

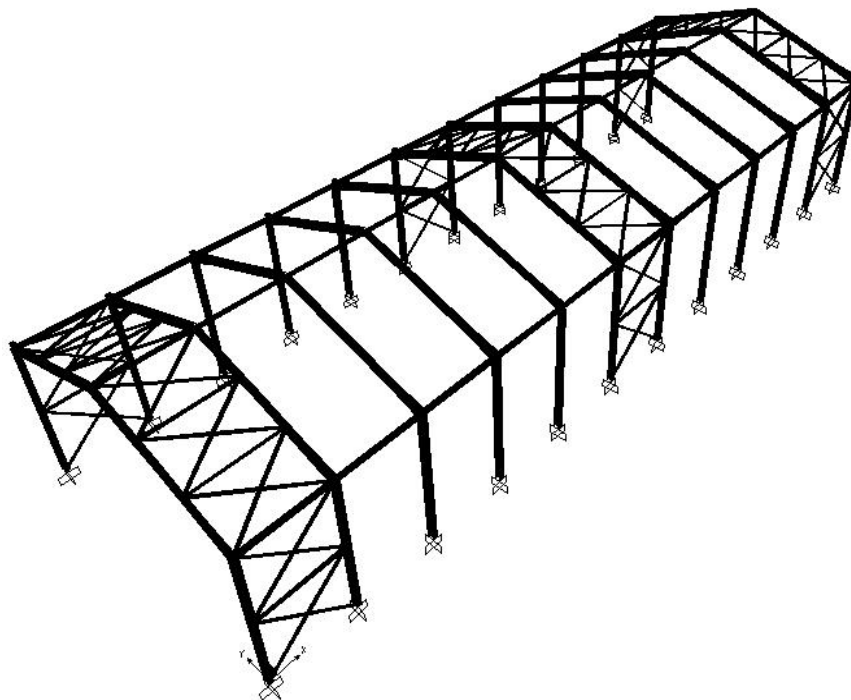


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Επανασχεδιασμός μεταλλικού υπόστεγου του σταθμού ΗΣΑΠ στον Πειραιά



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μπουλασίκης Θεόδωρος

Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος

Αθήνα, Οκτώβριος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/77

Μπουλασίκης Θ. (2013).
Επανασχεδιασμός μεταλλικού υπόστεγου του σταθμού ΗΣΑΠ στον Πειραιά
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/77
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Boulasikis Th. (2013).
Redesign of the metallic canopy for the electric railway station at Piraeus
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/77
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Μεταλλικές κατασκευές	6
1.3 Παρουσίαση υπάρχοντος έργου, του σταθμού ΗΣΑΠ του Πειραιά	9
2 Το κτήριο	15
2.1 Παρουσίαση του έργου	15
2.2 Δομικά στοιχεία της κατασκευής	15
2.2.1 Κύριοι φορείς – πλαίσια	15
2.2.2 Τεγίδες	18
2.2.3 Μηκίδες	20
2.2.4 Δευτερεύουσες δοκοί - κεφαλοδοκοί	20
2.2.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	21
2.2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	23
2.2.7 Φύλλα επικάλυψης	24
3 Προσομοίωση φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης κατασκευής	27
3.1 Παρουσίαση του προγράμματος SAP2000	27
3.2 Προσομοίωση φέροντα οργανισμού στο SAP2000	28
4 Φορτία της κατασκευής	32
4.1 Εισαγωγή	32
4.2 Μόνιμες δράσεις	32
4.3 Μεταβλητές δράσεις - Κινητά φορτία	34
4.4 Φορτίο χιονιού	34
4.5 Φορτία ανέμου	37
4.5.1 Εξωτερική πίεση w_e	37
4.5.2 Εσωτερική πίεση w_i	37
4.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής	38
4.5.4 Τελική πίεση	39
4.5.5 Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$	40
4.5.6 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$	41
4.5.7 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}	41
4.5.8 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη	42
4.5.9 Δικλινείς στέγες	44
4.5.10 Εσωτερικές πιέσεις	46
4.5.11 Υπολογισμός φορτίων ανέμου για το μελετούμενο υπόστεγο	47
4.6 Φορτία σεισμού	53
4.6.1 Φάσμα σχεδιασμού	56
4.6.2 Μέθοδοι ανάλυσης	61
4.7 Συνδυασμοί φορτίσεων	69
5 Έλεγχος επάρκειας και διαστασιολόγηση διατομών και μελών κατασκευής	73
5.1 Γενικά	73
5.2 Απαιτούμενοι από τον EC3 έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	73
5.2.1 Κατάταξη διατομών	73

5.2.2	Εφελκυσμός.....	74
5.2.3	Θλίψη	75
5.2.4	Μονοαξονική (ή απλή) κάμψη.....	75
5.2.5	Τέμνουσα.....	76
5.2.6	Κάμψη και διάτμηση.....	76
5.2.7	Κάμψη και αξονική δύναμη	76
5.2.8	Διαξονική κάμψη.....	78
5.2.9	Αντοχή μελών σε καμπτικό λυγισμό (μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη)	78
5.2.10	Ανηγμένη λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό.....	80
5.2.11	Ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό	82
5.2.12	Αντοχή μελών σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη).....	82
5.2.13	Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	83
5.2.14	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη	86
5.3	Απαιτούμενοι από τον EC3 έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	90
5.4	Έλεγχος επάρκειας των μελών του κτηρίου.....	91
5.4.1	Δοκοί ζυγωμάτων πλαισίων	92
5.4.2	Υποστυλώματα πλαισίων	95
5.4.3	Διαγώνιοι κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	98
5.4.4	Διαγώνιοι οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας	100
5.4.5	Δευτερεύουσες δοκοί – Κεφαλοδοκοί.....	102
5.4.6	Τεγίδες.....	103
5.4.7	Μηκίδες.....	111
5.5	Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	112
5.5.1	Τεγίδες.....	112
5.5.2	Ζυγώματα πλαισίων	113
5.5.3	Έλεγχος σε οριζόντια μετατόπιση.....	114
5.6	Έλεγχος περιορισμού βλαβών	115
5.7	Έλεγχος επιρροών 2 ^{ας} τάξεως.....	117
5.8	Έλεγχος αντιρίδας για την αντιμετώπιση των προβλημάτων λειτουργικότητας.....	118
5.9	Έλεγχος συνδέσεων.....	120
5.9.1	Σύνδεση δοκού – υποστυλώματος στην πρώτη εναλλακτική λύση.	120
5.9.2	Σύνδεση δοκού – υποστυλώματος στη δεύτερη εναλλακτική λύση.	125
5.9.3	Σύνδεση δοκών στην κορυφή του ζυγώματος στην πρώτη εναλλακτική λύση.	128
5.9.4	Σύνδεση στη βάση του υποστυλώματος στην πρώτη εναλλακτική λύση	131
5.9.5	Σύνδεση στη βάση του υποστυλώματος στη δεύτερη εναλλακτική λύση	137
6	Συμπεράσματα.....	141
7	Βιβλιογραφία	143

Επανασχεδιασμός μεταλλικού υπόστεγου του σταθμού ΗΣΑΠ στον Πειραιά

Μπουλασίκης Θεόδωρος (Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος)

Περίληψη

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός φέροντα οργανισμού κτηρίου από χάλυβα με τη χρήση ενός εμπορικού προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης (SAP 2000 της CSI). Το κτήριο είναι ένα μεταλλικό στέγαστρο που καλύπτει τις αποβάθρες και τις γραμμές του σιδηροδρομικού σταθμού του ΗΣΑΠ στον Πειραιά. Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη ενός εναλλακτικού, σε σχέση με το υπάρχον, στεγάστρου σύμφωνα με τα σύγχρονα πρότυπα και πρακτικές, στην ίδια όμως θέση και με τα ίδια περιβάλλοντα κτήρια.

Στα πλαίσια της εργασίας πραγματοποιούνται δύο εναλλακτικές λύσεις για το φέροντα οργανισμό, η μία με πλαίσια με γραμμικά ελατά στοιχεία σταθερής διατομής και πακτωμένα υποστυλώματα, ενώ η δεύτερη με πλαίσια της μορφής τριαρθρωτών φορέων και γραμμικά στοιχεία από συγκολλητές διατομές μεταβλητού ύψους.

Η διαδικασία μελέτης περιλάμβανε αρχικά τον προσδιορισμό, με βάση τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, των φορτίων που καταπονούν τον φορέα και την ανάλυση του φορέα. Μετά τον αρχικό ορισμό των διατομών, τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκαν μετέπειτα για τη διαστασιολόγηση των διατομών των μελών του φορέα και για τους ελέγχους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Επίσης πραγματοποιήθηκαν οι αντισεισμικοί έλεγχοι επιρροών 2^{ης} τάξης και περιορισμού βλαβών. Τέλος, έγινε διαστασιολόγηση και έλεγχος ορισμένων βασικών κοχλιωτών συνδέσεων με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk.

