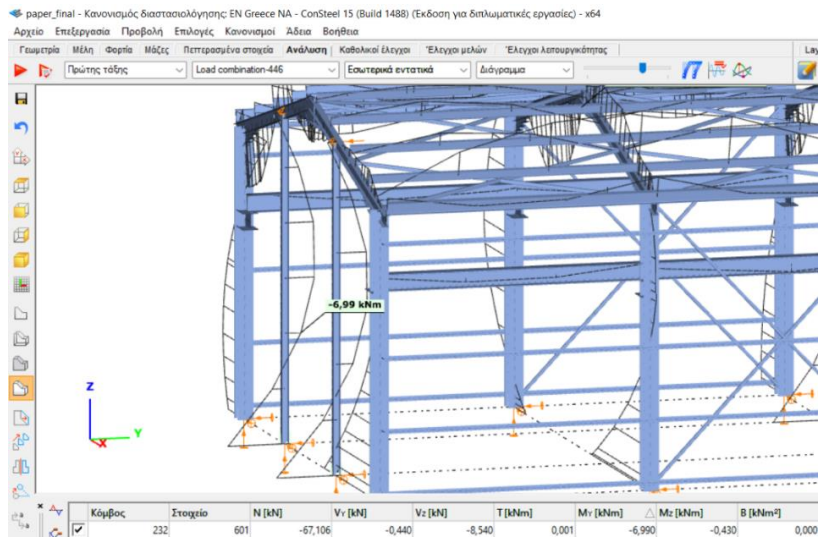
Η χρήση της διατομής του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας είναι 89,5% και προκύπτει από τον τύπο 6.66 του κεφαλαίου 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993.

$$\begin{aligned}
 & x * \frac{NEd}{\gamma M1} + \frac{MEd, y}{xLT * \frac{MRd, y}{\gamma M1}} + \frac{MEd, z}{xLT * \frac{MRd, z}{\gamma M1}} = \\
 & \frac{29,187}{0,105 * \frac{339,38}{1}} + \frac{0,49}{1 * \frac{8,1}{1}} + \frac{0,13}{1 * \frac{8,1}{1}} = 0,895 \leq 1 \quad (4.12)
 \end{aligned}$$

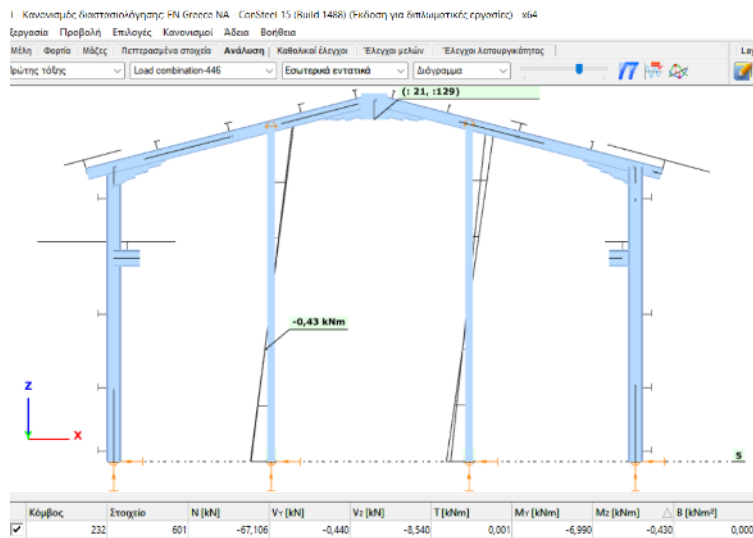
$\delta = 29,6\text{mm} \leq \delta_{\max} = L/200 = 6014,43/200 = 30,07\text{mm}$ Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 96% και η διατομή SHS 70x5 είναι δεκτή.

4.7 Μετωπικά υποστυλώματα

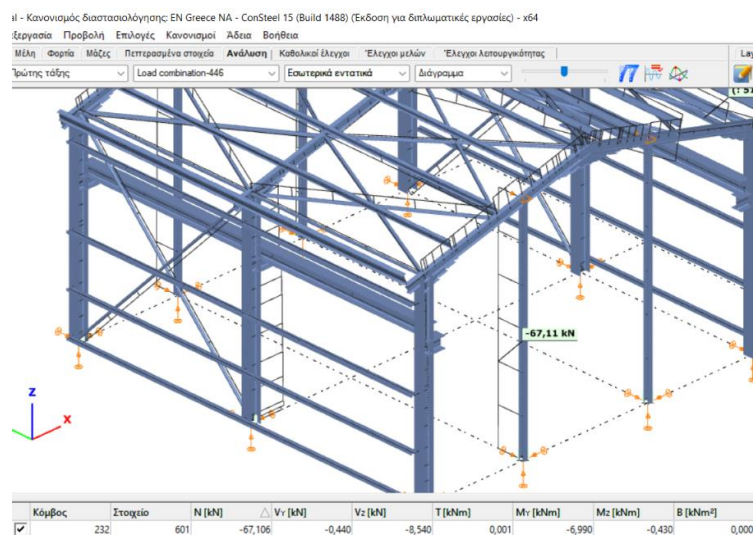
Τα μετωπικά υποστυλώματα όπως αναφέρθηκε και στο 2ο κεφάλαιο κατασκευάζονται αρθρωτά στη βάση και με κύλιση στην κορυφή τους προκειμένου να μην παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις από το ζύγωμα. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για το μετωπικό υποστυλώμα B12 με ποσοστό εκμετάλλευσης 95,4% για τον συνδυασμό (ULS) (Load Combination 446): 1,15·G+(1,5W90°_Int1_FGHmax_IJmax) με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας, για $M_{Y,Ed} = -6,99\text{kNm}$, $M_{Z,Ed} = -0,43\text{kNm}$ και $N_{Ed} = -67,11\text{kN}$.



(α)

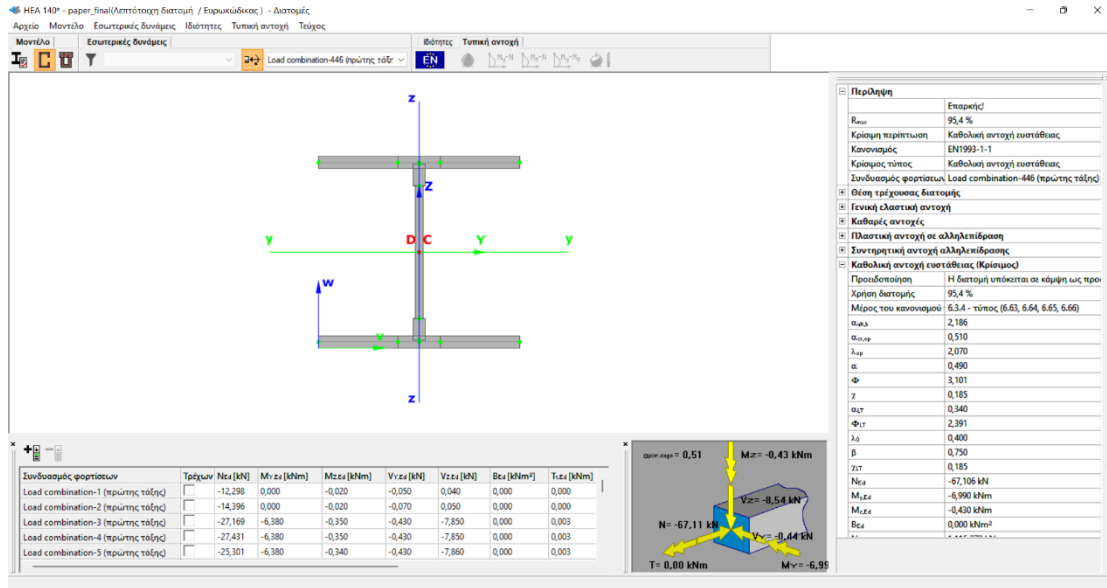


(β)



(γ)

Σχήμα 4.14: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη μετωπικού υποστυλώματος (α) $M_{Y,Ed}$, (β) $M_{Z,Ed}$, (γ) N_{Ed}

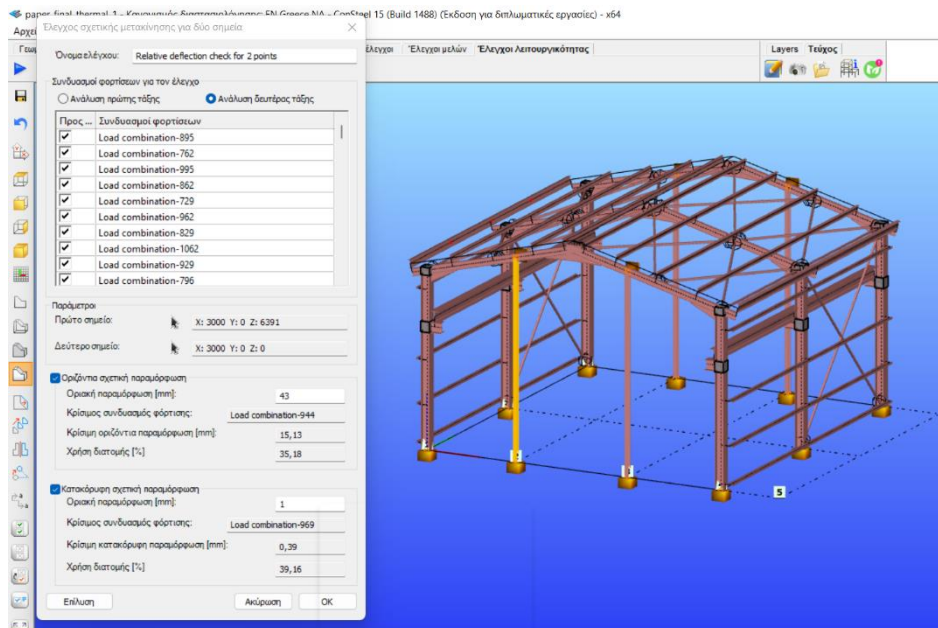


Σχήμα 4.15: Επίλυση διατομής μετωπικού υποστύλωματος με Consteel

Επομένως σύμφωνα με τον τύπο 6.66 του κεφαλαίου 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN 1993:

$$\frac{NEd}{\chi \cdot \frac{NRd}{\gamma M1}} + \frac{MEd,y}{\chi_{LT} \cdot \frac{MRd,y}{\gamma M1}} + \frac{MEd,z}{\chi_{LT} \cdot \frac{MRd,z}{\gamma M1}} = \frac{67,1}{0,185 \cdot \frac{1,115,3}{1}} + \frac{6,99}{0,185 \cdot \frac{61,6}{1}} + \frac{0,43}{0,185 \cdot \frac{30}{1}} = 0,95 \leq 1 \quad (4.13)$$

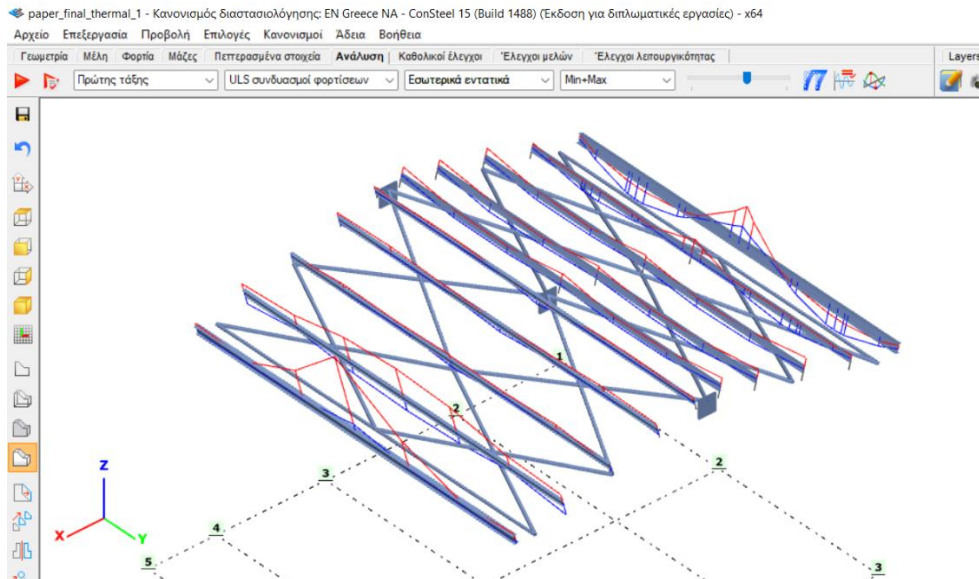
$u = \sqrt{28,042^2 + 3,098^2 + 0,075^2} = 28,21mm \leq u_{max} = H/150 = 6432,09/150 = 42,88mm$. Επομένως η διατομή HEA140 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με ποσοστό εκμετάλλευσης 65,7%.



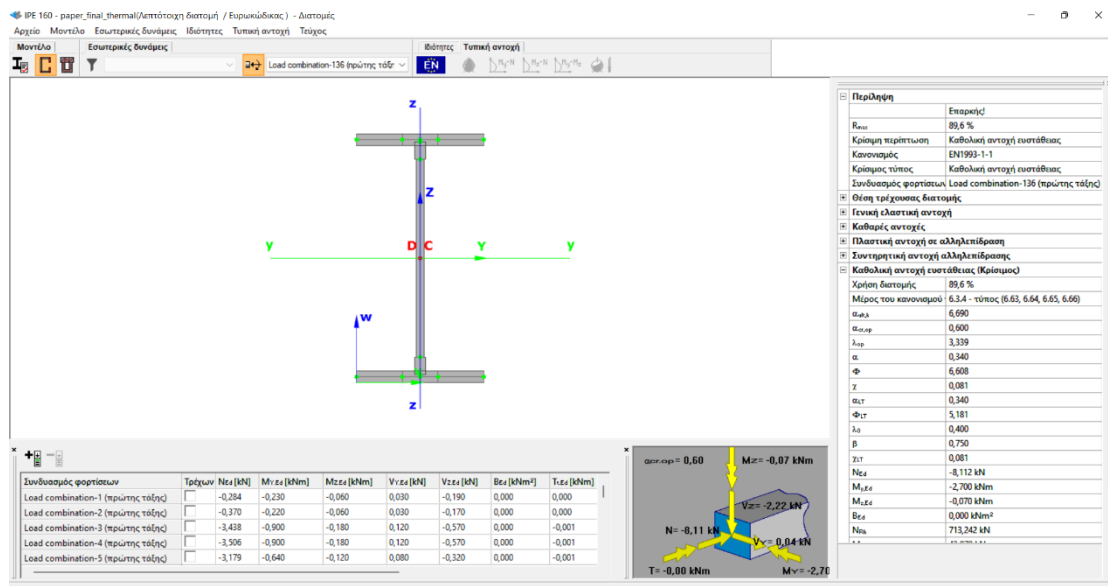
Σχήμα 4.16: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης υποστύλωματος

4.8 Τεγίδες

Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 4.2m και 4.56m με διατομή IPE140, τοποθετούνται ανά 1.7m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέρειστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δυο διαδοχικών ζυγμάτων. Θεωρούμε ότι συμμετέχουν στη λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε παραλαμβάνουν και αξονικά φορτία. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην τεγίδα B15 για τον συνδυασμό (ULS14)(Load Combination 136): $1,35 \cdot G + (1,5W0^\circ_Int1_FGHmin_Ijmin)$ με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας με $M_{Y,Ed} = -2,77kNm$, $M_{Z,Ed} = -0,07kNm$ και $N_{Ed} = -8,112kN$.



Σχήμα 4.17: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη τεγίδας (α) N_{Ed} , (β) $M_{Y,Ed}$



Σχήμα 4.18: Επίλυση διατομής τεγίδας με Consteel

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.18 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 89,6% για την τεγίδα B15. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του Ευρωκώδικα 3 έχουμε:

$$\frac{NEd}{x * \frac{NRd}{\gamma M1}} + \frac{MEd, y}{x_{LT} * \frac{MRd, y}{\gamma M1}} + \frac{MEd, z}{x_{LT} * \frac{MRd, z}{\gamma M1}} =$$

$$\frac{8,112}{0,081 * \frac{713,2}{1}} + \frac{2,7}{0,081 * \frac{43,97}{1}} + \frac{0,07}{0,081 * \frac{9,215}{1}} = 0,98 \leq 1 \quad (4.14)$$

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρατηρείται για το συνδυασμό φόρτισης (SLS5): G + S + 0.6·W0° + 0.6·T για την τεγίδα B19.

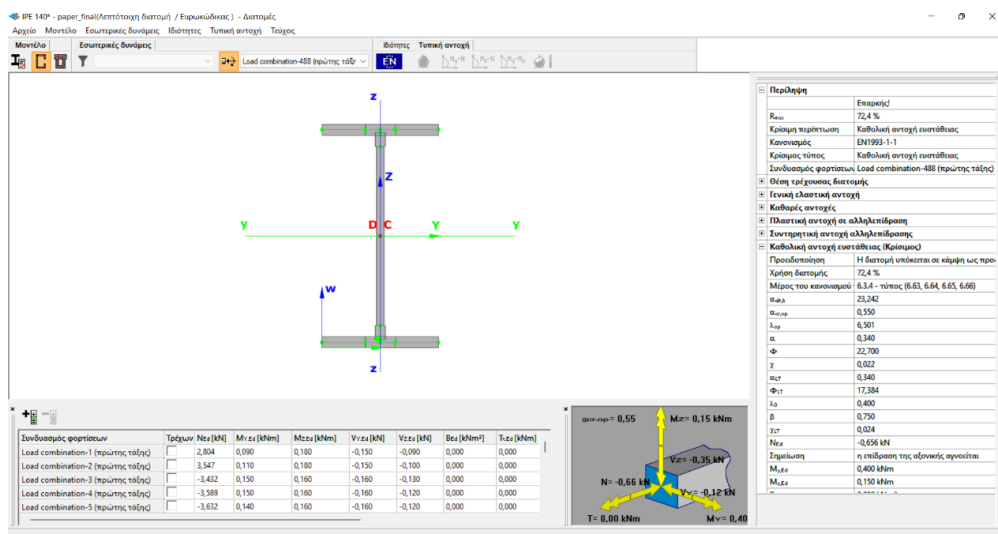
$\delta = 35,5\text{mm} \leq \delta_{\max} = L/200 = 10620/200 = 53,1\text{mm}$ Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 67% και η διατομή IPE160 είναι δεκτή.