Συμπερασματικά, πραγματοποιείται σύγκριση των δύο εναλλακτικών και του υπάρχοντος κτηρίου με βάση το βάρος του χρησιμοποιούμενου χάλυβα, ως μία ένδειξη του κόστους κατασκευής, όπου προκύπτει ότι ελαφρύτερη κατασκευή αποτελεί η λύση με τα πακτωμένα πλαίσια, ακολουθεί αυτή με τα τριαρθρωτά πλαίσια και βαρύτερη είναι η υπάρχουσα. Επίσης, η δεύτερη λύση με τα τριαρθρωτά πλαίσια δε γίνεται αποδεκτή και λόγω μεγάλων οριζόντιων μετακινήσεων λόγω ανέμου, η οποία μπορεί να αντιμετωπιστεί με αύξηση της δυσκαμψίας μέσω της προσθήκης αντιρρίδων στους κόμβους των πλαισίων.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των μελών και των συνδέσεων της κατασκευής έγιναν με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο αντισεισμικός υπολογισμός έγινε με βάση τον Ευρωκώδικα 8. Ως υλικό κατασκευής χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας ποιότητας S235.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/77

Redesign of the metallic canopy for the electric railway station at Piraeus

Boulasikis Theodoros (supervised by Avraam Tasos)

Abstract

The object of this thesis is the analysis and dimensioning of a load bearing structure made of steel, using a commercial analysis and design computer program (SAP 2000 by CSI). The structure is a metallic canopy covering the platforms and tracks of the railway station of Athens-Piraeus Electric Railways (ISAP) in Piraeus. The aim of this thesis is to study an alternative canopy to the already existing, according to modern standards and practices, though in the same location and surrounded by the same buildings.

In the context of this project two alternative load bearing structures are considered, the first consists of a frame with linear, malleable elements of fixed section and classical frame function (anchored braces) and the second with three-hinged frames and linear members with welded sections of variable height.

Initially the study includes the determination, according the Eurocode's texts, of the bearing load and the structure analysis. After a primary selection of sections, the intensive quantity and distortion, which resulted from the analysis, were used afterwards to design the sections of the canopy's members and to check those at the Ultimate Limit State (ULS) and the Serviceability Limit State (SLS). In addition to the latter, the anti-seismic checks of second order effects influence and damage limitation were carried. Finally, some of the structure's bolted connections are designed and checked using Autodesk's Robot Structural Analysis computer program.

Conclusively, a comparison between the two alternatives and the existing structure is carried out based on the weight of the amount of steel needed as an indication of the cost of the construction and the result arising is that the most light-weight construction is the first option with the anchored frames, followed by the second option with the three-hinged frames and so the existing structure is the most heavy-weight. Moreover, the second option cannot be approved also owing to excess horizontal movement caused by the wind, which can be overtaken by increasing the stiffness through the addition of buttresses to the junctions of the frames.

The analysis and design of the structure's members and connections were based on the Eurocodes 0, 1, 3 and 8 and the Greek National Appendices. The anti-seismic estimation was based on Eurocode 8. The material used for the construction is structural steel S235.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Αβραάμ Τάσο που με τον ρόλο του επιβλέποντα καθηγητή μου προσέφερε με προθυμία τις απαραίτητες συμβουλές και κατευθύνσεις για την περαίωση αυτής της εργασίας.

Θερμές ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω επίσης για όλους τους υποψήφιους διδάκτορες στο εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών που με υπομονή με βοήθησαν στην κατανόηση και στην χρήση των στατικών προγραμμάτων Η/Υ που χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία.

Ευχαριστώ την οικογένειά μου που με στήριξε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου, ελπίζοντας να καταφέρω να της προσφέρω και γω με τη σειρά μου ό,τι καλύτερο.

Ευχαριστώ το φοιτητικό κίνημα που με εφοδίασε με σκέψη και πρακτική και μέσα από αυτό έμαθα να παλεύω συλλογικά για τα δικαιώματα και τις ανάγκες μας. Ευχαριστώ, επίσης, όλους εκείνους που σταθήκαμε μαζί σε αυτούς τους αγώνες.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης έγινε λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για τις μεταλλικές κατασκευές. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής ήταν μέσω της εκπόνησης της μελέτης μίας μονώροφης μεταλλικής κατασκευής να εφαρμοστούν οι βασικές γνώσεις κορμού που αποκτήθηκαν τα προηγούμενα χρόνια από τη φοίτηση στη Σχολή, εφαρμόζοντας παράλληλα τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων, καθώς και να αναπτυχθούν δεξιότητες που αφορούν στο σχεδιασμό και στην ανάλυση προσομοιωμένων κατασκευών με τη χρήση προγράμματος σε Η/Υ. Επίσης προσπάθεια έγινε να διερευνηθούν βέλτιστοι τρόποι σχεδιασμού συγκεκριμένων μελών και προσομοίωσής τους με τον πιο αντιπροσωπευτικό τρόπο στο πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε.

Παράλληλα, η ειδική ενασχόληση με το θέμα της μελέτης σύγχρονων εναλλακτικών για την ανακατασκευή του υπάρχοντος σιδηροδρομικού σταθμού έχει ως αφορμή τη σημασία συγκοινωνιακών έργων σαν αυτό, αλλά και το ιδιαίτερο ενδιαφέρον που παρουσιάζει η καθ' αυτή κατασκευή από τη σκοπιά του μηχανικού καθώς και αισθητικά.

1.2 Μεταλλικές κατασκευές

Ο δομικός χάλυβας είναι κράμα με βασικό συστατικό το σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως Άνθρακας(C), Μαγγάνιο(Mn), Πυρίτιο(Si), Νικέλιο(Ni), Χαλκός(Cu), Χρώμιο(Cr), Μολυβδαίνιο(Mo), Βαδάνιο(V), Ζιρκόνιο(Zr), Θείο(S), Φωσφόρος(P). Ορισμένα από αυτά είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, ολκιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, συγκολλησιμότητα κλπ). Μικρή μεταβολή της μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,7%. Οι συνήθεις δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Τα τελευταία χρόνια ο δομικός χάλυβας έχει κυριαρχήσει στο χώρο των κατασκευών. Τα πρώτα κτίρια που κατασκευάστηκαν από δομικό χάλυβα ήταν κτίρια με βιομηχανική χρήση, όπως βιομηχανικές εγκαταστάσεις, στέγαστρα και αποθήκες. Η κατασκευή ενός κτιρίου από χάλυβα μας δίνει τη δυνατότητα δημιουργίας κτιρίων με μεγάλα ανοίγματα, χωρίς να υπάρχει ανάγκη από ενδιάμεσα υποστυλώματα. Με αυτό τον τρόπο μπορεί να δημιουργηθεί περισσότερος εκμεταλλεύσιμος χώρος, ο οποίος εξυπηρετεί κάθε είδους βιομηχανική και όχι μόνο δραστηριότητα. Επίσης ένα μεταλλικό κτίριο μπορεί ανά πάσα στιγμή να επεκταθεί γρήγορα και απλά, ως επίσης και να αποσυναρμολογηθεί και να μεταφερθεί. Τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου τρόπου κατασκευής σε συνδυασμό με την ποιότητα κατασκευής ώθησαν τους μελετητές και τους κατασκευαστές να εισαγάγουν το δομικό χάλυβα και σε κτίρια άλλων χρήσεων (γέφυρες, σήραγγες, ιστοί τηλεπικοινωνιών, πολυώροφα κτίρια, σιλό, σταθμοί διοδίων, βιομηχανικά ράφια, κατοικίες).

Πλεονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κτιρίων:

Α) Ο χάλυβας έχει μικρό ίδιο βάρος και μεγάλη αντοχή, συνεπώς μειώνεται το μόνιμο φορτίο της κατασκευής, εξοικονομείται υλικό και χώρος, μειώνεται η αδρανειακή σεισμική δράση, και γίνεται πιο απλή θεμελίωση, ειδικά σε κακής ποιότητας εδάφη.

Β) Μεγάλη ταχύτητα κατασκευής.

Γ) Υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου. Αυτό έχει θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του.

Δ) Πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκριση σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα και στα μικρά αδρανειακά φορτία.

Ε) Μορφολογική ελευθερία και ευκολία επισκευής, τροποποίησης και ενίσχυσης της υπάρχουσας κατασκευής.

ΣΤ) Ομοιογένεια υλικού. Ο δομικός χάλυβας έχει σταθερά χαρακτηριστικά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού, και έτσι εξασφαλίζεται η ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης και των ελέγχων αντοχής.

Ζ) Μονιμότητα υλικού (μπορεί να εξασφαλιστεί και απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής) λόγω αμετάβλητων χαρακτηριστικών στο χρόνο. Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλη συντήρηση.

Μειονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κτιρίων:

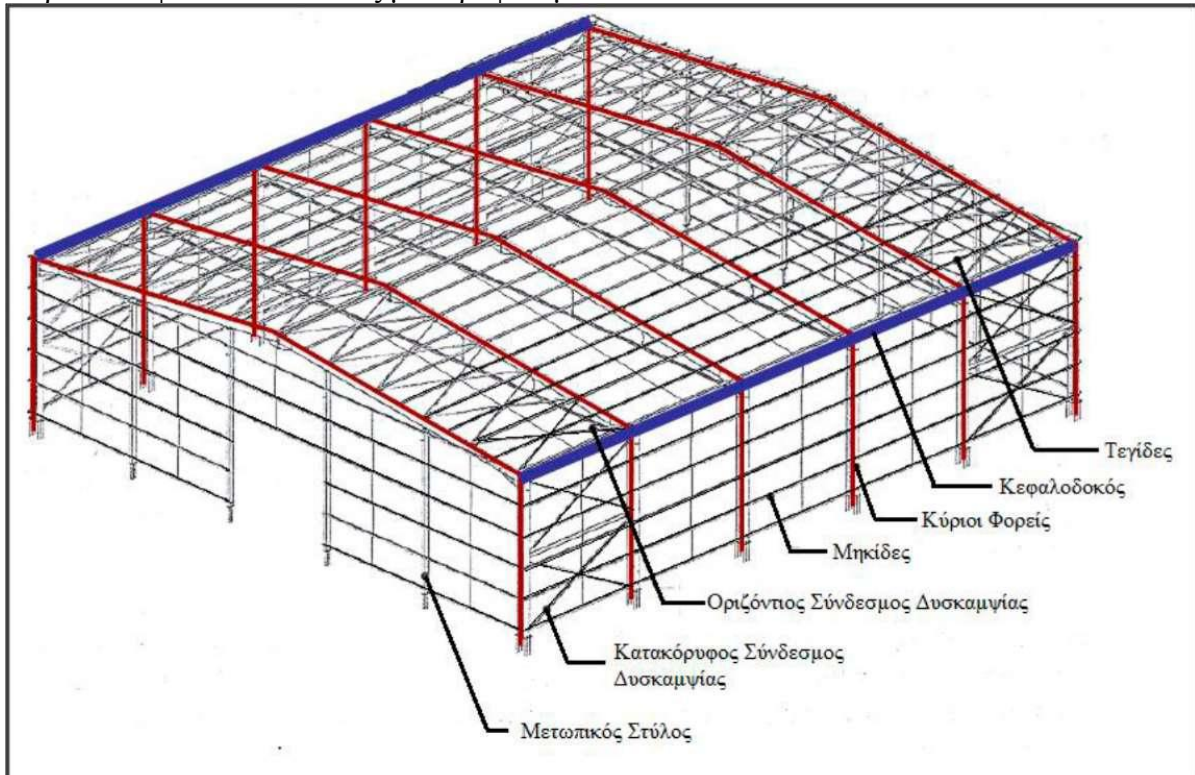
Α) Κόστος πρώτης ύλης.

Β) Αυξημένη ανάγκη προστασίας από διάβρωση και πυροπροστασίας.

Γ) Ανάγκη συντήρησης.

Δ) Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.

Παρακάτω φαίνονται εικόνες μονώροφων μεταλλικών κατασκευών



Σχήμα 1.1: Φέρων οργανισμός μεταλλικού υπόστεγου



Σχήμα 1.2



Σχήμα 1.3

Σιδηροδρομικοί σταθμοί και μεταλλικές κατασκευές

Οι σιδηροδρομικοί σταθμοί αποτελούν σημαντικές κατασκευές, απαραίτητες για τη λειτουργία του σιδηροδρόμου, οι οποίες συχνά εξυπηρετούν μεγάλο πλήθος επιβατών. Η μεγάλη κίνηση σε αυτούς, αλλά και το γεγονός ότι μπορεί να αποτελούν σημαντικούς συγκοινωνιακούς κόμβους, πολλές φορές οδηγούν στο σχεδιασμό τους με ιδιαίτερα μορφολογικά χαρακτηριστικά, ακόμα και μνημειακού χαρακτήρα, ενισχύοντας τα συναισθήματα του επισκέπτη.

Έτσι, αποτελούν σημαντικούς σταθμούς της ιστορίας των κατασκευών ταυτισμένους με την ιδέα της προόδου που συνόδεψε την βιομηχανική επανάσταση και την εκπληκτική διάδοση των μεταλλικών κατασκευών που έκαναν δυνατή την υλοποίηση τολμηρών και επιβλητικών έργων ικανών να εκφράσουν τις φιλοδοξίες μιας εποχής που πίστευε ότι δεν θα γνώριζε όρια.

Πέρα, όμως, από τον επιβλητικό τους χαρακτήρα, στην ιστορία των κατασκευών σηματοδοτούν μια εποχή που η κατασκευαστική πρόοδος είναι συνυφασμένη με την γέννηση των σύγχρονων πολιτικών μηχανικών στους οποίους οφείλεται όχι μόνον υποδομή που ήταν απαραίτητη για την λειτουργία του σιδηροδρόμου (τροχιές, γεφυρώσεις κλπ), αλλά σε μεγάλο βαθμό και η μορφολογική και τεχνική διαμόρφωση των σταθμών της εποχής. Έτσι έχουμε τη γενίκευση της χρήσης του χάλυβα που ξεκινώντας από την κάλυψη των αναγκών του σιδηροδρομικού δικτύου επεκτάθηκε σε ορισμένες περιπτώσεις έργων και στις κτιριακές κατασκευές. Γεννήθηκε, έτσι, η σύγχρονη στατική μέσα από την πρακτική και θεωρητική αναζήτηση των νόμων της συμπεριφοράς του νέου αυτού υλικού.

1.3 Παρουσίαση υπάρχοντος έργου, του σταθμού ΗΣΑΠ του Πειραιά



Σχήμα 1.4: Εξωτερική άποψη του σταθμού ΗΣΑΠ στον Πειραιά

Η γραμμή του ΗΣΑΠ και ο τερματικός σταθμός στον Πειραιά είναι ένα ιστορικό και πολύ σημαντικό έργο για τις αστικές συγκοινωνίες της μητροπολιτικής περιοχής Αθηνών – Πειραιώς. Είναι ένας σταθμός με μεγάλη επιβατική κίνηση και το βασικότερο συγκοινωνιακό έργο που εξυπηρετεί το κέντρο της πόλης του Πειραιά, συνδέοντας τον με το κέντρο της Αθήνας και όλα τα ενδιάμεσα προάστια μέχρι και την Κηφισιά. Μάλιστα το κομμάτι μεταξύ Θησείου και Πειραιά, τότε με μονή γραμμή και ατμοκίνητο, αποτελεί τον πρώτο σιδηρόδρομο που κατασκευάστηκε ποτέ στην Ελλάδα το 1869. Επίσης, ο «ηλεκτρικός» είναι το κύριο Μέσο Μαζικής Μεταφοράς που εξυπηρετεί το μεγαλύτερο σε έκταση, εμπορική και επιβατική κίνηση λιμάνι της χώρας, αυτό του Πειραιά. Ο ήδη προηγουμένως σημαντικός συγκοινωνιακός ρόλος του σταθμού, αυξήθηκε ακόμη περισσότερο με τη λειτουργία και την επέκταση από το 2000 και μετά του δικτύου του Μετρό και την ενσωμάτωση της παλιάς γραμμής του ΗΣΑΠ σε αυτό. Με αυτόν τον τρόπο, ο σταθμός επιτρέπει τη σύνδεση του Πειραιά με πολύ περισσότερες περιοχές του λεκανοπεδίου.

Ο σταθμός βρίσκεται στην ΒΑ γωνία του λιμένα Πειραιώς, στην ακτή Καλλιμασιώτη και δίπλα του βρίσκεται η πλατεία Οδησού. Η εξωτερική εμφάνιση του κτηρίου δεν υποδηλώνει ξεκάθαρα τη λειτουργία του και θα μπορούσε να είναι ένα οποιοδήποτε νεοκλασικό κτήριο υπηρεσίας ή ξενοδοχείο (βλ. σχήμα 1.4). Η αίθουσα αφίξεων – αναχωρήσεων και το μεταλλικό στέγαστρο που την καλύπτει αποκρύπτονται πλήρως από τις όψεις του κτηρίου και του διπλανού μηχανοστασίου και έτσι η χρήση του γίνεται αντιληπτή μετά την είσοδο στο κτήριο (βλ. σχήμα 1.5) Φαίνεται, λοιπόν, ότι υπήρξε συνειδητή επιλογή πλήρους ένταξης του στο αστικό περιβάλλον, ενώ το αισθητικά πομπώδες στέγαστρο μπορεί να θαυμαστεί μόνο από το εσωτερικό του.



Σχήμα 1.5: Άποψη του μεταλλικού στεγάστρου από το εσωτερικό του σταθμού



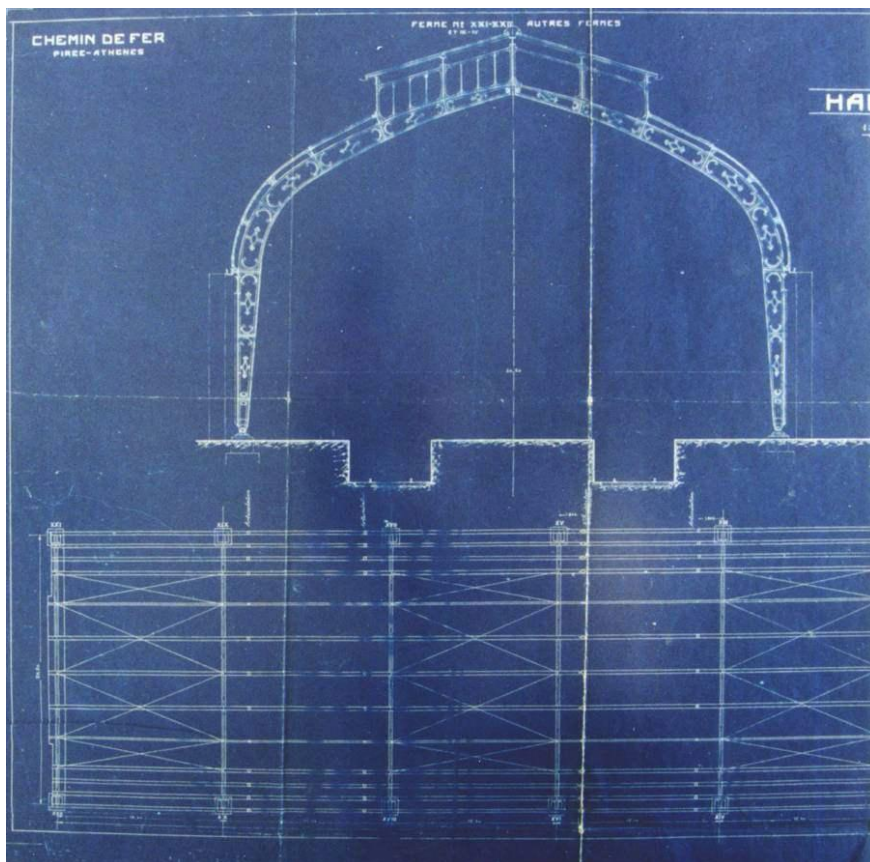
Σχήμα 1.6: Το στέγαστρο υπό κατασκευή το 1926

Η κατασκευή του μεταλλικού υπόστεγου πραγματοποιήθηκε χωριστά από τα λοιπά κτήρια του σταθμού και τη μελέτη ανέλαβε μετά από διαγωνισμό η γαλλική εταιρεία Dyle et Bacalan το 1926. Η ανέγερση ολοκληρώθηκε από τη Γενική Εταιρία Κατασκευών μετά από παράδοση στον Πειραιά βιομηχανοποιημένου όλου του απαραίτητου υλικού. Το βάρος της κατασκευής έφτανε συνολικά τους 375 τόνους χάλυβα και επιπλέον 12,5 τόνους γαλβανισμένων στοιχείων, ενώ το κόστος της άγγιζε τις 5900 λίρες Αγγλίας. Ενδιαφέρον παρουσιάζουν επίσης τα σχέδια και οι στατικοί υπολογισμοί του στεγάστρου, όπου το πρόβλημα έχει αναλυθεί σε επίπεδους φορείς που έχουν επιλυθεί με γραφικές μεθόδους. Η διαστασιολόγηση των επί μέρους διατομών γίνεται με επιτρεπόμενες τάσεις και τις γνωστές σχέσεις της αντοχής των υλικών για την κάμψη με ορθή δύναμη και η περίπτωση του λυγισμού αντιμετωπίζεται με μείωση της διαθέσιμης διατομής μέσω συντελεστή. (βλ. σχήματα 1.9, 1.10, 1.11, 1.12)

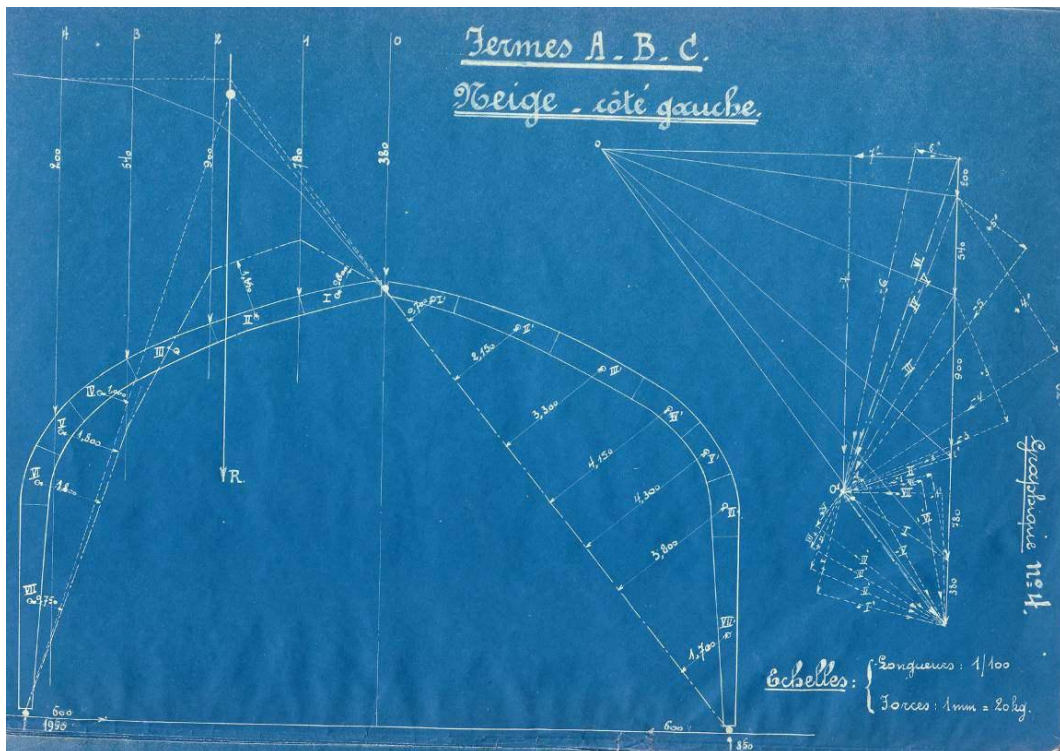
Τεχνικά, το στέγαστρο αποτελείται από μια σειρά αψιδωτών τριαρθρωτών τόξων ανοίγματος 20,20m και ύψους 12,70m, τοποθετημένων ανά 12,30m σχηματίζοντας μια αίθουσα συνολικού μήκους 123,0m που καλύπτει τις δύο γραμμές. Τα ανοίγματα μεταξύ των τόξων κατά μήκος της αίθουσας καλύπτονται με αρθρωτές δοκούς Gerber επί των οποίων στερεώνονται δευτερεύουσες δοκοί (παράλληλες των πλαισίων) που φέρουν τα υαλοστάσια της οροφής. Πάνω από τα τόξα υπάρχει τριγωνική υπερύψωση της στέγης (λατέρνα) για τον αερισμό της αίθουσας. Οι σύνθετες διατομές του τόξου μορφώνονται από επίπεδα ελάσματα και γωνιακά προφίλ πριτσινωμένα μεταξύ τους. Οι απαραίτητες συνδέσεις για την μόρφωση της όλης κατασκευής είναι κατά κανόνα πριτσινωτές (γυρωτικός ήλος). Η επικάλυψη του στεγάστρου αποτελείται στο ψηλότερο τμήμα της οροφής από ημιδιαφανές υλικό, πλέον πλέξιγκλας, ενώ τα κατώτερα εκατέρωθεν τμήματα από διακοσμημένες τσιμεντοσανίδες.



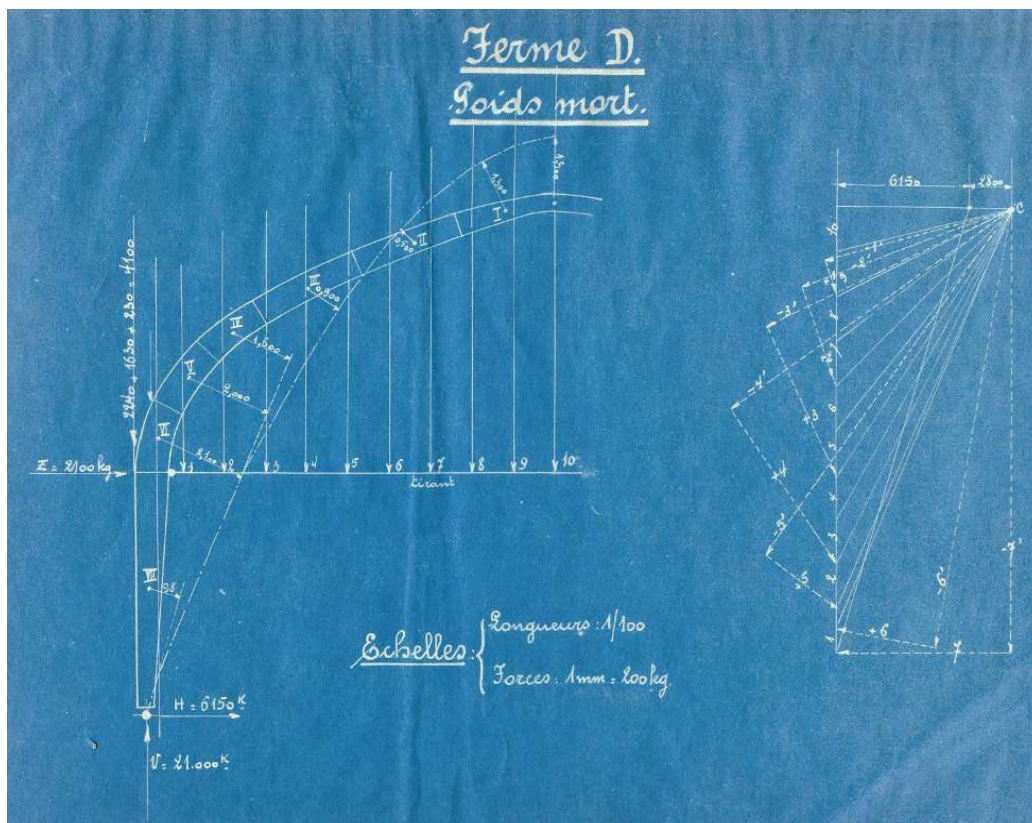
Σχήμα 1.7: Η άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος



Σχήμα 1.8: Ο τοξωτός φορέας και μέρος της γενικής διάταξης της στέγης



Σχήμα 1.9: Επίλυση με μονόπλευρη χιονοφόρτιση



Σχήμα 1.10: Επίλυση με νεκρά φορτία

Poussée horizontale: poids mort: 8000
 neige: 1200
 vent (côté opposé): 3850
 13050 kg.