4.9 Μηκίδες

Οι μηκίδες έχουν διαταχθεί ανά 1.2m επί των μετωπικών υποστυλωμάτων του κτιρίου στην πρόσοψη αλλά και στις πλευρικές όψεις στα υποστυλώματα των πλαισίων, με διατομή IPE140 και IPE100 αντίστοιχα. Η διαφορά αυτή στην επιλογή των διατομών υπάρχει λόγω του μεγάλου μήκους των μηκίδων πρόσοψης και λόγω της ύπαρξης στήριξης κύλισης στη μία πλευρά των μηκίδων πλευρικά προκειμένου να μην δέχονται θερμοκρασιακά φορτία. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τις μηκίδες IPE140 πρόσοψης παρουσιάζονται στο συνδυασμό (ULS10) (Load Combination 488): 1,15·G+1,05Q+1,35 Crane load +(1,5W270°_Int1 _ FGHmin_IJmin)+1,05S1 με NEd = -41.4kN και MY,Ed = -1.8kNm.

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.19 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 72,4% για την μηκίδα πρόσοψης B16. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993-1-1 έχουμε:

$$\frac{NEd}{x * \frac{NRd}{\gamma M1}} + \frac{MEd, y}{x_{LT} * \frac{MRd, y}{\gamma M1}} = \frac{0,656}{0,022 * \frac{451,716}{1}} + \frac{0,4}{0,024 * \frac{24,295}{1}} = 0,75 \leq 1 \quad (4.9)$$



Σχήμα 4.19: Επίλυση διατομής με Consteel

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρατηρείται για το συνδυασμό (ULS14)(Load Combination 970): $1 \cdot G + 0,7 \cdot Q + 1 \cdot \text{Craneload} + (1 \cdot W_{90^\circ_Int1_FGHmin_Ijmin}) + 0,7S_2$ για τη μηκίδα B33.

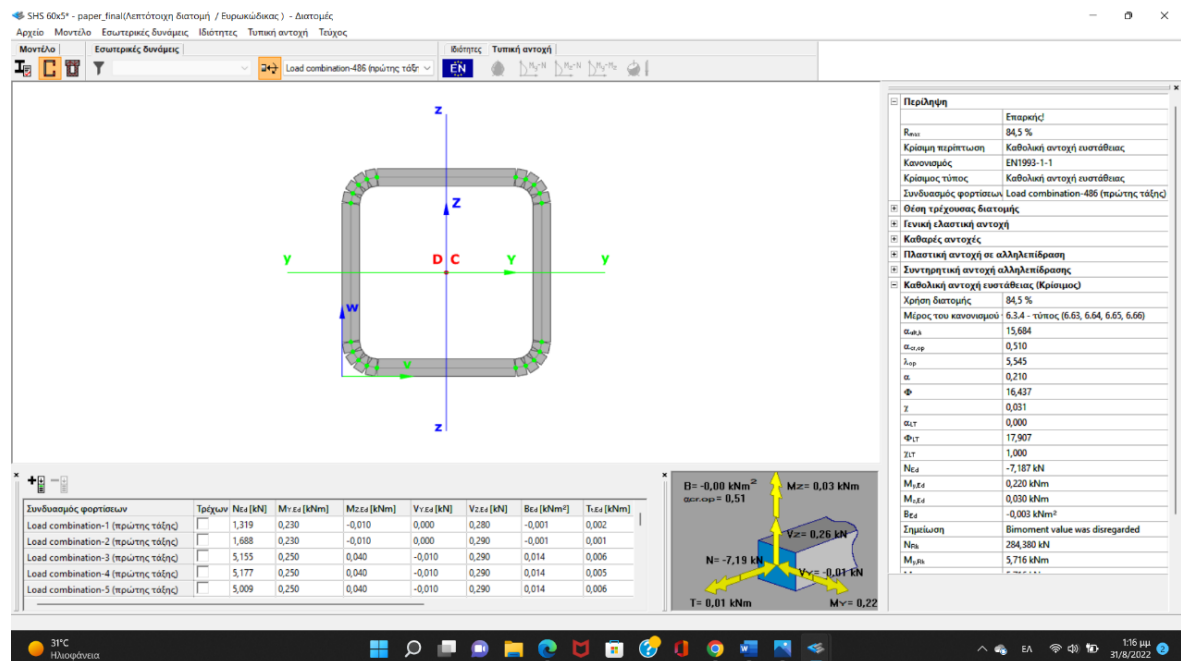
$\delta = 19,946 \text{ mm} \leq \delta_{max} = L/200 = 10620/200 = 53,1 \text{ mm}$ Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 37,5% και η διατομή IPE140 είναι δεκτή.

4.10 Συνδετήριες δοκοί υποστυλωμάτων

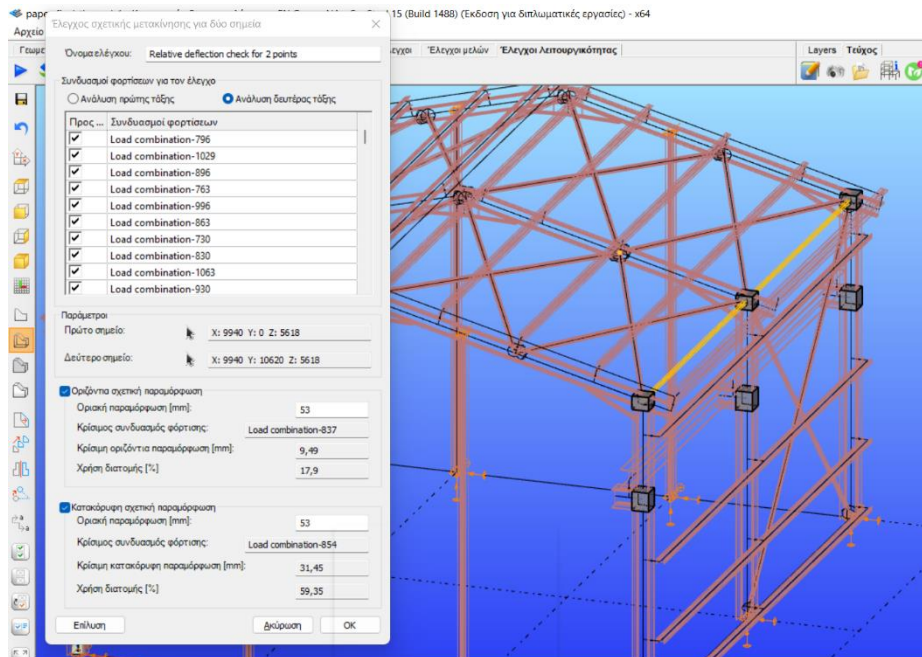
Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Η σύνδεση με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Η διατομή, όπως και στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS) λόγω της σημαντικής αντοχής σε θλίψη. Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για το ζύγωμα είναι ο (ULS) (Load Combination 486): $1,15 \cdot G + (1,5W_{270^\circ_Int1_FGHmax_Ijmax})$ με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.20 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 84,5% για την μηκίδα πρόσοψης B78. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993-1-1 έχουμε:

$$\frac{Ned}{x * \frac{NRd}{\gamma M1}} + \frac{MEd, y}{x_{LT} * \frac{MRd, y}{\gamma M1}} + \frac{MEd, z}{x_{LT} * \frac{MRd, z}{\gamma M1}} =$$

$$\frac{7,187}{0,031 * \frac{284,38}{1}} + \frac{0,22}{1 * \frac{5,716}{1}} + \frac{0,03}{1 * \frac{5,716}{1}} = 0,85 \leq 1 \quad (4.15)$$



Σχήμα 4.20: Επίλυση διατομής με Consteel



Σχήμα 4.21: Έλεγχος λειτουργικότητας συνδετήριας δοκού

$\delta = 22,8 \text{ mm} \leq \delta_{\max} = L/200 = 10620/200 = 53,1 \text{ mm}$ Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 42,9% και η διατομή IPE140 είναι δεκτή.

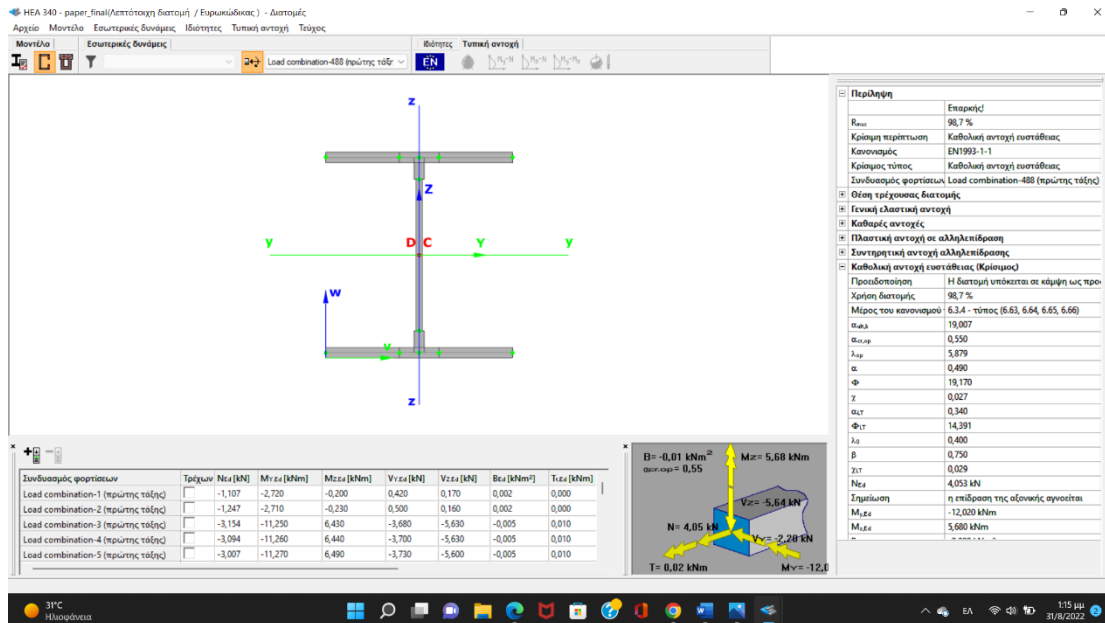
4.11 Δοκοί στήριξης γερανογεφυρών

Οι δοκοί στήριξης των γερανών είναι διατομές της σειράς HEA, ώστε να έχουν σημαντική αντοχή σε θλίψη και στηρίζονται σε προβόλους διατομών HEA340 σε τρία σημεία σε όλο το μήκος τους. Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την δοκό είναι ο (ULS)(Load Combination 488): $1,15 \cdot G + 1,05Q + 1,35 \text{ Crane load} + (1,5W270^\circ_Int1_FGHmin_Imin) + 1,05S1$ με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας.

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.22 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 98,5% για την δοκό στήριξης γερανογέφυρας B18. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993-1-1 έχουμε:

$$\frac{MEd, y}{\chi_{LT} * \frac{MRd, y}{\gamma M1}} + \frac{MEd, z}{\chi_{LT} * \frac{MRd, z}{\gamma M1}} =$$

$$\frac{8,97}{0,035 * \frac{434,911}{1}} + \frac{2,45}{0,035 * \frac{176,859}{1}} = 0,985 \leq 1 \quad (4.16)$$



Σχήμα 4.22: Επίλυση διατομής με Consteel

$\delta = 17,2\text{mm} \leq \delta_{\max} = L/200 = 10620/200 = 53,1\text{mm}$ Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 32,3% και η διατομή HEA340 είναι δεκτή.

4.12 Ποσοστά Εκμετάλλευσης

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (%)	ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (%)
Ζυγώματα	IPE240	95,4	64,9
Υποστυλώματα	HEA300	99	65,7
Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι	SHS60X5	118	64
Οριζόντιοι Σύνδεσμοι	SHS70X5	89,5	96
Μετωπικά υποστυλώματα	HEA140	95	65,7
Τεγίδες	IPE160	98	67
Μηκίδες	IPE140	75	37,5
Συνδετήριες δοκοί υποστυλωμάτων	SHS60X5	85	42,9
Δοκοί στήριξης γερανογεφυρών	HEA340	98,5	32,3

Πίνακας 4.1: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης ανά διατομή

4.13 Έλεγχος σε ευαισθησία δεύτερης τάξης

Για την κατασκευή έγιναν οι υπολογισμοί για τον συντελεστή θ (συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου), ο οποίος δίνεται απ' την σχέση:

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \quad (4.17)$$

όπου:

P_{tot} συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου

V_{tot} συνολική τέμνουσα ορόφου

d_r τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου

h ύψος ορόφου

Ο υπολογισμός έγινε αυτόματα απ' το Consteel σύμφωνα με το Σχήμα 4.24.

Αναφορά ανάλυσης

Στατική ανάλυση | Φασματική επιτάχυνση | Μάζα | Ευαισθησία δευτέρας τάξεως

Επιλεγμένες περιπτώσεις φορτίου: Seismic 1

Όροφοι	Διεύθυνση	Z	h	P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	d_r [mm]	θ	α	
Επίπεδο (+7078)	Διεύθυνση 1	7,1	1,5	78,5	35,7	0,10	0,000	1,000	Ο συντελ
	Διεύθυνση 2				0,2	0,00	0,000	1,000	Ο συντελ
Επίπεδο (+5618)	Διεύθυνση 1	5,6	1,7	78,5	35,7	4,22	0,005	1,000	Ο συντελ
	Διεύθυνση 2				0,2	0,00	0,000	1,000	Ο συντελ
Επίπεδο (+3880)	Διεύθυνση 1	3,9	3,9	78,5	35,7	5,50	0,003	1,000	Ο συντελ
	Διεύθυνση 2				0,2	0,00	0,000	1,000	Ο συντελ

OK

Σχήμα 4.23: Ευαισθησία δευτέρας τάξεως



z	h	Ptot	Vtot	dr	θ
7,1	1,5	78,5	35,7	0,10	0,000146592
5,6	1,7	78,5	35,7	4,22	0,005458395
3,9	3,9	78,5	35,7	5,50	0,003100984

Πίνακα 4.2: Ευαισθησία δευτέρας τάξεως

Όταν προκύπτει $\theta \leq 0,1$ και για τις δύο διευθύνσεις, δεν χρειάζεται να λάβουμε υπόψη τα φαινόμενα 2ης τάξης.

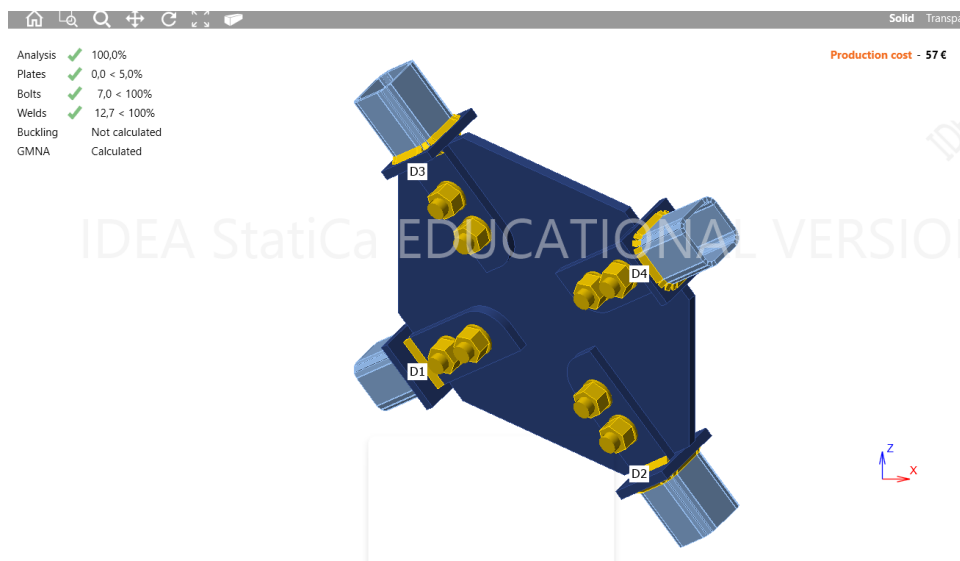
5 Συνδέσεις

5.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Οι συνδέσεις αναλαμβάνουν τη μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων της κατασκευής και ουσιαστικά την τελική ροή των δράσεων επί της κατασκευής. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος IDEA STATICA 22. Για την επίλυση των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά φορτία για κάθε τύπου σύνδεση.

5.2 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Η σύνδεση των διαγώνιων στοιχείων του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας αποτελείται από ελάσματα πάχους 10mm και δίτητους κοχλίες M20 ποιότητας 10.9. Η σύνδεση καταπονείται από αξονική δύναμη $N_{Ed} = -8,8kN$.



Σχήμα 5.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης διαγώνιων κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία A_s υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = 0,5 * 1 * \frac{245}{1,25} * 2 * 2 = 392kN \geq 8,8 kN \quad (5.1)$$

Όπου:

- $\alpha_v = 0.5$ για κοχλίες ποιότητας 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9
- n επίπεδα διάτμησης

- m πλήθος κοχλιών
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} * m = 2.12 * 0.507 * 360 * 20 * \frac{10}{1.25} * 2$$

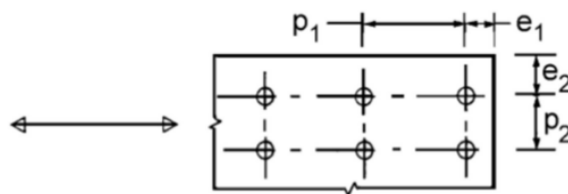
$$= 123,82 \text{ kN} \geq 8.8 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Όπου:

- $k_1 = \min(2.8e_2/d_0 - 1.7, 2.5) = 2.12$
- $a_b = \min(a_d, f_{ub}/f_u, 1.0) = \min(0.507; 2.78; 1.0) = 0.507$
- $a_d = [e_1/(3*d_0); p_1/(3*d_0) - 1/4] = 0.507$
- $t_{\min} = \min\{2 \cdot 10; 10\} = 10 \text{ mm}$ το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου ελάσματος
- m το πλήθος των οπών
- d διάμετρος του κοχλία
- d_0 διάμετρος της οπής
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης του χάλυβα του ελάσματος
- $\gamma_{M2} = 1.25$

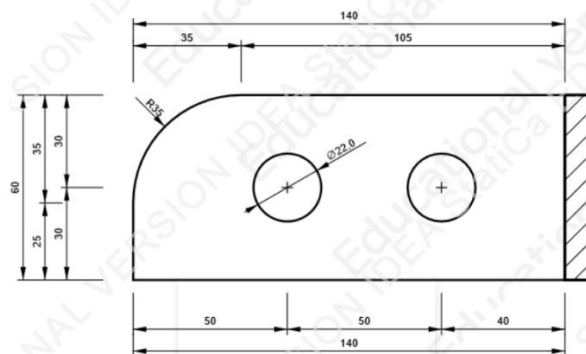
Αποστάσεις οπών

Οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις καθορίζονται σύμφωνα με τον EN1993-1-8.



(α)

P10,0x60-140 (S 235)



(β)

Σχήμα 5.2: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης

Όπου t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεδεμένου μέρους δηλαδή στην περίπτωση αυτή $t = 10\text{mm}$.

Ελάχιστες αποστάσεις	Επιλεγμένη τιμή	Μέγιστες αποστάσεις
$\min e_1 = (1,2 * d_0) = 26,4\text{mm}$	$\leq e_1 = 35\text{mm} \leq$	$40\text{mm} + 4t = 80\text{mm}$
$\min p_1 = (2,2 * d_0) = 48,4\text{mm}$	$\leq p_1 = 50\text{mm} \leq$	$\min(4t; 200) = 140\text{mm}$
$\min e_2 (1,2 * d_0) = 26,4\text{mm}$	$\leq e_2 = 30\text{mm} \leq$	$40\text{mm} + 4 * t = 80\text{mm}$

Έλεγχος συγκολλήσεων

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις συγκολλήσεις της σύνδεσης παρατίθενται στο Σχήμα 5.3 όπως ακριβώς προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα IDEA STATICA.

Welds

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	U_t [%]	$U_{t,c}$ [%]	Status
CPL1a	D1	▲ 4,0	202	LE-MC1	30,8	0,0	14,6	-1,9	-15,6	8,6	4,6	OK
CPL2a	D2	▲ 4,0	202	LE-MC1	30,8	0,0	14,6	-1,9	-15,6	8,6	4,6	OK
CPL3a	D3	▲ 4,0	202	LE-MC1	30,8	0,0	14,6	-1,9	-15,6	8,6	4,6	OK
CPL4a	D4	▲ 4,0	202	LE-MC1	30,8	0,0	14,6	-1,9	-15,6	8,6	4,6	OK
CPL1a	CPL1b	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,5	-10,9	21,3	12,8	7,7	OK
CPL1a	CPL1c	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,4	10,9	-21,3	12,8	7,7	OK
CPL2a	CPL2b	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,5	-10,9	21,3	12,8	7,7	OK
CPL2a	CPL2c	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,4	10,9	-21,3	12,8	7,7	OK
CPL3a	CPL3b	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,5	-10,9	21,3	12,8	7,7	OK
CPL3a	CPL3c	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,4	10,9	-21,3	12,8	7,7	OK
CPL4a	CPL4b	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,5	-10,9	21,3	12,8	7,7	OK
CPL4a	CPL4c	▲ 4,0	60	LE-MC1	46,2	0,0	20,5	10,9	-21,3	12,8	7,7	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Σχήμα 5.3: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων

Η συγκόλληση του διαγώνιου στοιχείου με το έλασμα που χρησιμοποιείται για να πραγματοποιηθεί η κοιλίωση είναι πάχους $a_w = 4\text{mm}$ και μήκους $l_w = 202\text{mm}$.

Η αντοχή της συγκόλλησης σύμφωνα με τον EN1993-1-8 δίνεται ως εξής:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{14,6^2 + 3 * ((-15,6)^2 + (-1,9)^2)} = 30,9\text{MPa}$$

$$\leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 360\text{MPa} \quad (5.3)$$

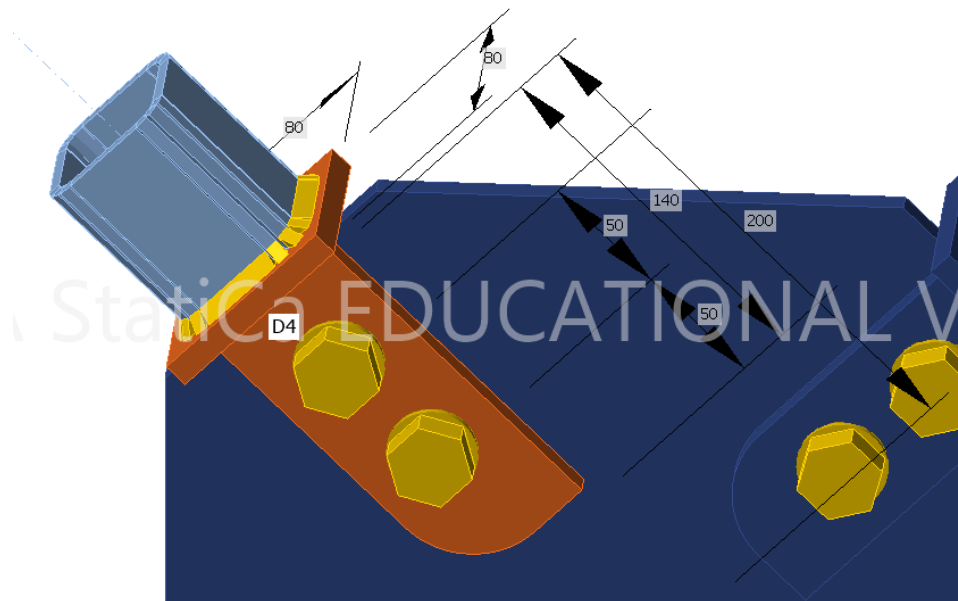
$$\text{Και } \sigma_{\perp} = 14,6\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Όπου:

- σ_{\perp} είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή
- τ_{\perp} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης
- τ_{\parallel} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης
- f_u η εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου ελάσματος
- β_w συντελεστής συσχέτισης

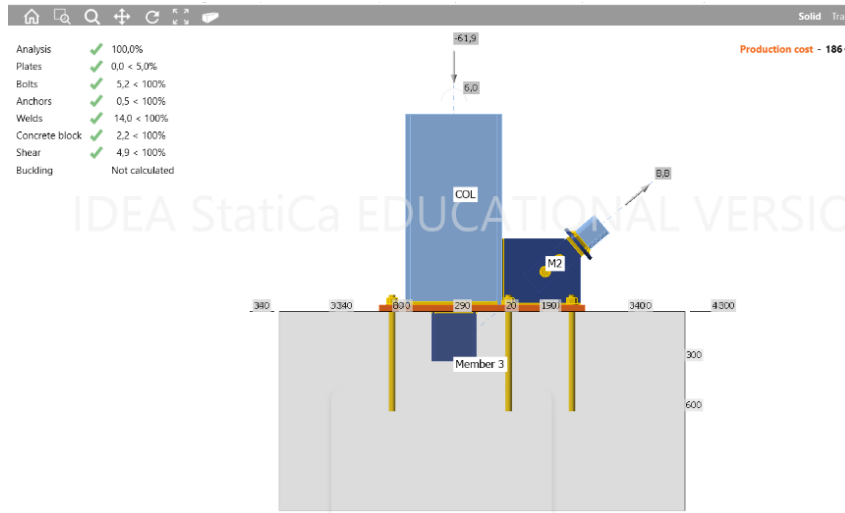
Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης: $a_{\min} = a_w = 4\text{mm}$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης: $\min(30\text{mm}; 6 \cdot a) = 24\text{mm} < l_w = 202\text{mm}$

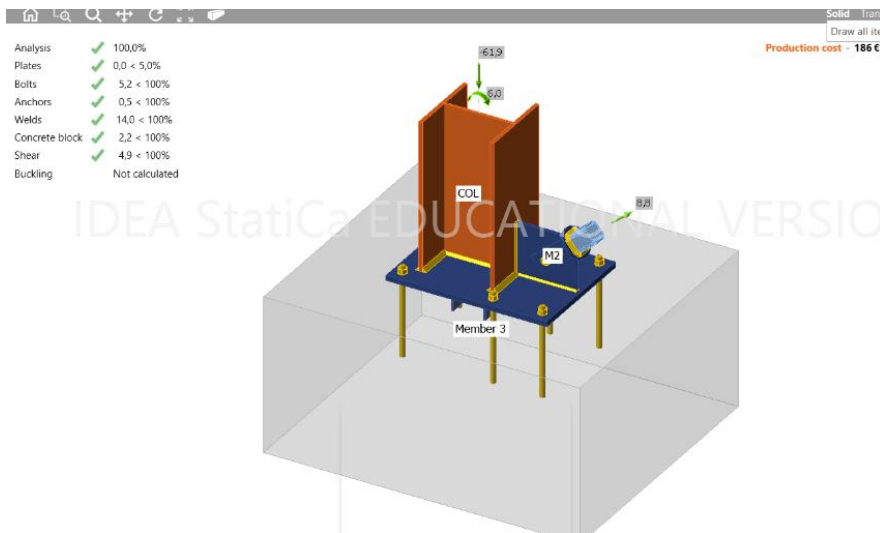


Σχήμα 5.4: Συγκόλληση 3mm διαγώνιου στοιχείου με έλασμα

Για τη μόρφωση της σύνδεσης του οριζόντιου στοιχείου SHS60x5 με το υποστύλωμα HEA300 καθώς και για τη σύνδεση της κεφαλοδοκού SHS60x5 με το υποστύλωμα HEA300 και του διαγώνιου SHS60x5 του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε η ίδια ακριβώς κοιλίωση που έγινε αναφορά παραπάνω. Επομένως η αντοχή σε διάτμηση, σύνθλιψη άντυγας όπως και της συγκόλλησης 3mm θα είναι ίδιες με παραπάνω.

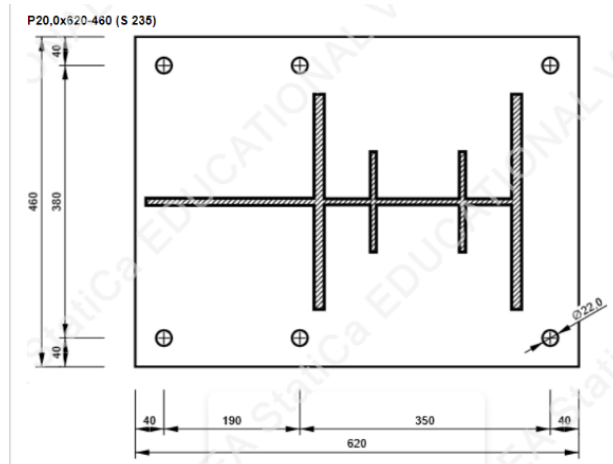


(α)

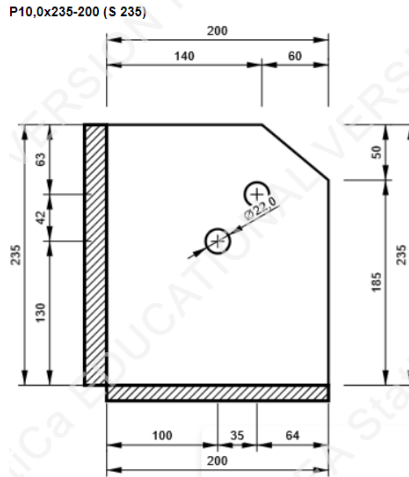


(β)

Σχήμα 5.5: Σύνδεση υποστυλώματος-κατακόρυφου συνδέσμου-πεδίλου θεμελίωσης



(α)



(β)

Σχήμα 5.6: Σύνδεση SHS60x5 με υποστύλωμα HEA300

Η σύνδεση του Σχήματος 5.6 καταπονείται με αξονική δύναμη $N_{Ed} = 61,9 \text{ kN}$ επομένως από τους υπολογισμούς στις σχέσεις (5.1) και (5.2):

$$F_{V,Rd} = 392 \text{ kN} > N_{Ed} = 61,9 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 123,82 \text{ kN} > N_{Ed} = 61,9 \text{ kN}$$

Οι δυσμενέστερες τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση του SHS60x5 με το έλασμα πάχους 10mm καθώς και η αντοχή της είναι:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{16,4^2 + 3 * (22^2 + 16,4^2)} = 47,53 \text{ MPa}$$

$$\leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 360 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

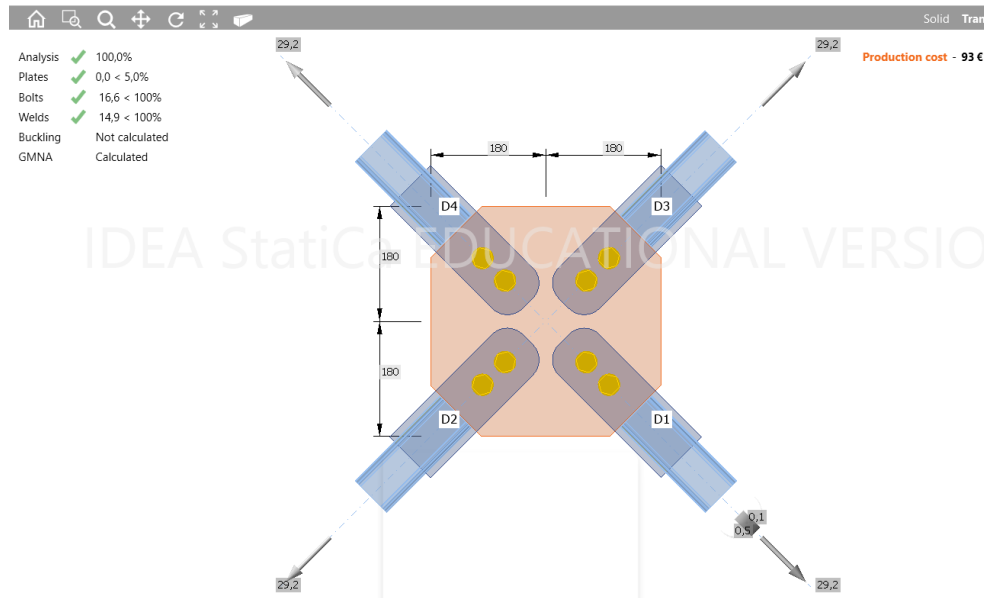
$$\text{Και } \sigma_{\perp} = 16,4 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288 \text{ MPa}$$

Welds												
Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	U_t [%]	U_c [%]	Status
CPL1b	M2	▲8,0	242	LE1	15,8	0,0	7,0	3,0	-7,6	4,4	2,1	OK
BP1	COL-bfl 1	▲10,0 ▲	300	LE1	15,0	0,0	-6,5	-4,6	-6,3	4,2	2,3	OK
		▲10,0 ▼	300	LE1	14,8	0,0	-6,2	4,4	6,4	4,1	2,3	OK
BP1	COL-tfl 1	▲10,0 ▲	300	LE1	2,8	0,0	-1,1	0,8	-1,2	0,8	0,5	OK
		▲10,0 ▼	300	LE1	2,9	0,0	-1,3	-1,0	1,2	0,8	0,5	OK
BP1	COL-w 1	▲6,0 ▲	276	LE1	9,1	0,0	-4,5	-0,1	-4,5	2,5	1,7	OK
		▲6,0 ▼	276	LE1	9,1	0,0	-4,5	0,1	4,5	2,5	1,7	OK
BP1	Member 3-bfl 1	▲4,3 ▲	140	LE1	10,7	0,0	-2,2	-3,8	-4,7	3,0	1,7	OK
		▲4,3 ▼	140	LE1	12,9	0,0	-8,1	1,5	5,6	3,6	2,4	OK
BP1	Member 3-tfl 1	▲4,3 ▲	140	LE1	16,6	0,0	8,9	2,6	7,7	4,6	2,6	OK
		▲4,3 ▼	140	LE1	9,0	0,0	-2,6	-5,0	0,2	2,5	1,6	OK
BP1	Member 3-w 1	▲2,8 ▲	125	LE1	13,9	0,0	3,5	6,9	3,5	3,9	3,2	OK
		▲2,8 ▼	125	LE1	13,9	0,0	3,5	-6,9	-3,5	3,9	3,2	OK
COL-bfl 1	CPL1a	▲4,0 ▲	200	LE1	50,3	0,0	-16,4	22,0	-16,4	14,0	4,3	OK
		▲4,0 ▼	200	LE1	50,3	0,0	-16,4	-22,0	16,4	14,0	4,3	OK
BP1	CPL1a	▲4,0 ▲	235	LE1	19,2	0,0	-3,8	-10,2	-3,8	5,3	3,4	OK
		▲4,0 ▼	235	LE1	19,1	0,0	-3,8	10,1	3,8	5,3	3,4	OK
CPL1b	CPL1c	▲8,0	70	LE1	20,7	0,0	9,0	4,9	9,5	5,7	3,4	OK
CPL1b	CPL1d	▲8,0	70	LE1	20,5	0,0	8,9	-5,0	-9,4	5,7	3,4	OK
Design data												
		β_w [-]		$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]		$0,9 \sigma$ [MPa]						
S 235		0,80		360,0		360,0		259,2				

Σχήμα 5.7: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων

5.3 Σύνδεση Οριζώντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Η σύνδεση των διαγώνιων στοιχείων του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας αποτελείται από ελάσματα πάχους 10mm και δίτητους κοχλίες M20 ποιότητας 10.9. Η σύνδεση καταπονείται από αξονική δύναμη $N_{Ed} = -29,2kN$. Στο οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας συμμετέχει και η τεγίδα IPE160 στην οποία συγκολλάται στο κάτω πέλμα της ένα έλασμα πάχους 10mm με το οποίο οι διαγώνιοι σύνδεσμοι SHS 70x5 συνδέονται κοχλιωτά με δίτητους κοχλίες M20 ποιότητας 10.9.