Effort maximum: $P = \sqrt{4250^2 + 13050^2} = 44600$

Profil: $\Phi 110$ mm.
 Section: 9500 mm²
 $R = \frac{44600}{9500} = 4,7 \text{ kg/mm}^2$

b) Arraisins d'appuis

Joints: surface d'appui qui interviennent: $2 \times 60 \times \frac{110}{2} = 6600 \text{ mm}^2$
 $R = \frac{44600}{6600} = 6,8 \text{ kg/mm}^2$

Ancre: 4 boulons $\Phi 25$
 section: $4 \times 491 = 1964 \text{ mm}^2$
 poussée horizontale: 13050 kg
 $R = \frac{13050}{1964} = 6,7 \text{ kg/mm}^2$

Σχήμα 1.11: Διαστασιολόγηση της άρθρωσης στη βάση του πλαισίου

a) Poutres portantes

$\alpha = 40,19^\circ$

$\left. \begin{array}{l} \sin \alpha = 0,648 \\ \cos \alpha = 0,932 \\ \tan \alpha = 0,693 \end{array} \right\}$

Sollicitation

1) Poids mort: Coiture: $47 \times \frac{2,692}{2} \times 0,932 = 59 \text{ kg}$
 Poids propre: $47 \times 0,932 = 44$
 Carroi: $52 \times 0,932 = 48,5$
 Douvelle: $36 \times 0,932 = 33,5$
 185 kg

2) Neige: $25 \times 0,916 \times 0,932 + \frac{2,692}{2} = 29$

3) Vent: $125 \times 0,707 + \frac{2,692}{2} \times \cos(23,46^\circ - 40,19^\circ) = 56$

Charge par mt. et à l'axe principale de la poutre = $185 + 29 + 56 = 270 \text{ kg}$
 $N^o \text{ fl.} = \frac{241 \times 12,500}{10} = 2883 \text{ kgm}$
 L'homme donne un moment fléchissant de 308 kgm. qui se décompose normal à l'axe principale: $308 \times 0,932 = 287 \text{ kgm}$
 parallèle " " " " $308 \times 0,362 = 111 \text{ kgm}$
 $N^o \text{ fl. total (normal)} = 2883 + 287 = 2570 \text{ kgm}$

Profil: $\Sigma 300 \times 100 \times 10$
 $I = 535 \text{ cm}^4$
 $R = \frac{2570}{535} = 4,80 \text{ kg/cm}^2$
 flèche = $4,8 \times \frac{12,5^3}{30} \times 0,7725 = 11,8 \text{ mm}$, soit $\frac{1}{655}$

La poussée suivant l'axe principale de la poutre = $270 \times 0,393 = 85 \text{ kg}$
 La résultante des composantes du vent suivant le versant, a une tendance à soulager la poutre sur l'axe principale de la poutre.

Profil: 1 âme 750×10 , 5 L $110 \times 110 \times 10$, 10 em. sup. 380×10
 $I = 136.000 \text{ cm}^4$ (âme et 4 L)
 $I = 3630 \text{ cm}^4$
 Section brute: 15.900 mm^2
 $R = \frac{35220}{3630} + \frac{1080}{15900} = 10 \text{ kg/mm}^2$ (environ)

2) Au milieu
 $\Sigma \text{ kgf. p.} = 8800 + 1650 = 10.450 \text{ kgm}$
 Effort de compression $N_2 = 4680 \text{ kg}$

Profil: (voir plus haut)
 Longueur de flambage latéral: 18×300
 Rayon de giration minimum (en tenant compte du plat supérieur): $e = 160 \text{ mm}$
 $\frac{l}{r} = 88 \text{ mm}$
 Section de flambage: $10900 \times 0,566 = 9000 \text{ mm}^2$
 $R = \frac{10.450}{9000} + \frac{4080}{9000} = 1,7 \text{ kg/mm}^2$

Justification des montants
 $\Sigma \text{ kgf. e.} = 35220 \text{ kgm}$
 Réactions verticales:
 $V_1 = 2000 \text{ kg}$ (extérieures)
 $V_2 = 3420, 2 \times 3400, 2 \times 2710 = 15.650 \text{ kg}$
 $V_3 = 1080 \text{ kg}$
 $N = V_1 + V_2 + V_3 = 18.850 \text{ kg}$

Profil: 1 âme 970×10 , 4 L $110 \times 110 \times 10$
 $I = 246.000 \text{ cm}^4$, $I = 4450 \text{ cm}^4$, A brute: 12100 mm^2
 longueur de flambage: 5×100 ; rayon de giration (en tenant compte de la liaison avec la poutre): 305 mm
 $\frac{l}{r} = \frac{5100}{305} = 17$; R flambage: $18.100 \times 0,785 = 14.200 \text{ mm}^2$
 $R = \frac{35220}{14200} + \frac{18.850}{14200} = 9,2 \text{ kg/mm}^2$

Σχήμα 1.12: Διαστασιολόγηση στοιχείων της κατασκευής, το προφίλ της δεξιάς σελίδας υπολογίζεται σε λυγισμό με μείωση της διατομής (section de flambage)

2 Το κτήριο

2.1 Παρουσίαση του έργου

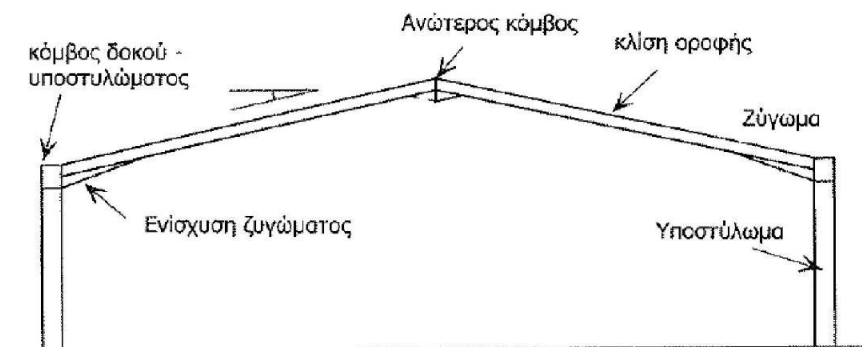
Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι ο επανασχεδιασμός σύμφωνα με σύγχρονα πρότυπα, πρακτικές και μορφή του μεταλλικού υπόστεγου του σταθμού του ΗΣΑΠ στον Πειραιά. Μελετώνται δύο εναλλακτικές λύσεις, η μία με πακτωμένα ολόσωμα πλαίσια σταθερής διατομής υποστυλωμάτων και ζυγώματος και η άλλη με τριαρθρωτούς κύριους φορείς και ολόσωμα μέλη μεταβλητής διατομής. Και οι δύο εναλλακτικές έχουν όμοια μορφή και διαστάσεις. Η μορφή που επιλέγεται διαφέρει αισθητικά από τα τοξωτά πλαίσια της υπάρχουσας κατασκευής και είναι η συνήθης μορφή του δίριχτου ζευκτού που στηρίζεται σε ευθύγραμμα υποστυλώματα. Ωστόσο, έγινε προσπάθεια ώστε η μορφή να πλησιάζει σε γενικές γραμμές αυτή του υπάρχοντος έργου, καθώς επίσης και οι διαστάσεις να είναι παρόμοιες με τις πραγματικές.

Στο στατικό πρόγραμμα μελετάται το μισό κτήριο, το οποίο είναι συμμετρικό στο υπόλοιπο μισό και αποτελείται από 12 πλαίσια ανά 5,5m, δηλαδή έχει μήκος 60,5m. Το συνολικό μήκος της κατασκευής είναι 121m. Τα πλαίσια έχουν άνοιγμα 20m μετρούμενο από τους άξονες των υποστυλωμάτων. Τα υποστυλώματα έχουν ύψος 9,9m. Το ζύγωμα έχει κλίση 19,8° και το ύψος της κατασκευής είναι 13,5m. Στο μισό κτήριο που μελετάται έχουν τοποθετηθεί χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας οριζόντιοι και κατακόρυφοι στο πρώτο, στο μεσαίο και στο τελευταίο φάτνωμα μεταξύ πλαισίων, άρα το σύνολο έργο φέρει συνδέσμους δυσκαμψίας σε 6 φατνώματα.