Σχήμα 5.8: Σύνδεση οριζώντιων συνδέσμων δυσκαμψίας SHS 70x5

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία A_s υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = 0,5 * 1 * \frac{245}{1,25} * 2 * 2 = 392kN \geq 29,2kN \quad (5.5)$$

Όπου:

- $\alpha_v = 0.5$ για κοχλίες ποιότητας 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9
- n επίπεδα διάτμησης
- m πλήθος κοχλιών
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} * m = 2.5 * 0.515 * 360 * 20 * \frac{10}{1.25} * 2$$

$$= 148,32kN \geq 29,2 kN \quad (5.6)$$

Όπου:

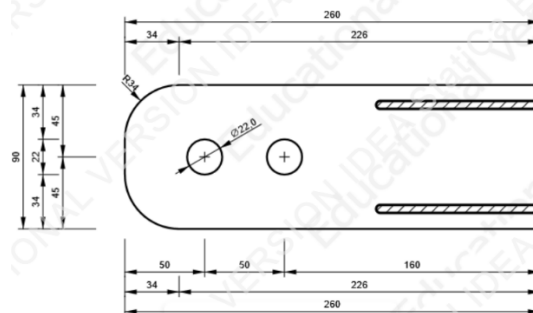
- $k_1 = \min(2.8e_2/d_0 - 1.7, 2.5) = 2.5$
- $a_b = \min(a_d, f_{ub}/f_u, 1.0) = \min(0.515; 2.78; 1.0) = 0.515$
- $a_d = [e_1/(3 \cdot d_0); p_1/(3 \cdot d_0) - 1/4] = 0.515$
- $t_{\min} = \min\{2 \cdot 10; 10\} = 10 \text{ mm}$ το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου ελάσματος
- m το πλήθος των οπών
- d διάμετρος του κοχλία
- d_0 διάμετρος της οπής
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης του χάλυβα του ελάσματος
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αποστάσεις οπών

Όπου t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους δηλαδή στην περίπτωση αυτή $t = 10 \text{ mm}$.

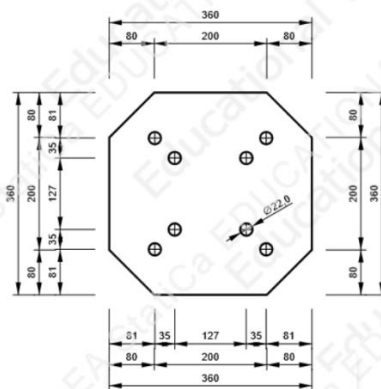
Ελάχιστες αποστάσεις	Επιλεγμένη τιμή	Μέγιστες αποστάσεις
$\min e_1 = (1,2 \cdot d_0) = 26,4 \text{ mm}$	$\leq e_1 = 34 \text{ mm} \leq$	$40 \text{ mm} + 4t = 80 \text{ mm}$
$\min p_1 = (2,2 \cdot d_0) = 48,4 \text{ mm}$	$\leq p_1 = 50 \text{ mm} \leq$	$\min(4t; 200) = 140 \text{ mm}$
$\min e_2 (1,2 \cdot d_0) = 26,4 \text{ mm}$	$\leq e_2 = 45 \text{ mm} \leq$	$40 \text{ mm} + 4 \cdot t = 80 \text{ mm}$

P15.0x90-260 (S 235)



(α)

P20.0x360-360 (S 235)



(β)

Σχήμα 5.9: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης

Έλεγχος συγκολλήσεων

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις συγκολλήσεις της σύνδεσης παρατίθενται στο Σχήμα 5.11 όπως ακριβώς προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα IDEA STATICA.

Η συγκόλληση του διαγώνιου στοιχείου με το έλασμα που χρησιμοποιείται για να πραγματοποιηθεί η κοιλίωση είναι πάχους $a_w = 4\text{mm}$ και μήκους $l_w = 100\text{mm}$.

Η αντοχή της συγκόλλησης σύμφωνα με τον EN1993-1-8 δίνεται ως εξής:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{3,1^2 + 3 * (30,5^2 + 4^2)} = 53,3\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$= 360\text{MPa} \quad (5.3)$$

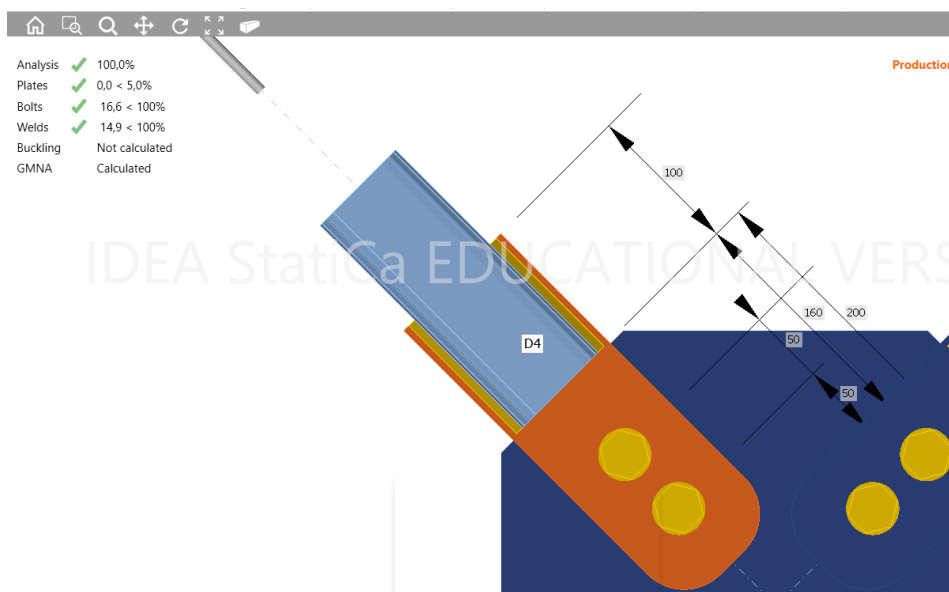
$$\text{Και } \sigma_{\perp} = 3,1\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Όπου:

- σ_{\perp} είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή
- τ_{\perp} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης
- τ_{\parallel} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης
- f_u η εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου ελάσματος
- β_w συντελεστής συσχέτισης

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης: $a_{min} = a_w = 4\text{mm}$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης: $\min(30\text{mm}; 6 \cdot a) = 24\text{mm} < l_w = 100\text{mm}$



Σχήμα 5.10: Συγκόλληση 3mm διαγώνιου στοιχείου με έλασμα

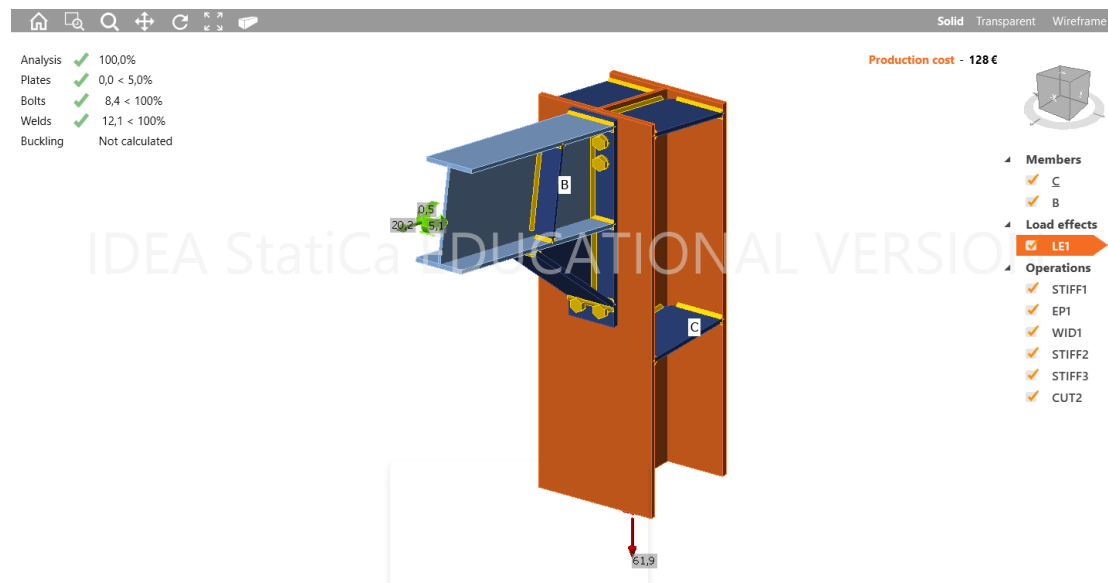
Welds

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
CPL1	D1-w 1	▲ 4,0 ▼	100	LE1	53,5	0,0	-3,1	30,6	-4,0	14,9	5,4	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	51,6	0,0	-4,6	-29,5	3,6	14,3	4,8	OK
CPL1	D1-w 1	▲ 4,0 ▼	100	LE1	51,3	0,0	-2,8	-29,3	-3,9	14,2	4,1	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	49,4	0,0	-4,7	28,2	3,5	13,7	4,5	OK
CPL1	D1-w 3	▲ 4,0 ▼	100	LE1	51,2	0,0	-2,8	29,3	-3,9	14,2	4,1	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	49,6	0,0	-4,6	-28,3	3,5	13,8	4,5	OK
CPL1	D1-w 3	▲ 4,0 ▼	100	LE1	53,4	0,0	-3,1	-30,5	-4,1	14,8	5,4	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	51,6	0,0	-4,5	29,5	3,5	14,3	4,8	OK
CPL2	D2-w 1	▲ 4,0 ▼	100	LE1	52,1	0,0	-2,7	29,8	-3,9	14,5	4,1	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	50,3	0,0	-4,5	-28,7	3,3	14,0	4,5	OK
CPL2	D2-w 1	▲ 4,0 ▼	100	LE1	52,6	0,0	-3,1	-30,0	-4,1	14,6	5,4	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	50,9	0,0	-4,7	29,0	3,7	14,1	4,8	OK
CPL2	D2-w 3	▲ 4,0 ▼	100	LE1	52,6	0,0	-3,2	30,0	-4,1	14,6	5,4	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	50,8	0,0	-4,7	-29,0	3,8	14,1	4,8	OK
CPL2	D2-w 3	▲ 4,0 ▼	100	LE1	52,0	0,0	-2,7	-29,8	-3,8	14,5	4,1	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	50,1	0,0	-4,5	28,6	3,4	13,9	4,5	OK
CPL3	D3-w 1	▲ 4,0 ▼	100	LE1	53,5	0,0	-3,1	30,5	-4,0	14,8	5,4	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	51,5	0,0	-4,5	-29,4	3,6	14,3	4,8	OK
CPL3	D3-w 1	▲ 4,0 ▼	100	LE1	51,2	0,0	-2,8	-29,3	-3,9	14,2	4,1	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	49,4	0,0	-4,6	28,2	3,5	13,7	4,5	OK
CPL3	D3-w 3	▲ 4,0 ▼	100	LE1	51,2	0,0	-2,8	29,3	-3,9	14,2	4,1	OK
		▲ 4,0 ▼	100	LE1	49,6	0,0	-4,7	-28,3	3,5	13,8	4,5	OK
CPL3	D3-w 3	▲ 4,0 ▼	100	LE1	53,4	0,0	-3,1	-30,5	-4,1	14,8	5,4	OK

Σχήμα 5.11: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων

5.4 Σύνδεση Ζυγώματος -Υποστυλώματος

Για τη σύνδεση δοκού υποστυλώματος χρησιμοποιήθηκαν 14 κοχλίες M20 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 852x300x20mm ποιότητας S235.



Σχήμα 5.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος

Η σύνδεση έχει μορφωθεί ως άκαμπτη (προσομοίωση στο Consteel ως πάκτωση) και έχει ενισχυθεί με τοπική ενίσχυση που κατασκευάζεται από τμήμα της διατομής του ζυγώματος IPE250. Πέραν της αντοχής των κοχλιώσεων, ελασμάτων και συγκολλήσεων εξετάστηκε μέσω της δυνατότητας που παρέχει το πρόγραμμα IDEA STATICA η ακαμψία της σύνδεσης.

Ο απλούστερος τρόπος για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά ενός τέτοιου κόμβου είναι μέσω ενός στροφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των δυο συνδεδεμένων μελών. Η στροφική δυσκαμψία S του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη

μεταβιβαζόμενη ροπή M_j προς τη σχετική στροφή ϕ . Όταν αυτή η στροφική δυσκαμψία S είναι μηδέν, ή όταν είναι σχετικά μικρή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία αρθρωτών κόμβων. Αντίθετα όταν η στροφική δυσκαμψία S είναι άπειρη, ή όταν είναι σχετικά υψηλή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων.

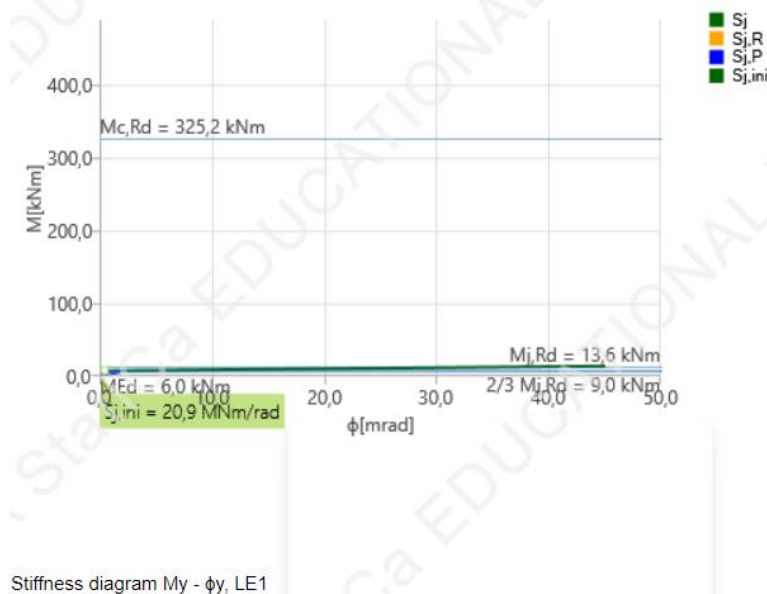
Η συμπεριφορά του κόμβου δοκού υποστυλώματος εκφράζεται μέσω της καμπύλης ροπής – στροφής, όπου η ροπή εκφράζει την εφαρμοζόμενη ροπή στη δοκό και η στροφή τη μεταβολή της γωνίας μεταξύ των συνδεδεμένων μελών. Η ροπή αντοχής του κόμβου M_j, Rd προσδιορίζεται με τη βοήθεια των αντοχών των επιμέρους συστατικών. Εξετάζονται τρεις χαρακτηριστικές περιοχές, η εφελκύομενη, η θλιβόμενη και η διατεμνόμενη περιοχή, των οποίων προσδιορίζεται η αντοχή. Ο έλεγχος της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή κόμβων δοκού – υποστυλώματος εξασφαλίζεται με την ικανοποίηση του κριτηρίου:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1.00 \quad (5.7)$$

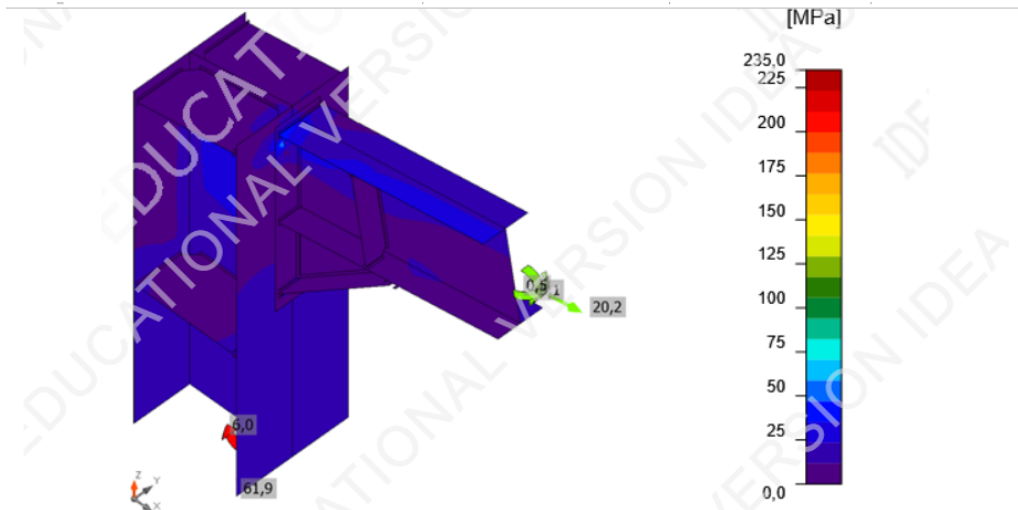
Αν η αξονική δύναμη N_{Ed} στο συνδεδεμένο μέλος υπερβαίνει το 5% της αντοχής σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$, μπορεί να χρησιμοποιείται το συντηρητικό κριτήριο:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1.00 \quad (5.8)$$

Στο παρόν υποκεφάλαιο επιλέχθηκε να μην παρουσιαστούν αναλυτικά οι εξισώσεις για τον υπολογισμό της σύνδεσης για λόγους οικονομίας χώρου και χρόνου. Αντί αυτού επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα συνοπτικά αποτελέσματα που προέκυψαν από το πρόγραμμα. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα έπειτα από την ανάλυση με τη χρήση του προγράμματος IDEA STATICA προκειμένου να ελεγχθεί ο κόμβος.




Σχήμα 5.13: Έλεγχος ακαμψίας σύνδεσης



Equivalent stress, LE1

Bolts

	Name	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t_t} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Status
	B1	LE1	11,3	1,0	6,4	86,7	1,1	5,6	OK
	B2	LE1	14,8	1,1	8,4	86,7	1,3	7,1	OK
	B3	LE1	5,8	0,9	3,3	86,7	1,1	3,3	OK
	B4	LE1	5,6	1,0	3,2	86,7	1,1	3,3	OK
	B5	LE1	0,0	0,6	0,0	109,0	0,6	0,6	OK
	B6	LE1	2,6	0,1	1,5	90,6	0,1	1,2	OK

(α)

Detailed result for B1

Tension resistance check (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_t = 11,3 \text{ kN}$$

where:

$$k_2 = 0,90 \quad \text{– Factor}$$

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa} \quad \text{– Ultimate tensile strength of the bolt}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{– Tensile stress area of the bolt}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Safety factor}$$

Punching resistance check (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 241,4 \text{ kN} \geq F_t = 11,3 \text{ kN}$$

where:

$$d_m = 32 \text{ mm} \quad \text{– The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller}$$

$$t_p = 14 \text{ mm} \quad \text{– Thickness}$$

$$f_u = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Ultimate strength}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Safety factor}$$

Bearing resistance check (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 86,7 \text{ kN} \geq V = 1,0 \text{ kN}$$

where:

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,12$$

– Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,51$$

– Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer

$$e_2 = 30 \text{ mm}$$

– Distance to the plate edge perpendicular to the shear force

$$p_2 = 60 \text{ mm}$$

– Distance between bolts perpendicular to the shear force

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

– Bolt hole diameter

$$e_1 = \infty \text{ mm}$$

– Distance to the plate edge in the direction of the shear force

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

– Distance between bolts in the direction of the shear force

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$$

– Ultimate tensile strength of the bolt

$$f_u = 360,0 \text{ MPa}$$

– Ultimate strength

$$d = 20 \text{ mm}$$

– Nominal diameter of the fastener

$$t = 14 \text{ mm}$$

– Thickness of the plate

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

– Safety factor

Shear resistance check (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 98,0 \text{ kN} \geq V = 1,0 \text{ kN}$$

where:

$$\beta_p = 1,00$$

– Reducing factor

$$\alpha_v = 0,50$$

– Reducing factor

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$$

– Ultimate tensile strength of the bolt

$$A = 245 \text{ mm}^2$$

– Tensile stress area of the bolt

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

– Safety factor

Interaction of tension and shear (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} = 5,6 \%$$

Utilization in tension

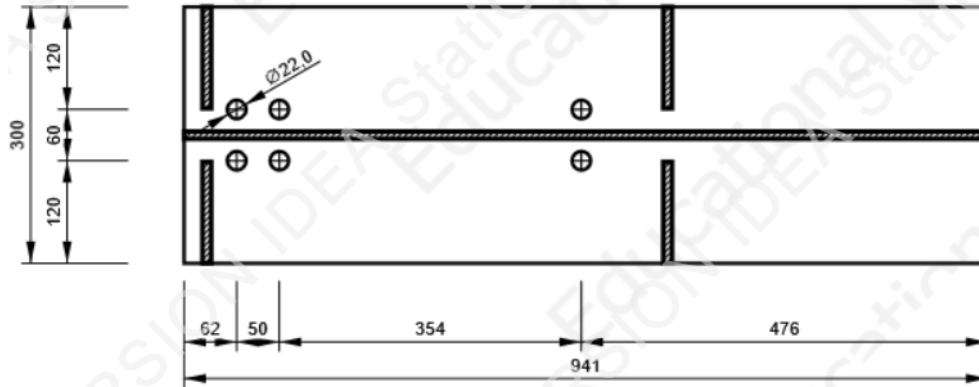
$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 6,4 \%$$

Utilization in shear

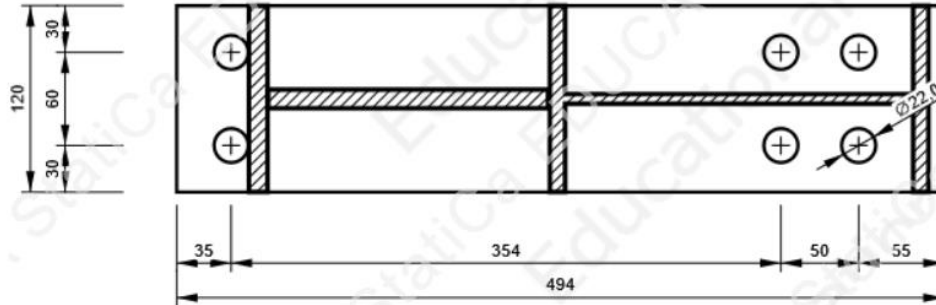
$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 1,1 \%$$

(β)

C, HEA300 - Top flange 1:



P14,0x494-120 (S 235)



(γ)

Σχήμα 5.14: Έλεγχος κοιλίωσης

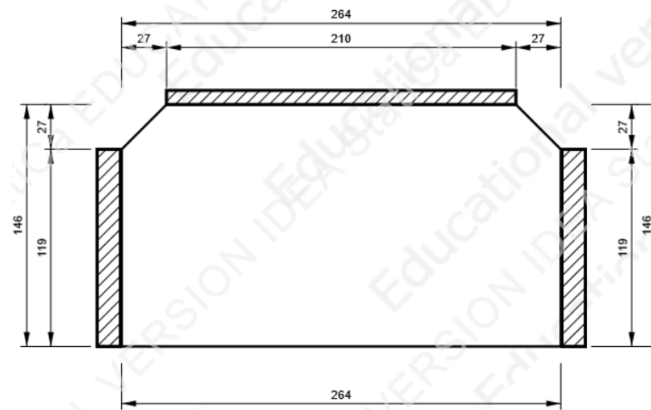
Welds

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
C-bfl 1	STIFF1a	▲ 5,0 ▼	119	LE1	6,3	0,0	2,6	2,8	1,8	1,7	1,0	OK
		▲ 5,0 ▼	119	LE1	7,3	0,0	0,4	-3,8	-1,7	2,0	1,0	OK
C-w 1	STIFF1a	▲ 5,0 ▼	210	LE1	7,5	0,0	-0,1	-4,2	1,1	2,1	1,2	OK
		▲ 5,0 ▼	210	LE1	9,9	0,0	2,3	5,5	-1,1	2,8	1,7	OK
C-tfl 1	STIFF1a	▲ 5,0 ▼	119	LE1	24,0	0,0	15,1	-4,9	9,6	6,7	2,9	OK
		▲ 5,0 ▼	119	LE1	7,9	0,0	-0,1	-4,5	0,3	2,2	1,8	OK
C-bfl 1	STIFF1b	▲ 5,0 ▼	119	LE1	10,2	0,0	-1,1	5,7	-1,2	2,8	1,3	OK
		▲ 5,0 ▼	119	LE1	9,7	0,0	3,8	-2,2	-4,6	2,7	1,6	OK
C-w 1	STIFF1b	▲ 5,0 ▼	210	LE1	9,8	0,0	2,8	-4,2	3,4	2,7	0,9	OK
		▲ 5,0 ▼	210	LE1	11,3	0,0	-0,4	6,4	1,1	3,1	2,1	OK
C-tfl 1	STIFF1b	▲ 5,0 ▼	119	LE1	6,8	0,0	2,1	-0,5	3,7	1,9	1,1	OK
		▲ 5,0 ▼	119	LE1	35,2	0,0	20,6	2,7	-16,3	9,8	3,7	OK
EP1	B-bfl 1	▲ 5,0 ▼	120	LE1	2,6	0,0	-1,5	0,7	-1,0	0,7	0,4	OK
		▲ 5,0 ▼	120	LE1	3,4	0,0	-0,7	-1,6	1,1	0,9	0,7	OK
EP1	B-tfl 1	▲ 5,0 ▼	120	LE1	34,8	0,0	-18,0	13,6	-10,5	9,7	5,9	OK
		▲ 5,0 ▼	120	LE1	43,5	0,0	26,0	9,4	-17,9	12,1	6,0	OK
EP1	B-w 1	▲ 5,0 ▼	234	LE1	40,5	0,0	17,7	1,0	21,0	11,2	4,5	OK
		▲ 5,0 ▼	234	LE1	41,3	0,0	22,3	-6,2	-19,0	11,5	4,9	OK
EP1	WID1a	▲ 6,0 ▼	180	LE1	4,9	0,0	-1,4	-0,6	-2,6	1,3	1,0	OK
		▲ 6,0 ▼	180	LE1	4,9	0,0	-1,4	-2,3	1,4	1,3	0,9	OK
B-bfl 1	WID1a	▲ 6,0 ▼	300	LE1	5,6	0,0	0,1	-2,6	-1,9	1,6	0,9	OK
		▲ 6,0 ▼	300	LE1	8,2	0,0	-3,7	3,1	2,9	2,3	1,1	OK
WID1b	WID1a	▲ 6,0 ▼	376	LE1	4,1	0,0	-0,5	1,4	1,9	1,1	0,8	OK

(α)

STIFF1

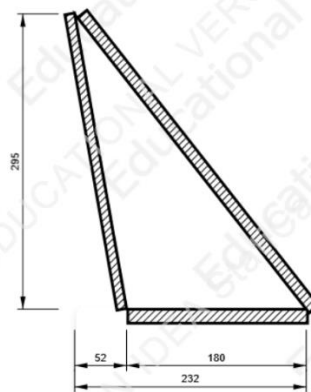
P10,0x264-146 (S 235)



(β)

WID1 - WID1a

P12,0x295-232 (S 235)



(γ)

Detailed result for EP1 B-tfl 1

Weld resistance check (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 34,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 18,0 \text{ MPa}$$

where:

$f_u = 360,0 \text{ MPa}$ – Ultimate strength

$\beta_w = 0,80$ – appropriate correlation factor taken from Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Safety factor

Stress utilization

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 9,7 \%$$

Weld resistance check (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 43,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 26,0 \text{ MPa}$$

where:

$f_u = 360,0 \text{ MPa}$ – Ultimate strength

$\beta_w = 0,80$ – appropriate correlation factor taken from Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Safety factor

Stress utilization

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 12,1 \%$$

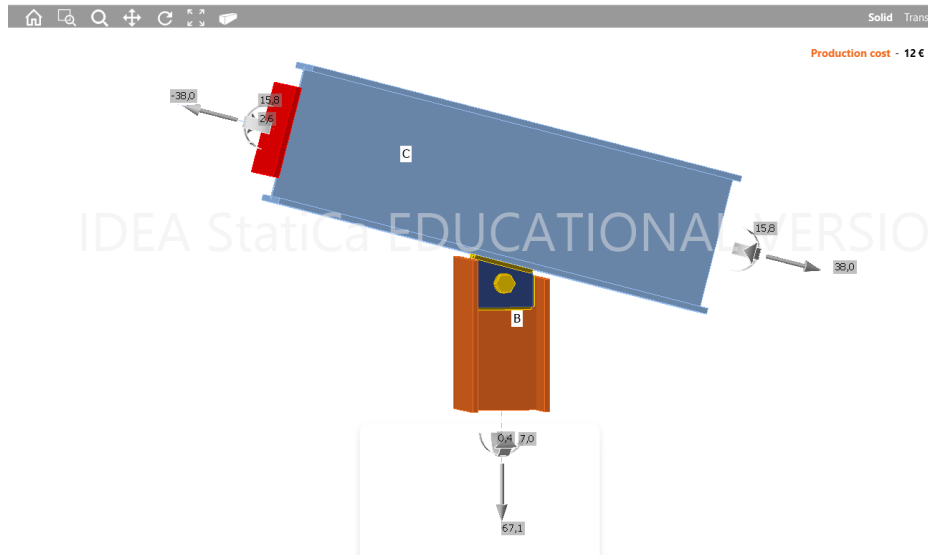
(δ)

Σχήμα 5.15: Έλεγχοι συγκολλήσεων

5.5 Σύνδεση Ζυγώματος-Μετωπικού υποστρώματος

Για τη σύνδεση δοκού υποστρώματος χρησιμοποιήθηκε κοχλίας M20 ποιότητας 10.9 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 89x100x10mm ποιότητας S235.

Η σύνδεση έχει μορφωθεί ως στήριξη με περιορισμό στην κίνηση ως προς τον x άξονα.



Σχήμα 5.16: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης ζυγώματος – μετωπικού υποστύλωματος

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία A_s υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = 0,5 * 1 * \frac{245}{1,25} * 2 = 196kN \geq 37,99kN \quad (5.9)$$

Όπου:

- $\alpha_v = 0.5$ για κοχλίες ποιότητας 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9
- n επίπεδα διάτμησης
- m πλήθος κοχλιών
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} * m = 2.5 * 0.5 * 360 * 20 * \frac{10}{1.25} = 72kN \geq 37,99 kN \quad (5.10)$$

Όπου:

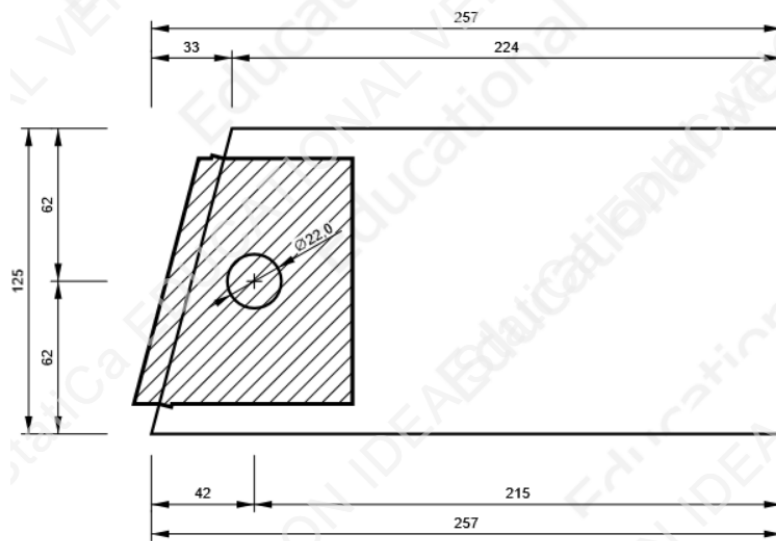
- $k_1 = \min(2.8e_2/d_0 - 1.7, 2.5) = 2.5$
- $a_b = \min(a_d, f_{ub}/f_u, 1.0) = \min(0,5; 2.78; 1.0) = 0,5$
- $a_d = [e_1/(3*d_0); p_1/(3*d_0) - 1/4] = 0,5$
- $t_{\min} = \min\{2 \cdot 10; 10\} = 10 \text{ mm}$ το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου ελάσματος
- m το πλήθος των οπών
- d διάμετρος του κοχλία
- d_0 διάμετρος της οπής

- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοιλία
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης του χάλυβα του ελάσματος
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αποστάσεις οπών

Όπου t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους δηλαδή στην περίπτωση αυτή $t = 10\text{mm}$.

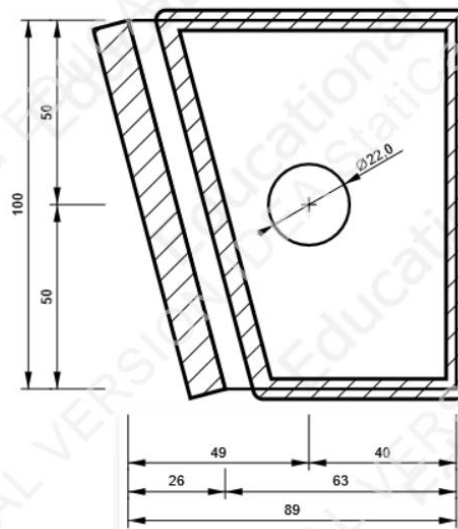
Ελάχιστες αποστάσεις	Επιλεγμένη τιμή	Μέγιστες αποστάσεις
$\min e_1 = (1,2 \cdot d_0) = 26,4\text{mm}$	$\leq e_1 = 33\text{mm} \leq$	$40\text{mm} + 4t = 80 \text{ mm}$
$\min e_2 = (1,2 \cdot d_0) = 26,4\text{mm}$	$\leq e_2 = 62 \text{ mm} \leq$	$40\text{mm} + 4 \cdot t = 80 \text{ mm}$



(α)

SP1 - SP1a

P10,0x100-89 (S 235)



(β)

Σχήμα 5.17: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης

Έλεγχος συγκολλήσεων

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις συγκολλήσεις της σύνδεσης παρατίθενται στο Σχήμα 5.18 όπως ακριβώς προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα IDEA STATICA.

Η συγκόλληση του διαγώνιου στοιχείου με το έλασμα που χρησιμοποιείται για να πραγματοποιηθεί η κοχλίωση είναι πάχους $a_w = 4\text{mm}$ και μήκους $l_w = 52\text{mm}$.