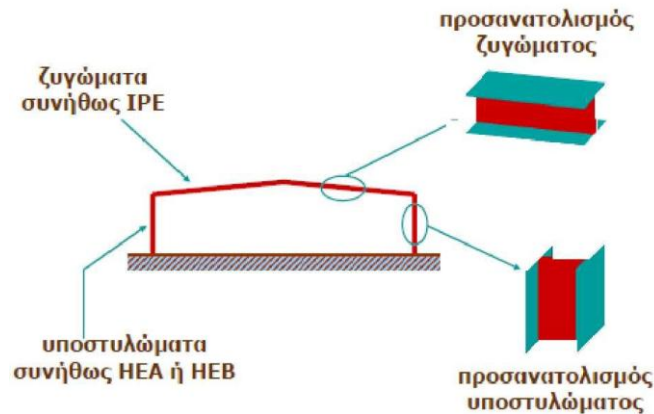
2.2 Δομικά στοιχεία της κατασκευής

2.2.1 Κύριοι φορείς - πλαίσια

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων μέσα στο επίπεδο τους. Παραλαμβάνουν κυρίως φορτία χιονιού, ανέμου και σεισμικές δυνάμεις. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των κύριων φορτίων της κατασκευής, τα οποία και μεταβιβάζουν μέσω της θεμελίωσης τους στο έδαφος.



Σχήμα 2.1: Χαρακτηριστική διάταξη πλαισίου

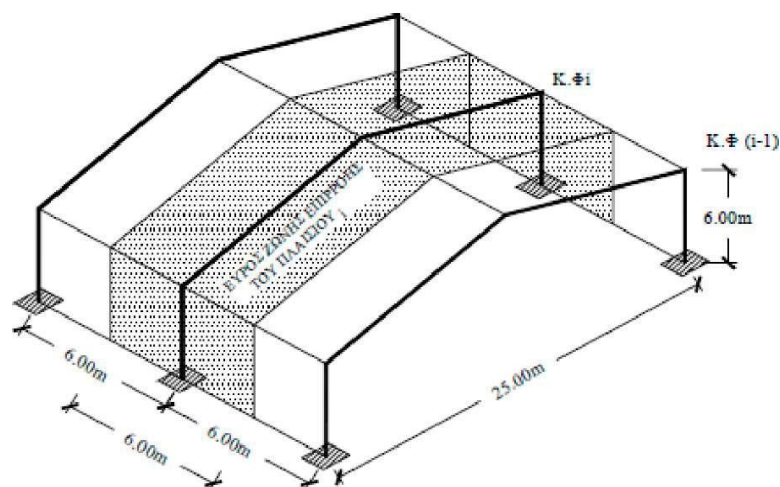


Σχήμα 2.2: Ορθός προσανατολισμός διατομών διπλού ταυ επιπέδων πλαισίων

Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι:

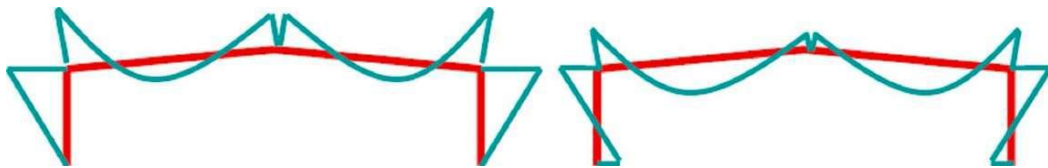
- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- Δικτυωτά

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζύγωμα, το οποίο συνήθως είναι δίριχτο με κλίση περίπου 10° , ώστε να παραλαμβάνει και τα κατακόρυφα φορτία και με αξονική, όχι μόνο με καμπτική δράση. Τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για το λόγο αυτό, για τα μέλη των κύριων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταυ, αφού όσο πιο απομακρυσμένα είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της, τόσο καλύτερα συμπεριφέρεται σε κάμψη, γιατί το υλικό συγκεντρώνεται σε θέσεις αυξημένων τάσεων. Έτσι μεγαλώνει η ροπή αδράνειας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας, και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται συνήθως από υψίκορμες διατομές όπως IPE και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες διατομές όπως HEA ή HEB. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών των κύριων φορέων τοποθετούνται έτσι ώστε κατά τη δράση μεγάλων φορτίων κατά μια ορισμένη διεύθυνση να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.3: Εύρος ζώνης επιρροής τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου

Όπως ειπώθηκε και πριν, οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρώντων φορτίων στην κατασκευή, (άνεμος, χιόνι, σεισμός και το ίδιο βάρος επικάλυψης, τεγίδων, μηκίδων και του εαυτού τους). Όλα αυτά τα μεταβιβάζουν στα θεμέλιά τους, και από εκεί στο έδαφος. Ο τρόπος που αυτοί μορφώνονται (όλοι στην ίδια ευθεία και ισαπέχοντες) επιτρέπει να θεωρηθεί πως το ιδεατό εμβαδό με το οποίο συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής, είναι αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 2.3. Το εμβαδόν αυτό προκύπτει από τις ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δύο διαδοχικών πλαισίων, ενώ η πράξη έχει δείξει πως το σφάλμα αυτής της θεώρησης είναι πολύ μικρό σε σχέση με την επιθυμητή ακρίβεια.

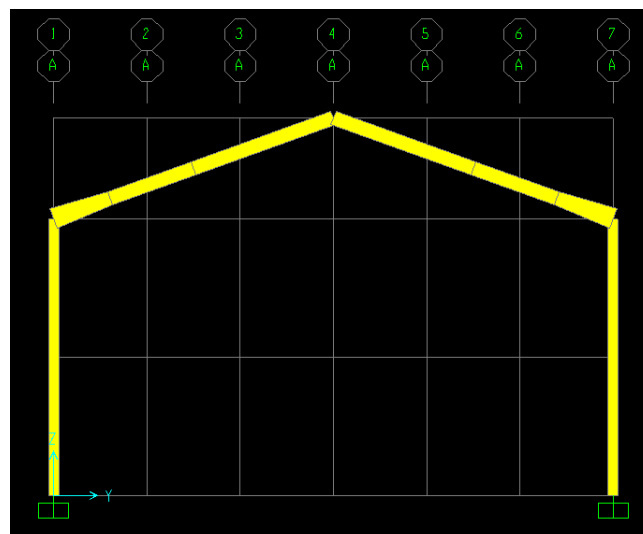


Σχήμα 2.4: Κατανομή καμπτικών ροπών αμφιαρθρωτού και αμφίπακτου πλαισίου

Η θεμελίωση του πλαισίου μπορεί να είναι άρθρωση ή πάκτωση. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο σε σύγκριση προς το αντίστοιχό του αμφιαρθρωτό, έχει συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου, αλλά παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών καθώς και μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα, όσο και υπό τα οριζόντια φορτία, γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στη οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. (βλ. Σχήμα 2.4)

- Πρώτη εναλλακτική λύση με αμφίπακτα πλαίσια

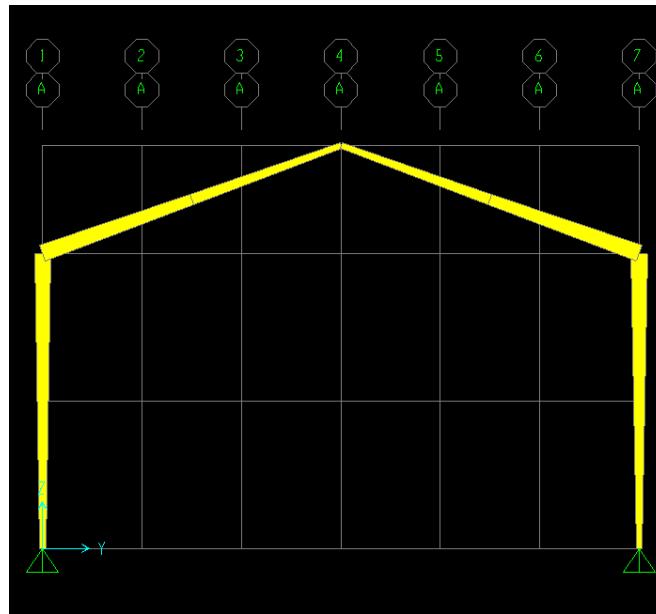
Σε αυτή τη λύση τα υποστυλώματα των πλαισίων αποτελούνται από ολόσωμες ελατές δοκούς πρότυπης σταθερής διατομής HEB360, ενώ οι δοκοί του ζευκτού από επίσης ολόσωμες ελατές δοκούς πρότυπης διατομής IPE500. Οι κόμβοι των πλαισίων είναι ενισχυμένοι με συγκόλληση διατομής στο κάτω πέλμα του ζυγώματος.