Welds

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
B-w 1	SP1a	▲ 4,0	52	LE1	304,9	0,0	-2,5	151,6	89,4	84,7	47,8	OK
B-w 1	SP1a	▲ 4,0	100	LE1	120,4	0,0	-35,4	52,6	-40,5	33,4	18,1	OK
B-w 1	SP1a	▲ 4,0	79	LE1	263,2	0,0	127,7	120,8	-55,3	73,1	37,0	OK
SP1a	B-w 1	▲ 4,0	103	LE1	203,2	0,0	30,6	-24,6	113,3	56,4	22,5	OK
B-w 1	SP1b	▲ 4,0	52	LE1	201,3	0,0	-70,3	105,9	-25,3	55,9	21,0	OK
B-w 1	SP1b	▲ 4,0	79	LE1	339,0	0,0	44,5	176,9	79,7	94,2	64,2	OK
B-w 1	SP1b	▲ 4,0	100	LE1	125,9	0,0	95,6	41,4	-22,9	36,9	18,2	OK
SP1b	B-w 1	▲ 4,0	103	LE1	163,5	0,0	18,2	55,9	-75,3	45,4	25,2	OK
C-tfl 1	SP1b	▲ 5,0 ▼	103	LE1	353,3	0,3	140,9	115,3	-147,3	98,1	50,9	OK
		▲ 5,0 ▼	103	LE1	353,3	0,3	139,5	-131,8	133,2	98,1	49,2	OK
C-tfl 1	SP1a	▲ 5,0 ▼	103	LE1	353,0	0,1	122,9	107,9	-157,7	98,1	49,1	OK
		▲ 5,0 ▼	103	LE1	353,1	0,2	157,6	-126,6	131,4	98,1	51,5	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Σχήμα 5.18: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων

Η αντοχή της συγκόλλησης σύμφωνα με τον EN1993-1-8 δίνεται ως εξής:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{140,9^2 + 3 * (115,3^2 + 147,3^2)} = 353,3\text{MPa}$$

$$\leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 360\text{MPa} \quad (5.11)$$

$$\text{Και } \sigma_{\perp} = 140,9\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Όπου:

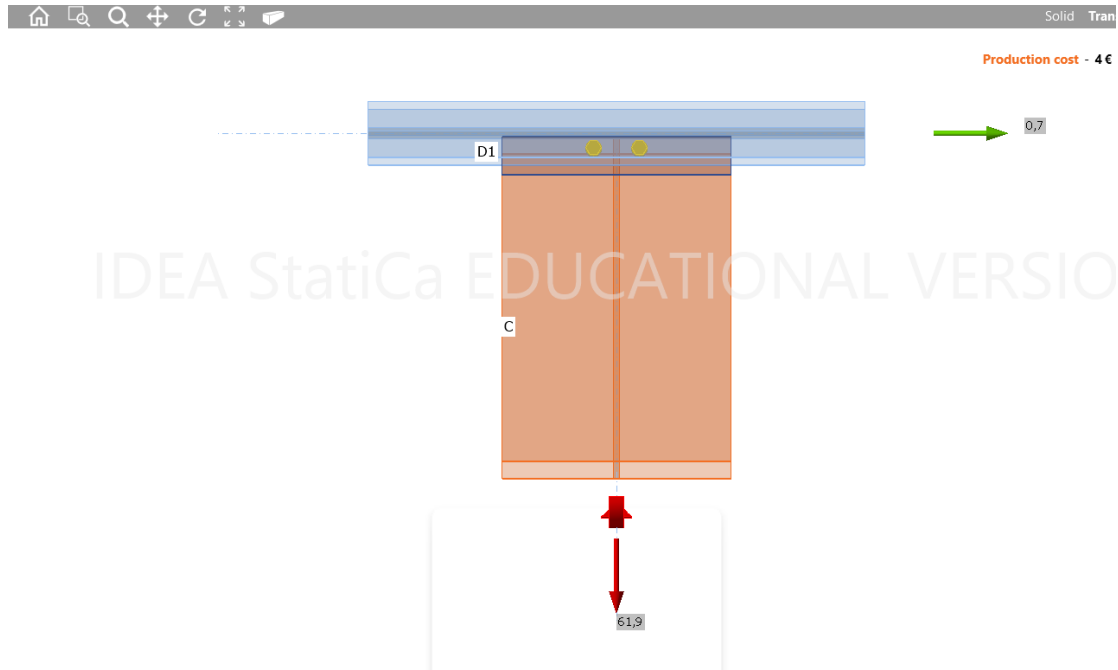
- σ_{\perp} είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή
- τ_{\perp} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης
- τ_{\parallel} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης
- f_u η εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου ελάσματος
- β_w συντελεστής συσχέτισης

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης: $a_{min} = a_w = 4\text{mm}$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης: $\min(30\text{mm}; 6 \cdot a) = 24\text{mm} < l_w = 52\text{mm}$

5.6 Σύνδεση Μηκίδας

Οι μηκίδες πρόσοψης IPE140 εδράζονται επί των υποστυλωμάτων HEA300 με τη βοήθεια ελάσματος πάχους $t = 10\text{mm}$ το οποίο τοποθετείται στο κάτω πέλαμα του IPE140 το οποίο κοχλιώνεται το πέλαμα του HEA300 με 2 κοχλίες M12 ποιότητας 10.9.



Σχήμα 5.19: Σύνδεση μηκίδας πρόσοψης

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία A_s υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = 0,5 \times 1 \times \frac{84}{1,25} \times 2 \times 2 = 134,4\text{kN} \geq 61,9\text{kN} \quad (5.12)$$

Όπου:

- $\alpha_v = 0.5$ για κοχλίες ποιότητας 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9
- n επίπεδα διάτμησης
- m πλήθος κοχλιών
- $f_{ub} = 1000\text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $A_s = 84\text{ mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_{b*} \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \times m = 2.5 \times 1,0 \times 360 \times 12 \times \frac{10}{1.25} \times 2$$

$$= 172,8\text{ kN} \geq 61,9\text{ kN} \quad (5.13)$$

Όπου:

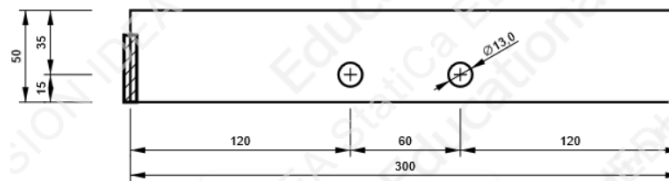
- $k_1 = \min(2.8e_2/d_0 - 1.7, 2.5) = 2.5$
- $a_b = \min(a_d, f_{ub}/f_u, 1.0) = \min(1.28; 2.78; 1.0) = 1.0$
- $a_d = [e_1/(3 \cdot d_0); p_1/(3 \cdot d_0) - 1/4] = 1.28$
- $t_{\min} = \min\{2 \cdot 10; 10\} = 10\text{mm}$ το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου ελάσματος
- m το πλήθος των οπών
- d διάμετρος του κοχλίου
- d_0 διάμετρος της οπής
- $f_{ub} = 1000\text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $f_u = 360\text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης του χάλυβα του ελάσματος
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αποστάσεις οπών

Όπου t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους δηλαδή στην περίπτωση αυτή $t = 10\text{mm}$.

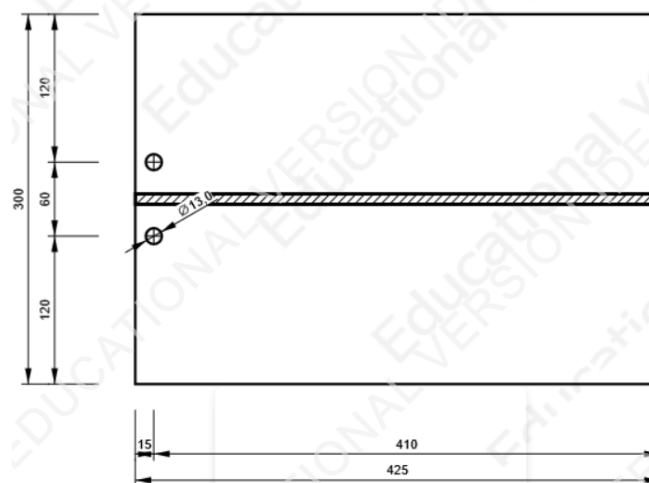
Ελάχιστες αποστάσεις	Επιλεγμένη τιμή	Μέγιστες αποστάσεις
$\min e_1 = (1,2 \cdot d_0) = 15,6\text{mm}$	$\leq e_1 = 80\text{mm} \leq$	$40\text{mm} + 4t = 80\text{mm}$
$\min p_1 = (2,2 \cdot d_0) = 28,6\text{mm}$	$\leq p_1 = 60\text{mm} \leq$	$\min(4t; 200) = 140\text{mm}$
$\min e_2 (1,2 \cdot d_0) = 15,6\text{mm}$	$\leq e_2 = 35\text{mm} \leq$	$40\text{mm} + 4 \cdot t = 80\text{mm}$

P10.0x300-50 (S 235)



(α)

C, CON1(HEA300) - Top flange 1:



(β)

Σχήμα 5.20: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης

Έλεγχος συγκολλήσεων

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις συγκολλήσεις της σύνδεσης παρατίθενται στο Σχήμα 5.21 όπως ακριβώς προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα IDEA STATICA.

Η συγκόλληση του διαγώνιου στοιχείου με το έλασμα που χρησιμοποιείται για να πραγματοποιηθεί η κοχλίωση είναι πάχους $a_w = 4\text{mm}$ και μήκους $l_w = 52\text{mm}$.

Welds

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
D1-bfl 1	SPL1	▲ 5,0	37	LE1	23,5	0,0	13,3	1,1	-11,1	6,5	5,3	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Σχήμα 5.21: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων

Η αντοχή της συγκόλλησης σύμφωνα με τον EN1993-1-8 δίνεται ως εξής:

$$\begin{aligned} \sigma_{w,Ed} &= \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{13,3^2 + 3 * (1,1^2 + 11,1^2)} = 23,5\text{MPa} \\ &\leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 360\text{MPa} \end{aligned} \quad (5.14)$$

$$\text{Και } \sigma_{\perp} = 13,3\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Όπου:

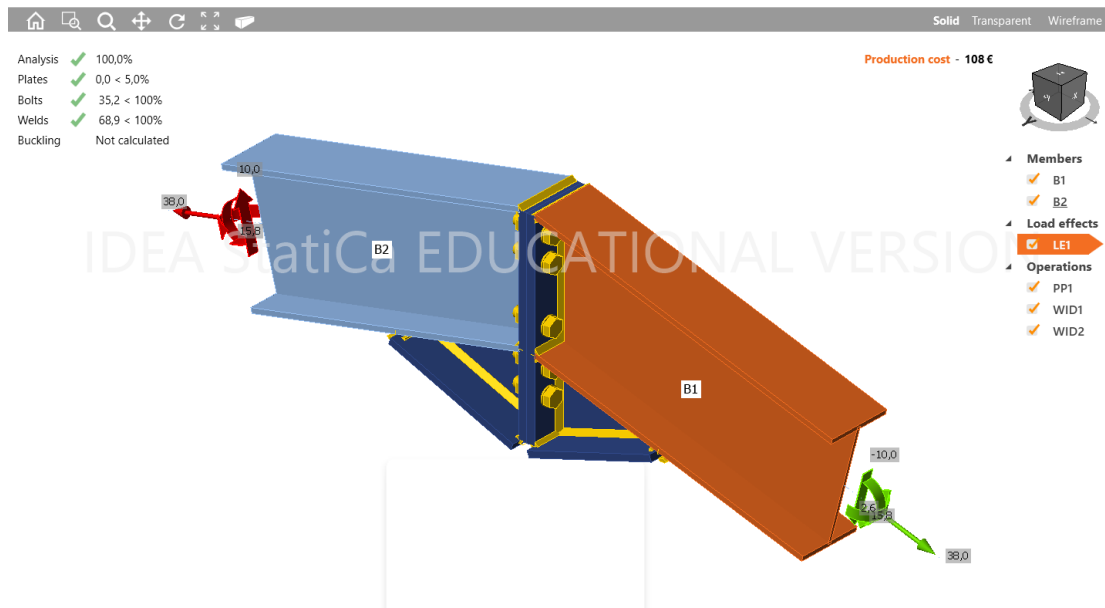
- σ_{\perp} είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή
- τ_{\perp} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης
- τ_{\parallel} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης
- f_u η εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου ελάσματος
- β_w συντελεστής συσχέτισης

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης: $a_{min} = a_w = 5\text{mm}$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης: $\min(30\text{mm}; 6 \cdot a) = 30\text{mm} < l_w = 37\text{mm}$

5.7 Αποκατάσταση συνέχειας ζυγώματος

Για τη σύνδεση των ζυγωμάτων χρησιμοποιήθηκαν συγκολλήσεις πάχους $a_w = 7\text{mm}$ και $l_w = 190\text{mm}$ για τα πέλματα και $a_w = 5\text{mm}$ και $l_w = 437\text{mm}$ για τον κορμό οι οποίες εφαρμόστηκαν πάνω σε έλασμα πάχους $t = 10\text{mm}$.



Σχήμα 5.22: Σύνδεση κορυφής

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία A_s υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = 0,5 * 1 * \frac{245}{1,25} * 2 * 10 = 1960kN \geq 78kN \quad (5.15)$$

Όπου:

- $\alpha_v = 0.5$ για κοχλίες ποιότητας 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9
- n επίπεδα διάτμησης
- m πλήθος κοχλιών
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} * m = 2.12 * 0.6 * 360 * 20 * \frac{10}{1.25} * 10$$

$$= 732,7kN \geq 78 kN \quad (5.16)$$

Όπου:

- $k_1 = \min(2.8e_2/d_0 - 1.7, 2.5) = 2.12$
- $a_b = \min(a_d, f_{ub}/f_u, 1.0) = \min(0,507; 2.78; 1.0) = 0,6$
- $a_d = [e_1/(3*d_0); p_1/(3*d_0) - 1/4] = 0,6$
- $t_{\min} = \min\{2 \cdot 10; 10\} = 10\text{mm}$ το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου ελάσματος
- m το πλήθος των οπών
- d διάμετρος του κοχλία

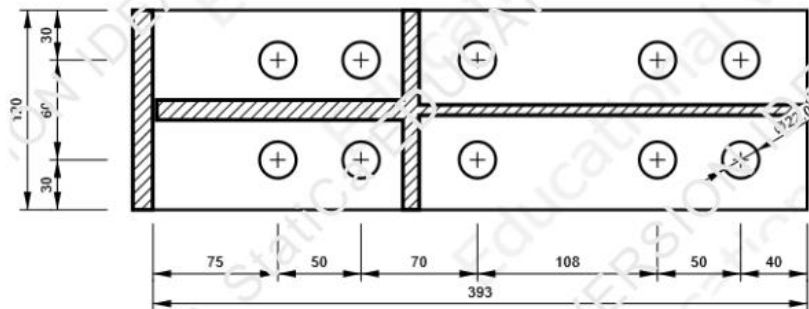
- d_0 διάμετρος της οπής
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ όριο θραύσης του χάλυβα του ελάσματος
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Αποστάσεις οπών

Όπου t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους δηλαδή στην περίπτωση αυτή $t = 10\text{mm}$.

Ελάχιστες αποστάσεις	Επιλεγμένη τιμή	Μέγιστες αποστάσεις
$\min e_1 = (1,2 * d_0) = 26,4\text{mm}$	$\leq e_1 = 40\text{mm} \leq$	$40\text{mm} + 4t = 80 \text{ mm}$
$\min p_1 = (2,2 * d_0) = 48,4\text{mm}$	$\leq p_1 = 50 \text{ mm} \leq$	$\min(4t; 200) = 140\text{mm}$
$\min e_2 (1,2 * d_0) = 26,4\text{mm}$	$\leq e_2 = 30 \text{ mm} \leq$	$40\text{mm} + 4 * t = 80 \text{ mm}$

P16,0x393-120 (S 235)



Σχήμα 5.23: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης

Έλεγχος συγκολλήσεων

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις συγκολλήσεις της σύνδεσης παρατίθενται στο Σχήμα 5.24 όπως ακριβώς προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα IDEA STATICA.

Η συγκόλληση του διαγώνιου στοιχείου με το έλασμα που χρησιμοποιείται για να πραγματοποιηθεί η κοχλίωση είναι πάχους $a_w = 4\text{mm}$ και μήκους $l_w = 52\text{mm}$.

Οι μέγιστες ορθές και διατμητικές τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση πάχους $a_w = 7\text{mm}$ και μήκους $l_w = 190\text{mm}$ παρατίθενται στο Σχήμα 5.24. Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται από τον EN1993-1-8 ως εξής :

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{121,2^2 + 3 * (100,4^2 + 74,3^2)} = 248\text{MPa}$$

$$\leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 360\text{MPa} \quad (5.17)$$

$$\text{Και } \sigma_{\perp} = 121,2\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Όπου:

- σ_{\perp} είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή
- τ_{\perp} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης
- τ_{\parallel} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης
- f_u η εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου ελάσματος
- β_w συντελεστής συσχέτισης

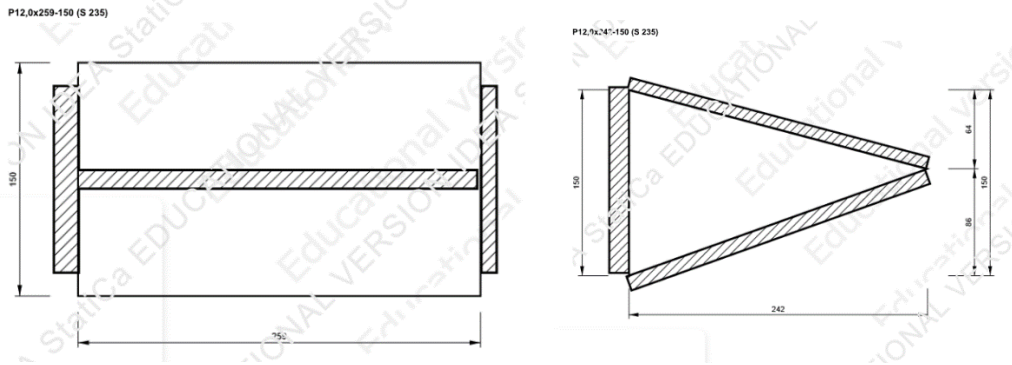
Welds

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Location	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Hot [%]	$U_{t,c}$ [%]	Status
PP1a	B1-bfl 1	▲ 5,0 ▼	120	LE1	54,3	0,0	31,3	-17,0	10,2	15,1	9,1	OK
		▲ 5,0 ▼	120	LE1	44,4	0,0	2,7	-24,0	8,9	12,3	11,0	OK
PP1a	B1-tfl 1	▲ 5,0 ▼	120	LE1	160,5	0,0	-104,4	-21,3	66,0	44,6	29,2	OK
		▲ 5,0 ▼	120	LE1	154,4	0,0	-26,7	70,4	52,4	42,9	25,8	OK
PP1a	B1-w 1	▲ 5,0 ▼	238	LE1	127,6	0,0	37,7	-7,3	70,0	35,4	17,8	OK
		▲ 5,0 ▼	238	LE1	129,8	0,0	70,8	29,3	-54,3	36,1	23,5	OK
PP1b	B2-bfl 1	▲ 5,0 ▼	120	LE1	45,3	0,0	-26,1	-14,5	-15,8	12,6	9,2	OK
		▲ 5,0 ▼	120	LE1	46,1	0,0	0,7	-23,9	11,7	12,8	9,8	OK
PP1b	B2-tfl 1	▲ 5,0 ▼	120	LE1	213,2	0,0	-23,7	-120,5	21,3	59,2	39,0	OK
		▲ 5,0 ▼	120	LE1	243,0	0,0	-121,2	-100,4	74,3	68,9	46,7	OK
PP1b	B2-w 1	▲ 5,0 ▼	238	LE1	177,3	0,0	93,0	48,5	72,4	49,2	28,1	OK
		▲ 5,0 ▼	238	LE1	152,7	0,0	39,9	59,8	-60,5	47,4	20,3	OK
PP1a	WID1a	▲ 6,0 ▼	150	LE1	46,0	0,0	-18,7	-1,8	-24,2	12,8	8,0	OK
		▲ 6,0 ▼	150	LE1	39,7	0,0	-19,0	-4,8	19,6	11,0	6,5	OK
B1-bfl 1	WID1a	▲ 6,0 ▼	250	LE1	24,3	0,0	-7,1	-11,6	-6,8	6,7	5,2	OK
		▲ 6,0 ▼	250	LE1	20,2	0,0	-7,6	7,4	7,9	5,6	2,3	OK
WID1b	WID1a	▲ 6,0 ▼	257	LE1	19,6	0,0	-4,9	-3,6	-5,3	5,4	2,7	OK
		▲ 6,0 ▼	257	LE1	21,9	0,0	0,5	-12,2	3,2	6,1	3,2	OK
PP1a	WID1b	▲ 6,0 ▼	120	LE1	30,3	0,0	-3,9	-2,7	-17,1	8,4	6,9	OK
		▲ 6,0 ▼	120	LE1	29,4	0,0	23,0	0,5	-10,5	8,9	6,4	OK
B1-bfl 1	WID1b	▲ 6,0 ▼	120	LE1	93,5	0,0	-6,0	-22,4	-49,0	26,0	17,0	OK
		▲ 6,0 ▼	120	LE1	52,5	0,0	-14,6	11,1	12,6	9,0	6,0	OK
PP1b	WID2a	▲ 6,0 ▼	150	LE1	55,7	0,0	-17,9	-1,3	-30,4	15,5	3,1	OK
		▲ 6,0 ▼	150	LE1	42,7	0,0	-20,0	-3,2	21,5	11,9	6,8	OK
B2-bfl 1	WID2a	▲ 6,0 ▼	250	LE1	20,5	0,0	6,2	-8,1	-7,9	5,7	3,9	OK
		▲ 6,0 ▼	250	LE1	24,7	0,0	-5,2	10,8	8,6	6,9	3,4	OK
WID2b	WID2a	▲ 6,0 ▼	257	LE1	27,2	0,0	-5,1	15,0	2,6	7,5	4,2	OK
		▲ 6,0 ▼	257	LE1	42,5	0,0	0,6	-23,2	0,1	11,8	4,7	OK
PP1b	WID2b	▲ 6,0 ▼	120	LE1	30,8	0,0	-2,3	0,7	-17,3	8,5	6,9	OK
		▲ 6,0 ▼	120	LE1	30,1	0,0	-23,3	2,7	-10,6	9,0	6,4	OK
B2-bfl 1	WID2b	▲ 6,0 ▼	120	LE1	130,7	0,0	2,8	8,5	-75,0	36,3	28,7	OK
		▲ 6,0 ▼	120	LE1	47,3	0,0	10,0	19,6	15,6	13,1	10,5	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 235	0,67	360,0	259,2

Σχήμα 5.24: Τάσεις καταπόνησης συγκολλήσεων



Σχήμα 5.25: Λεπτομέρειες συγκολλήσεων

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης: $a_{\min} = a_w = 5\text{mm}$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης: $\min(30\text{mm}; 6 \cdot a) = 30\text{mm} < l_w = 120\text{mm}$

6. Θερμοκρασιακές μεταβολές σε κτίρια

6.1.1 Γενικά

Οι θερμικές δράσεις σε κτίρια λόγω κλιματολογικών μεταβολών και μεταβολών θερμοκρασιών λειτουργίας θα λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό των κτιρίων όταν υπάρχει πιθανότητα υπέρβασης των οριακών καταστάσεων αστοχίας ή λειτουργικότητας εξ αιτίας των θερμοκρασιακών μετατοπίσεων ή/και των τάσεων.

Μεταβολές όγκου ή/και τάσεων λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών μπορούν επίσης να οφείλονται σε:

- σκίαση από γειτονικά κτίρια
- χρήση διαφόρων υλικών με διαφορετικούς συντελεστές θερμικής διαστολής και σταθερές διάδοσης θερμότητας
- χρήση διατομών διαφόρων σχημάτων με διαφορετική ομοιόμορφη θερμοκρασία

Υγρασία και άλλες περιβαλλοντικές επιδράσεις μπορούν επίσης να επηρεάσουν τις μεταβολές όγκου των στοιχείων.

6.2.1 Προσδιορισμός των θερμοκρασιών

Οι θερμικές δράσεις σε κτίρια λόγω κλιματολογικών μεταβολών και μεταβολών θερμοκρασιών λειτουργίας θα πρέπει να προσδιορίζονται σύμφωνα με τις αρχές και τις διατάξεις που παρέχονται λαμβάνοντας υπόψη εθνικά (τοπικά) δεδομένα και εμπειρίες.

Οι κλιματικές επιδράσεις θα προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τις μεταβολές της θερμοκρασίας υπό σκιά και την ηλιακή ακτινοβολία. Επιδράσεις λειτουργιών (λόγω θέρμανσης, τεχνολογικών ή βιομηχανικών διαδικασιών) θα λαμβάνονται υπόψη ανάλογα με το συγκεκριμένο έργο.

Σύμφωνα με τις θερμοκρασιακές συνιστώσες, οι κλιματικές και λειτουργικές θερμικές δράσεις σε ένα δομικό μέλος θα καθορίζονται βάσει των ακόλουθων βασικών στοιχείων:

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

Εκτός από τις ΔT_u , ΔT_M και ΔT_P , οι τοπικές επιδράσεις από θερμικές δράσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όπου απαιτείται (π.χ. σε στηρίξεις ή συνδέσεις δομικών μελών και επενδύσεων). Η επαρκής προσομοίωση των θερμοκρασιακών δράσεων θα πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τη θέση του κτιρίου και τις δομικές λεπτομέρειες.

Η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ενός δομικού μέλους ΔT_u ορίζεται ως εξής:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (6.1)$$

όπου:

T είναι μια μέση θερμοκρασία σε ένα δομικό μέλος λόγω κλιματολογικών θερμοκρασιών το χειμώνα ή το καλοκαίρι και λόγω θερμοκρασιών λειτουργίας.

Οι τιμές των ΔT_u , ΔT_M , ΔT_P και T θα πρέπει να προσδιορίζονται σύμφωνα με τις αρχές της 6.1 χρησιμοποιώντας τοπικά δεδομένα.

6.3 Προσδιορισμός των θερμοκρασιακών κατανομών

Η θερμοκρασία T στην σχέση (6.1) θα πρέπει να προσδιορίζεται ως η μέση θερμοκρασία ενός δομικού μέλους το χειμώνα ή το καλοκαίρι χρησιμοποιώντας μια θερμοκρασιακή κατανομή. Στην περίπτωση μέλους με διαστρωμάτωση T είναι η μέση θερμοκρασία μιας συγκεκριμένης στρώσης.

Όταν εξετάζονται μέλη μιας στρώσης και όταν οι περιβαλλοντικές συνθήκες είναι και στις δύο πλευρές παρόμοιες, η T μπορεί να ληφθεί προσεγγιστικά ως η μέση τιμή της θερμοκρασίας εσωτερικού και εξωτερικού περιβάλλοντος T_{in} και T_{out} .

Η θερμοκρασία εσωτερικού περιβάλλοντος T_{in} θα πρέπει να προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 5.1. Η θερμοκρασία εξωτερικού περιβάλλοντος T_{out} θα πρέπει να προσδιορίζεται σύμφωνα με

α) τον Πίνακα 5.2 για τμήματα κατασκευών πάνω από την επιφάνεια του εδάφους

β) τον Πίνακα 5.3 για υπόγεια τμήματα κατασκευών

Οι θερμοκρασίες T_{out} για το καλοκαίρι, όπως δίνονται στον Πίνακα 5.2, εξαρτώνται από την απορροφητικότητα και τον προσανατολισμό της επιφάνειας:

- η μέγιστη τιμή λαμβάνει συνήθως χώρα σε επιφάνειες με δυτικό ή νοτιοδυτικό προσανατολισμό ή οριζόντιες επιφάνειες,
- η ελάχιστη τιμή (σε °C περίπου το μισό της μέγιστης) σε επιφάνειες με βορινό προσανατολισμό

Πίνακας 5.1: Ενδεικτικές θερμοκρασίες εσωτερικού περιβάλλοντος T_{in}

Εποχή	Θερμοκρασία T_{in}
Καλοκαίρι	T_1
Χειμώνας	T_2

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές T_1 και T_2 μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Όταν δεν υπάρχουν δεδομένα συνιστώνται οι τιμές $T_1=20^\circ\text{C}$ και $T_2=25^\circ\text{C}$.

Πίνακας 6.1: Ενδεικτικές θερμοκρασίες εσωτερικού περιβάλλοντος

Πίνακας 5.2: Ενδεικτικές θερμοκρασίες T_{out} για υπέργεια κτίρια

Εποχή	Συντελεστής σπουδαιότητας	Θερμοκρασία T_{out} σε °C
Καλοκαίρι	0,5 σπλιτνή επιφάνεια	$T_{max} + T_3$
	0,7 ελαφρά χρωματισμένη	$T_{max} + T_4$
	0,9 σκούρα επιφάνεια	$T_{max} + T_5$
Χειμώνας		T_{min}

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές της μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} , της ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{min} , και των επιδράσεων ηλιακής ακτινοβολίας T_3 , T_4 , και T_5 , μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Εάν δεν υπάρχουν δεδομένα για περιοχές μεταξύ γεωγραφικού μήκους 45°N και 55°N, συνιστώνται οι τιμές $T_3=0^{\circ}\text{C}$, $T_4=2^{\circ}\text{C}$, και $T_5=4^{\circ}\text{C}$ για βορειοανατολικά προσανατολισμένα στοιχεία, και $T_3=18^{\circ}\text{C}$, $T_4=30^{\circ}\text{C}$, και $T_5=42^{\circ}\text{C}$ για νοτιοδυτικά προσανατολισμένα στοιχεία.

Πίνακας 6.2: Ενδεικτικές θερμοκρασίες για υπέργεια κτήρια

Πίνακας 5.3: Ενδεικτικές θερμοκρασίες T_{out} για υπόγεια τμήματα κτιρίων

Εποχή	Βάθος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους	Θερμοκρασία T_{out} σε °C
Καλοκαίρι	Λιγότερο από 1 m	T_6
	Περισσότερο από 1 m	T_7
Χειμώνας	Λιγότερο από 1 m	T_8
	Περισσότερο από 1 m	T_9

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές T_6 , T_7 , T_8 και T_9 μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Εάν δεν υπάρχουν δεδομένα, για περιοχές μεταξύ γεωγραφικού μήκους 45°N και 55°N, συνιστώνται οι τιμές $T_6=8^{\circ}\text{C}$, $T_7=5^{\circ}\text{C}$, $T_8=-5^{\circ}\text{C}$ και $T_9=-3^{\circ}\text{C}$.

Πίνακας 6.3: Ενδεικτικές θερμοκρασίες για υπόγεια τμήματα κτηρίων

6.4 Ισοθερμικές καμπύλες εθνικών ελάχιστων και μέγιστων θερμοκρασιών υπό σκιά

6.4.1 Γενικά

Οι τιμές της ετήσιας ελάχιστης και της ετήσιας μέγιστης θερμοκρασίας υπό σκιά αντιπροσωπεύουν τιμές με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0,02. Οι τιμές αυτές μπορεί να χρειάζεται να προσαρμόζονται για υψόμετρα πάνω από το επίπεδο στάθμης της θάλασσας.

Αν δεν υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες, οι τιμές θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά για υψόμετρα πάνω από το επίπεδο της στάθμης της θάλασσας μπορεί να προσαρμόζονται αφαιρώντας $0,5^{\circ}\text{C}$ για κάθε 100m υψομετρικής διαφοράς για την ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά, και $1,0^{\circ}\text{C}$ για κάθε 100m υψομετρικής διαφοράς για την μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά.

Σε τοποθεσίες όπου οι ελάχιστες τιμές διαφέρουν από τις δεδομένες τιμές, όπως ζώνες παγετού και απομονωμένες χαμηλές περιοχές που οι ελάχιστες τιμές είναι σημαντικά χαμηλότερες, ή σε προστατευμένες και παραθαλάσσιες περιοχές που οι ελάχιστες τιμές είναι υψηλότερες από αυτές που φαίνονται στα σχετικά σχήματα, οι διαφορές αυτές θα πρέπει να ληφθούν υπόψη χρησιμοποιώντας τοπικά μετεωρολογικά δεδομένα.

Σαν αρχική θερμοκρασία T_0 θα λαμβάνεται η θερμοκρασία του δομικού στοιχείου κατά το σχετικό στάδιο παρεμπόδισης του (ολοκλήρωση της τοποθέτησής του). Αν η θερμοκρασία αυτή δεν μπορεί να προβλεφθεί, τότε θα λαμβάνεται η τιμή της μέσης

θερμοκρασίας κατά τη διάρκεια κατασκευής. Αν δεν υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες η T_0 θα λαμβάνεται ίση με 10°C .

6.4.2 Μέγιστη και ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης p διαφορετική από 0,02

Εάν η τιμή της μέγιστης (ή ελάχιστης) θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά $T_{\max,p}$ ($T_{\min,p}$) είναι με βάση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης p διαφορετική από 0,02 τότε ο λόγος $T_{\max,p}/T_{\max}$ ($T_{\min,p}/T_{\min}$) μπορεί να προσδιοριστεί από το Σχήμα Α.1.

Γενικά, η τιμή $T_{\max,p}$ (ή $T_{\min,p}$) μπορεί να προσδιοριστεί από τις ακόλουθες σχέσεις που βασίζονται σε κατανομή ακραίων τιμών τύπου I:

$$\text{- για μέγιστη } T_{\max,p} = T_{\max} \{ k_1 - k_2 \ln [- \ln (1-p)] \} \quad (6.2)$$

$$\text{- για ελάχιστη } T_{\min,p} = T_{\min} \{ k_3 + k_4 \ln [- \ln (1-p)] \} \quad (6.3)$$

όπου:

T_{\max} (T_{\min}) είναι η τιμή της μέγιστης (ελάχιστης) θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0,02.

$$k_1 = (u,c) / \{ (u,c) + 3,902 \} \quad (6.4)$$

$$k_2 = 1 / \{ (u,c) + 3,902 \} \quad (6.5)$$

όπου:

u,c είναι οι συντελεστές μορφής και κλίμακας της ετήσιας κατανομής μέγιστων θερμοκρασιών περιβάλλοντος υπό σκιά

$$k_3 = (u,c) / \{ (u,c) - 3,902 \} \quad (6.6)$$

$$k_4 = 1 / \{ (u,c) - 3,902 \} \quad (6.7)$$

Οι παράμετροι u και c εξαρτώνται από τη μέση τιμή m και την τυπική απόκλιση σ της κατανομής ακραίων τιμών τύπου I:

$$\text{- για μέγιστη } \begin{aligned} u &= m - 0,57722 / c \\ c &= 1,2825 / \sigma \end{aligned} \quad (6.8)$$

$$\text{- για ελάχιστη } \begin{aligned} u &= m + 0,57722 / c \\ c &= 1,2825 / \sigma \end{aligned} \quad (6.9)$$

Οι λόγοι $T_{\max,p}/T_{\max}$ και $T_{\min,p}/T_{\min}$ μπορούν αντίστοιχα να λαμβάνονται από το Σχήμα 6.1.

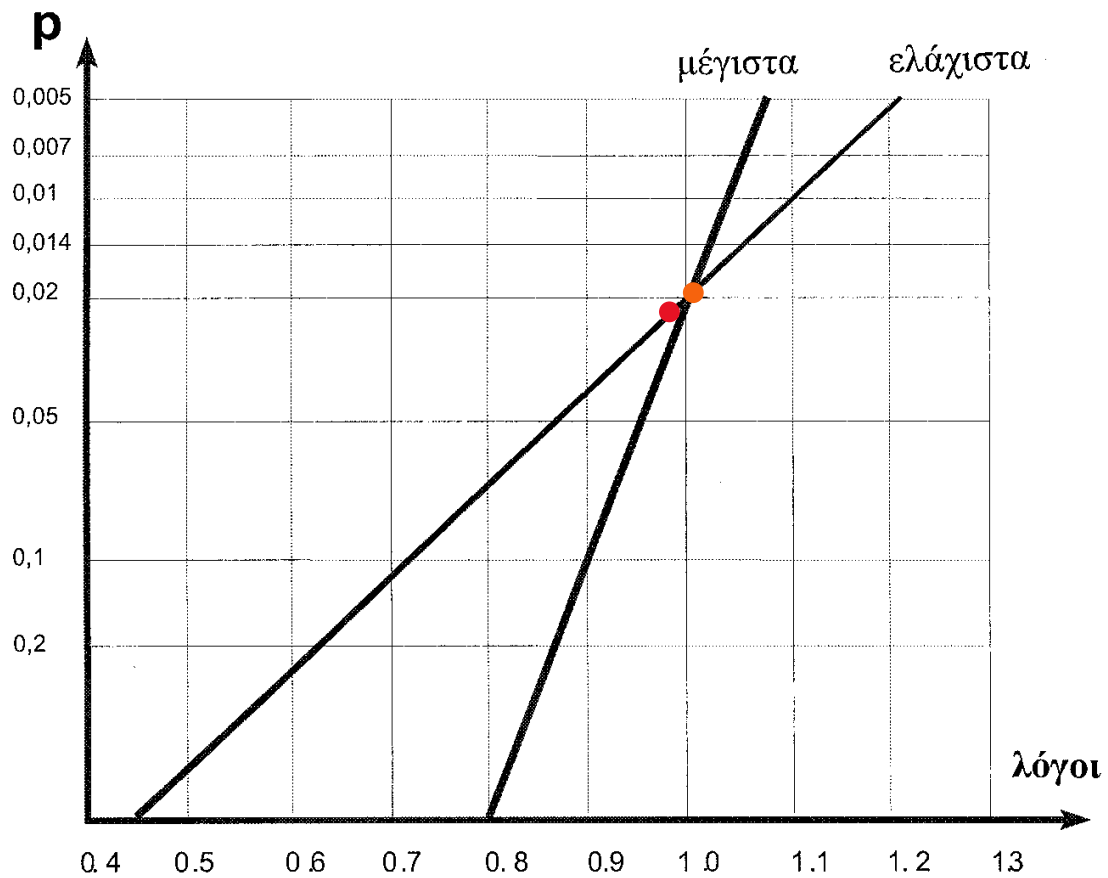
Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να καθορίζει τις τιμές των συντελεστών k_1 , k_2 , k_3 και k_4 βάσει των τιμών των παραμέτρων u και c . Εάν δεν υπάρχουν άλλες διαθέσιμες πληροφορίες συνιστώνται οι ακόλουθες τιμές:

$$k_1 = 0,781$$

$$k_2 = 0,056$$

$$k_3 = 0,393$$

$$k_4 = - 0,156.$$



Σχήμα 6.1: Λόγοι $T_{max,p} / T_{max}$ και $T_{min,p} / T_{min}$.