Σχήμα 2.5: Όψη του πλαισίου της πρώτης λύσης

- Δεύτερη εναλλακτική λύση με τριαρθρωτά πλαίσια

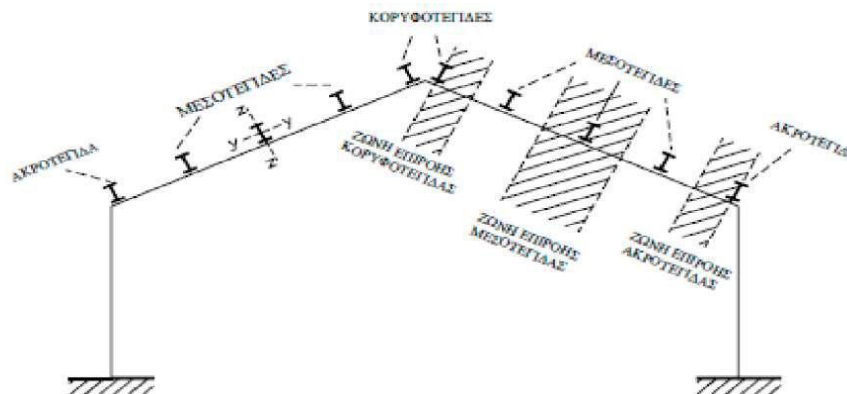
Εδώ έγινε προσπάθεια ο φορέας να έχει παρόμοια χαρακτηριστικά με αυτά του υπαρκτού. Επομένως, σε αυτή τη λύση τα υποστυλώματα και οι δοκοί του ζευκτού αποτελούνται από ολόσωμες συγκολλητές δοκούς διατομής μεταβλητού ύψους. Το ύψος της διατομής μεταβάλλεται γραμμικά από 200mm σε 550mm, ενώ το πλάτος της από 200mm σε 300mm. Στο υποστύλωμα το πάχος των πελμάτων της διατομής είναι 25mm και το πάχος του κορμού 15mm. Στη δοκό του ζυγώματος το πάχος των πελμάτων είναι 25mm και το πάχος του κορμού 12mm.



Σχήμα 2.6: Όψη του πλαισίου της δεύτερης λύσης

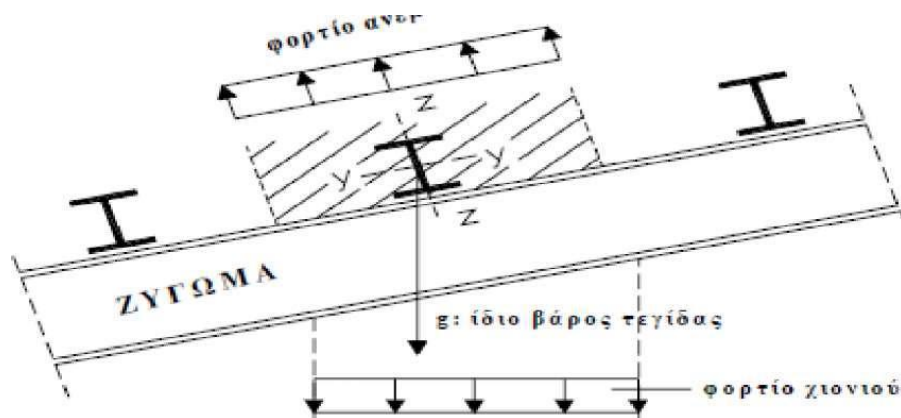
2.2.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση (φορτία χιονιού, ανεμοπίεση, βάρος φύλλων επικάλυψης, ωφέλιμο φορτίο). Επίσης, στις τεγίδες συχνά αναρτάται ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, ψευδοροφές και άλλα στοιχεία. Οι τεγίδες διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους (βλ. Σχήμα 2.7), συνήθως ανά 2,00m έως 3,50m.



Σχήμα 2.7: Ζώνη επιρροής τεγίδων

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη. Συνήθως υλοποιούνται από ελατές διατομές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, και συνηθέστερα οι ΙΡΕ. Χρησιμοποιούνται επίσης και διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη χρησιμοποιούνται πλατύπελμα I, συνήθως ΗΕΑ. Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμιων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές ΗΕΒ.



Σχήμα 2.8: Διευθύνσεις φορτίων τεγίδας

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί (π.χ. συνεχείς δοκοί 2 ανοιγμάτων). Επίσης αρκετά συνηθισμένες είναι οι τεγίδες τύπου Gerber.

- Τα αμφιέριστα στοιχεία είναι πιο εύκολα στη σύνδεση και στην ανέγερση, όμως υπό το ίδιο φορτίο, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, παρουσιάζουν μεγαλύτερες καμπτικές ροπές και μεγαλύτερες παραμορφώσεις, δηλαδή χρειάζονται μεγαλύτερες διατομές.
- Τεγίδες συνεχείς επί 2 διαδοχικών ανοιγμάτων έχουν την ίδια μέγιστη καμπτική ροπή με τα αμφιαρθρωτά στοιχεία, όμως παρουσιάζουν μικρότερες παραμορφώσεις.
- Τεγίδες τύπου Gerber είναι συνεχείς τεγίδες με ενδιάμεσες αρθρώσεις.

Στη συγκεκριμένη εργασία οι τεγίδες που επιλέγονται και για τις δύο εναλλακτικές λύσεις είναι αμφιέριστες μήκους 5,5m και διατομής ΙΡΕ160 τοποθετημένες ανά 1,77m, μετρούμενα σε επίπεδο παράλληλο της στέγης. Οι τεγίδες επίσης θεωρήθηκαν στο στατικό προσομοίωμα ως συμμετέχουσες στα δικτυώματα των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, λειτουργώντας ως ορθοστάτες. Λόγω της σχετικά μεγάλης κλίσης της στέγης ($19,8^\circ$), οι τεγίδες υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με σχετικά σημαντική ροπή και περί τον ασθενή άξονα. Επίσης θεωρήθηκε ότι τα φύλλα επικάλυψης είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων γεγονός που προσφέρει συνεχή υποστήριξη στο άνω πέλμα των τεγίδων και παρεμποδίζει τις πλευρικές παραμορφώσεις τους καθώς. Μερικώς δεσμευμένη θεωρήθηκε και η ελευθερία στροφής των τεγίδων εξαιτίας της δυσκαμψίας των φύλλων για παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου τους.

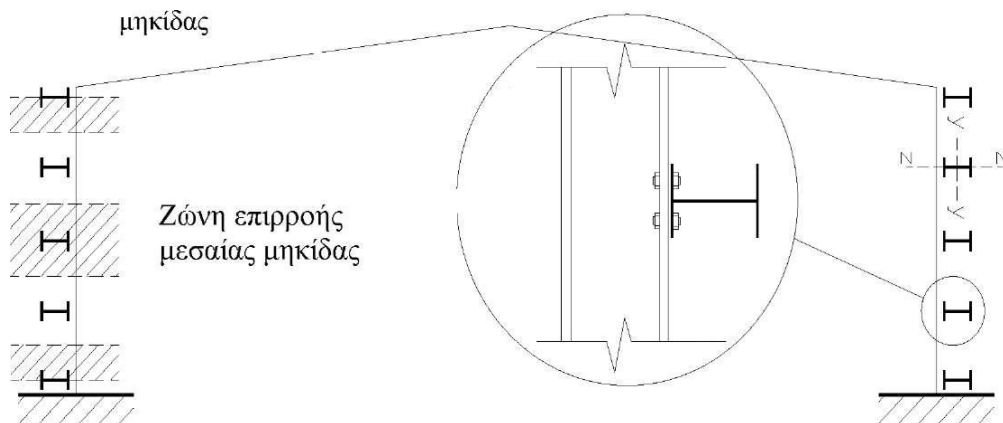
2.2.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται ανά αποστάσεις σε όλες τις όψεις του κτιρίου, και γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Οι μηκίδες συνήθως κατασκευάζονται κατά τρόπο παρόμοιο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν και την ίδια διατομή. Κύρια φόρτιση των μηκίδων είναι η ανεμοπίεση.

Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Το κάτω πέλμα τους εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών των υποστυλωμάτων, επιτυγχάνοντας έτσι την ενεργοποίηση και των δυο κύριων αξόνων αδράνειάς τους. Πιο συγκεκριμένα ο ισχυρός άξονας των μηκίδων παραλαμβάνει τον άνεμο, ενώ ο ασθενής άξονας παραλαμβάνει τα ίδια βάρη της πλαγιοκάλυψης και το ίδιο βάρος της μηκίδας, τα οποία μεταβιβάζει στα υποστυλώματα των κύριων φορέων.

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στους στύλους διακρίνονται σε:

- α) Ακραίες μηκίδες: πρόκειται για αυτές που βρίσκονται στο ύψος της ένωσης στύλων-ζυγώματος και αυτές που βρίσκονται χαμηλά και συνδέουν τον πόδα του κάθε στύλου.
- β) Ενδιάμεσες μηκίδες: που βρίσκονται σε όλα τα υπόλοιπα ενδιάμεσα ύψη.



Σχήμα 2.9: Ζώνες επιρροής μηκίδων

Στην παρούσα μελέτη οι μηκίδες μήκους 5,5m είναι αμφιέριστες, τοποθετημένες ανά 1,65m και έχουν διατομή IPE160.