6.4.3 Υπολογισμός θερμοκρασιών για την κατασκευή

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι εξής τιμές θερμοκρασίας για υπέργεια κτήρια με νοτιοδυτικό προσανατολισμό:

Με $k_1 = 0,781$, $k_2 = 0,056$, $k_3 = 0,393$, $k_4 = - 0,156$ και

$$T_{max,p} = T_{max}\{k_1 - k_2 * (-\ln(1 - p))\} \rightarrow T_{max,p} = 0,9995 * T_{max}$$

$$T_{min,p} = T_{min}\{k_3 + k_4 * (-\ln(1 - p))\} \rightarrow T_{min,p} = 1,001 * T_{min}$$

$T_0=10^{\circ}\text{C}$
$T_3=18^{\circ}\text{C}$
$T_4=30^{\circ}\text{C}$
$T_5=42^{\circ}\text{C}$

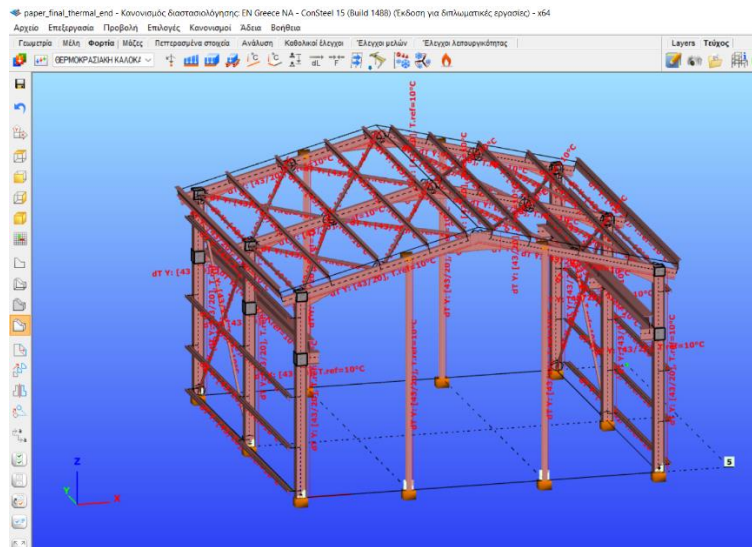
Θεωρείται $T_{in}=20^{\circ}\text{C}$ για το καλοκαίρι και $T_{in}=25^{\circ}\text{C}$ για τον χειμώνα. Από μετεωρολογικά δεδομένα της περιοχής το T_{min} λαμβάνεται ίσο με 4°C και το T_{max} ίσο με 32°C .

Για το T_{out} προκύπτει:

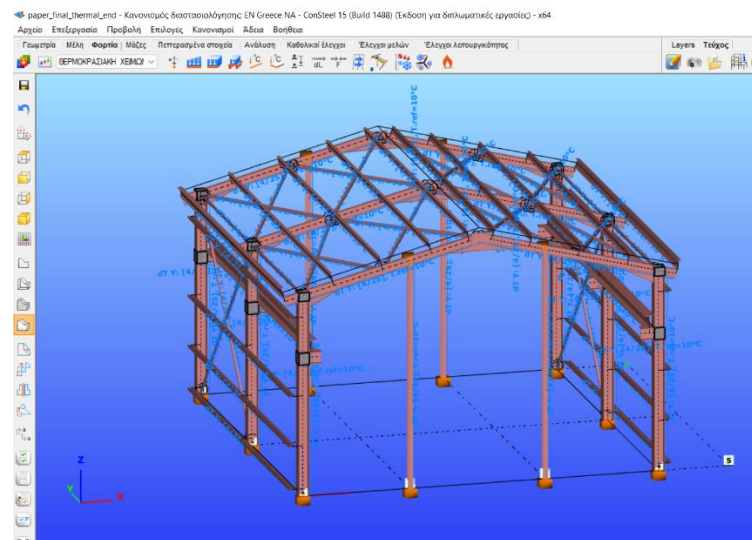
$$T_{out} = \begin{cases} 0,7 * (T_{max} + T_4) \\ T_{min} \end{cases} = \begin{cases} 0,7 * (32 + 30) = 43,4^{\circ}\text{C} \\ 4^{\circ}\text{C} \end{cases}$$

6.5 Κρίσιμοι υπολογισμοί με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης

Από τις τιμές που προκύπτουν με βάση τον κανονισμό το Consteel προσομοιώνει την θερμοκρασιακή μεταβολή είτε κατά μήκος του ύψους είτε κατά μήκος της διατομής του εκάστοτε στοιχείου. Στην παρούσα ανάλυση επιλέχθηκε η θερμοκρασιακή μεταβολή να υπολογιστεί κατά μήκος της διατομής του στοιχείου.



(α)



(β)

Σχήμα 6.2: Απεικόνιση φορτίων από θερμοκρασιακή μεταβολή (α) για το καλοκαίρι, (β) για τον χειμώνα.

Από την ανάλυση πρώτης τάξης τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την θερμοκρασιακή μεταβολή για κάθε περίπτωση παρατίθενται παρακάτω:

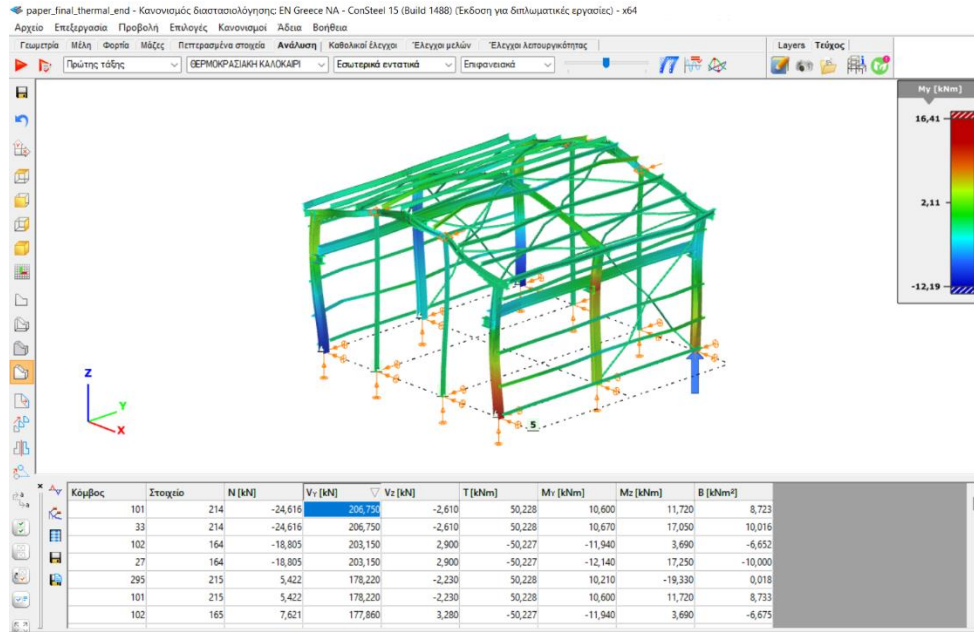
Θερμοκρασιακή μεταβολή

ΧΕΙΜΩΝΑΣ

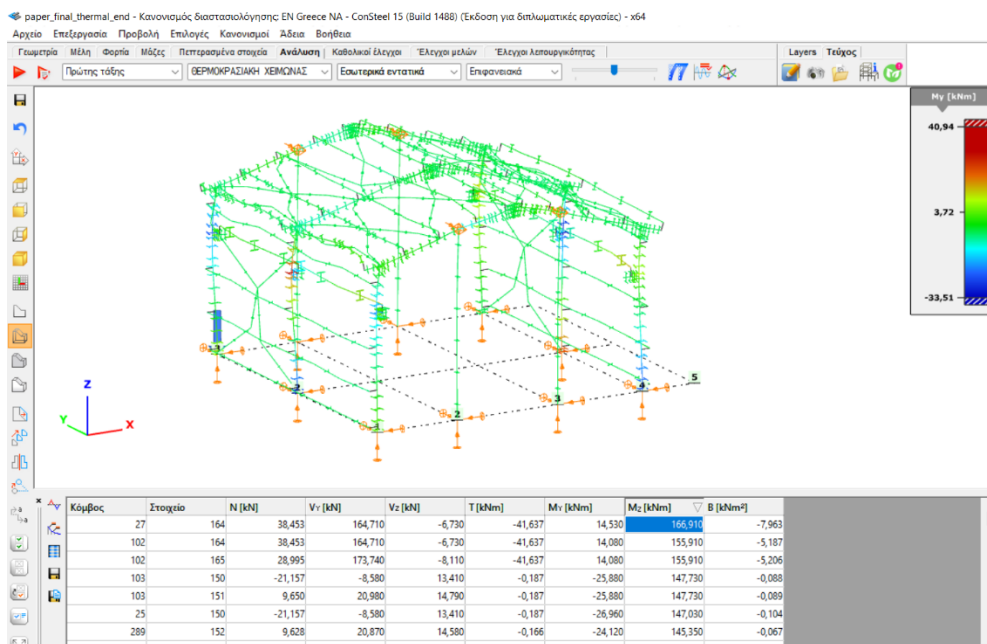
ΚΑΛΟΚΑΙΡΙ

Διατομές	IPE140	HEA300	IPE140	SHS60X5	HEA300
$N (kN)$	136,627	-	164,71	41,43	-
$V_y (kN)$	-	173,7	-	-	206,75
$V_z (kN)$	-	-27,18	-	-	32,68
$M_z (kNm)$	-	166,91	-	-	-91,37
$T (kNm)$	-	-41,637	-	-	50,25
$B (kNm^2)$	-	-9,85	-	-	-10,13

Πίνακας 6.4: Εντατικά μεγέθη ανάλυσης



(α)



(β)

Σχήμα 6.3: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στα μέλη από θερμοκρασιακή μεταβολή (α) για το καλοκαίρι, (β) για τον χειμώνα.

6.5.1 Υπολογισμός πλαστικών αντοχών για τα μέλη

A. Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1 \quad (6.10)$$

Η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής :

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0} \quad (6.11)$$

B. η πλαστική διατμητική αντοχή V_{pl,Rd} η οποία για απουσία στρέψης δίνεται από την σχέση:

$$V_{pl,Rd} = A_v * f_y / \sqrt{3} / \gamma_{M,0}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης η οποία μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f \quad (6.12)$$

αλλά όχι μικρότερη από $\eta * h_w * t_w$

β) ελατές διατομές U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A - 2 * b * t_f + (t_w + r) * t_f \quad (6.13)$$

γ) ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $0,9 * (A - 2 * b * t_f)$ (6.14)

δ) συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$\eta * \sum(h_w * t_w) \quad (6.15)$$

ε) συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα

$$A - \sum(h_w * t_w) \quad (6.16)$$

ζ) ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους:

φορτίο παράλληλο προς το ύψος $\frac{A * h}{b + h}$ (6.17)

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος $\frac{A * b}{b + h}$ (6.18)

η) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους

$$\frac{2 * A}{\pi} \quad (6.19)$$

όπου A είναι η επιφάνεια της διατομής, b είναι το συνολικό πλάτος, h είναι το συνολικό ύψος, h_w είναι το ύψος του κορμού, r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος, t_f είναι το πάχος του πέλματος, t_w είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως t_w θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος).

C. Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη $M_{pl,Rd}$ περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (6.20)$$

ΔΙΑΤΟΜΗ	NED (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mz (kNm)	B (kNm ²)	$N_{pl,Rd}$	$V_{z,pl,Rd}$	$M_{z,pl,Rd}$	$B_{pl,Rd}$
IPE140	164,71	-	-	-	-	385,4	-	-	-
SHS60X5	41,43	-	-	-	-	251,45	-	-	-
HEA300	-	206,75	32,68	166,91	-10,13	-	505,8	150,68	23,9

(α)

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ
IPE140	42,7%
SHS60X5	16,5%
HEA300	110%

(β)

Πίνακας 6.5 Συγκεντρωτικός πίνακας αντοχών διατομών

Προκειμένου να θεωρηθεί η θερμοκρασιακή μεταβολή ακραία δράση οι τιμές που επιλέχθηκαν ήταν η ελάχιστη για τον χειμώνα και η μέγιστη για το καλοκαίρι, με βάση τα μετεωρολογικά δεδομένα της περιοχής. Τα δεδομένα που προέκυψαν από την ανάλυση δείχνουν ότι η θερμοκρασιακή μεταβολή τους θερινούς μήνες αποφέρει μεγαλύτερα φορτία στην κατασκευή λόγω του μεγαλύτερου ΔT . Όμως η κρίσιμη φόρτιση, από όπου προκύπτει και ανεπάρκεια στο υποστύλωμα, με ποσοστό 110% χρήση διατομής, παρατηρείται με την θερμοκρασιακή μεταβολή του χειμώνα.

Το συμπέρασμα που εξάγεται από την παραπάνω ανάλυση είναι πως οι θερμοκρασιακές μεταβολές θα πρέπει να διερευνώνται όταν η περιοχή κατασκευής χαρακτηρίζεται από μεγάλο εύρος θερμοκρασιών, καθώς η ένταση που προκαλείται μπορεί να ξεπεράσει την ένταση των συνήθως κρίσιμων φορτίσεων (σεισμού, ανέμου κ.τ.λ.).

7. Συμπεράσματα

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός μεταλλικού υδροηλεκτρικού εργοστασίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση η κατασκευή να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την ικανοποίηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται.

Για τον έλεγχο ευστάθειας της κατασκευής, εφαρμόστηκε η Γενική Μέθοδος του Ευρωκώδικα 3, για την οποία χρειάστηκε λόγω των εξαιρετικών φορτίσεων, οι πρώτες ιδιομορφές να εμφανίζονται όσο το δυνατόν καθολικές για την κατασκευή στην ανάλυση λυγισμού. Αυτό διότι, είναι σημαντικό να λαμβάνεται για κάθε μέλος απ' την ανάλυση ευαισθησίας που εκτελεί το λογισμικό, η ιδιομορφή που προσεγγίζει την πραγματική παραμόρφωση του φορέα. Επειδή οι καθολικές ιδιομορφές εξαρτώνται εκτός από την συνολική δυσκαμψία και απ' την συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, κρίθηκε σημαντικό οι διατομές των υπόλοιπων μελών που συμμετέχουν στον λυγισμό, να έχουν γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τα οποία, προδίδουν μεν τις απαιτούμενες αντοχές για τους ελέγχους, μορφώνουν παράλληλα δε με τα υποστυλώματα πλαίσια που συμπεριφέρονται καθολικά.

Ως αποτέλεσμα, προέκυψε μια κατασκευή η οποία αποτελεί την βέλτιστη οικονομική λύση, καθώς περνά την πλειοψηφία των απαιτούμενων ελέγχων, ακόμα και για τις ακραίες δράσεις. Παρατηρήθηκαν διατομές που χρήζουν ενίσχυσης για συγκεκριμένους συνδυασμούς φορτίσεων. Αυτό βέβαια, οφείλεται και στο ότι μελετήθηκε σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας με ελαστική ανάλυση 2^{ης} τάξης, καθώς οι ιδιομορφές λυγισμού που προέκυψαν για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, αντιστοιχούσαν σε μικρούς συντελεστές κρίσιμου φορτίου και συνεπώς δεν θα έπρεπε να αγνοηθούν οι επιρροές δεύτερης τάξης.

Για την συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμική διέγερση παρατηρήθηκε πως για το φάσμα που επιλέχθηκε, η κατασκευή επαρκεί αν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενισχυθούν είτε ως προς την αντοχή ($f_y=275$ MPa αντί για $f_y=235$ MPa), είτε ως προς τα χαρακτηριστικά της διατομής. Όσον αφορά τις θερμοκρασιακές μεταβολές είναι τις περισσότερες φορές η κύρια καταπόνηση για τις διατομές των μελών των μεταλλικών κτιρίων, λόγω του μεγάλου εύρους θερμοκρασιών από τις οποίες φορτίζονται. Η τοποθέτηση των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου αλλά και για την πλαισιακή λειτουργία του φορέα παραλαμβάνοντας τα επιβαλλόμενα φορτία. Επιπλέον, η παρουσία της γερανογέφυρας καθιστά σύνθετη την μελέτη αυτού του είδους των κτιρίων λόγω της δυναμικότητας των φορτίσεων της καθώς και λόγω των πολλών δυνατών θέσεων της στο κτίριο οι οποίες αντιστοιχούν σε πληθώρα διαφορετικών φορτίσεων κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού. Θα ήθελα επίσης να τονίσω ότι το λογισμικό Consteel 15 παρέχει πολλές δυνατότητες και ευκολίες για τη μελέτη οποιασδήποτε κατασκευής.

Τέλος, όσον αφορά τον έλεγχο του κτιρίου, από αυτόν προέκυψε ότι η κατασκευή επαρκεί ικανοποιητικά στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας με πλήρη εκμετάλλευση των διατομών, με τον σχεδιασμό της να πετυχαίνει την βέλτιστη λύση.

Βιβλιογραφία

1. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
2. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
3. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
4. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
5. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004
6. EN-1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια, CEN, 2004.
7. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»: Δράσεις σε κατασκευές Μέρος 1-5 : Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις
8. Καραβασίλης Λ. Θεόδωρος (2022) «DESIGN OF STEEL STRUCTURES FOR RESILIENCE AND ROBUSTNESS AGAINST EXTREME HAZARDS», Πάτρα
9. Καραβασίλης Λ. Θεόδωρος (2020) «Σχεδιασμός συνδέσεων και κόμβων σύμφωνα με τον EC3-1-8, Πάτρα
10. Καραβασίλης Λ. Θεόδωρος (2020) «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΥΣ EC3-1-1 ΚΑΙ EC3-1-5, Πάτρα
11. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
12. Γεώργιος Θ. Κατσαμούνηδης, Διπλωματική εργασία: «Σχεδιασμός Βιομηχανικού Μεταλλικού Κτιρίου», Αθήνα (2018).
13. Σταύρος Παναγιωτόπουλος, Διπλωματική εργασία: «Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με γυάλινη πρόσοψη», Αθήνα (2020).