2.2.4 Δευτερεύουσες δοκοί - κεφαλοδοκοί

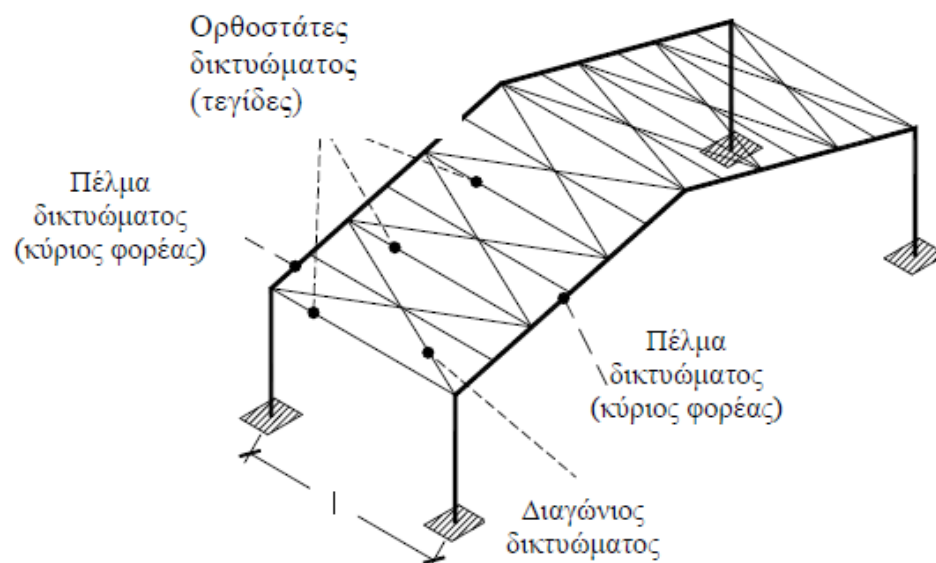
Οι κεφαλοδοκοί είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία, που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και διατρέχουν όλο το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και οι υπόλοιπες οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης.

Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Επίσης η σύνδεση, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετημένου υποστυλώματος με το προηγούμενό του, μέσω κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά. Οι κεφαλοδοκοί στη συγκεκριμένη μελέτη είναι διατομής HEA240.

2.2.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί φορείς, που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγμάτα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες, και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους (βλ. Σχήμα 2.10).

Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης κάθετα προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι αυτοί παρακολουθούν την κλίση των ζυγμάτων των κύριων φορέων, και δεν είναι επίπεδοι φορείς, αν και συνήθως αντιμετωπίζονται ως τέτοιοι.



Σχήμα 2.10: Μέλη δικτύματος οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

- Μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
- Μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων.
- Διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο ακυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγμάτα.
- Συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

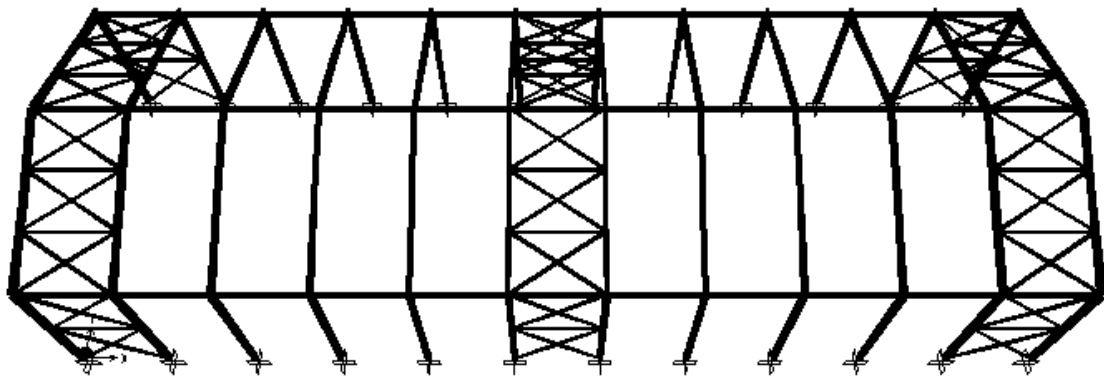
Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχθήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα - γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται, και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία, γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η επικάλυψη στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριους φορείς. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της, αλλά παράλληλες με αυτή.

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται αναγκαστικά στα δύο ακραία φατνώματα του κτιρίου, για να παραλάβουν τα εφελκυστικά ή θλιπτικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υποστέγου, κρίνεται απαραίτητη σε μεγάλου μήκους κτίρια. Τότε είναι δυνατόν να μορφωθεί ένας επιπλέον σύνδεσμος δυσκαμψίας στο μεσαίο φάτνωμα, ή και δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά προτίμηση συμμετρικά από το μεσαίο φάτνωμα.

Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνεται με βάση τις διαγώνιους των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά. Επίσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν και κοίλες κυκλικές διατομές, χωρίς όμως να εξασφαλίζεται οικονομικό αποτέλεσμα, λόγω της δυσχερέστερης διαμόρφωσης των συνδέσεων.

Στο υπό μελέτη κτίριο τοποθετήθηκαν οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα ακραία φατνώματα και στο μεσαίο φάτνωμα του μισού κτηρίου που μελετήθηκε, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.11. Επομένως στο συνολικό κτήριο οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι τοποθετημένοι στα ακραία φατνώματα, στα δύο φατνώματα εκατέρωθεν του κεντρικού πλαισίου και στα μεσαία φατνώματα μεταξύ των προαναφερθέντων (στο $\frac{1}{4}$ περίπου από το άκρο του υπόστεγου).



Σχήμα 2.11: Τοποθέτηση οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στο μισό κτήριο

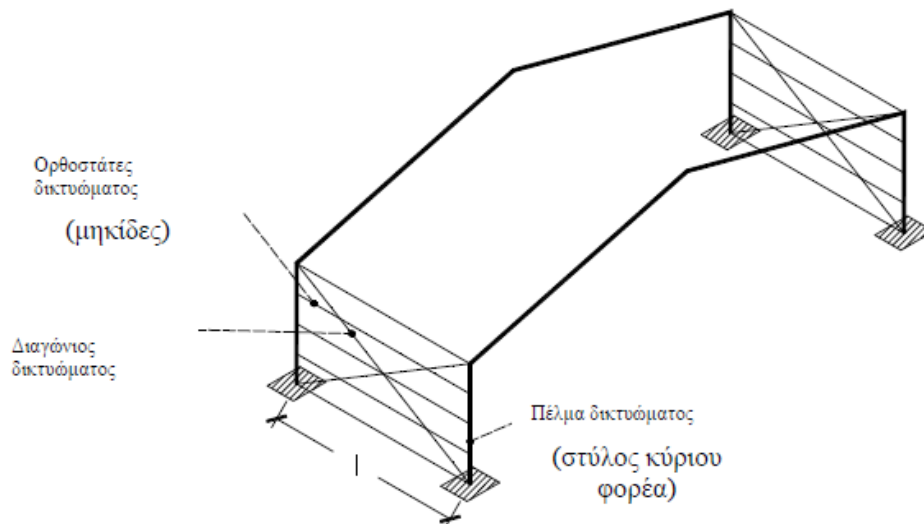
Η διατομή που επιλέχθηκε για τις διαγώνιους είναι ισοσκελή γωνιακά 2L80x12/20

2.2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ορθοστάτες είναι οι μηκίδες και οι κεφαλοδοκοί, και συμπληρώνονται με πρόσθετα διαγώνια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.

Οι κύριες λειτουργίες των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να καταλήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.



Σχήμα 2.12: Μέλη δικτυώματος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι ακόμα και για τις μηκίδες αλλά και για τους στύλους των κύριων φορέων – μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα - γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης. Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων, είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία, γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η πλευρική επικάλυψη είναι τοποθετημένη πάνω στις μηκίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται στα έξω πέλματα των στύλων των κύριων φορέων. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της, αλλά παράλληλες με αυτή από τη μέσα πλευρά.

Στην παρούσα μελέτη οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν στα ίδια φατνώματα με τους οριζόντιους και οι διαγώνιοι τους έχουν διατομές όμοιες με αυτές στους οριζόντιους.

2.2.7 Φύλλα επικάλυψης

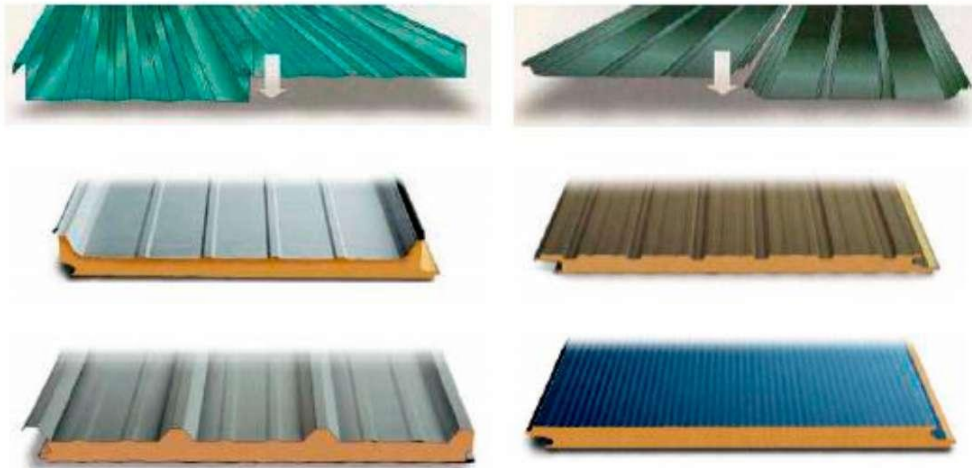
Με τον όρο επικάλυψη εννοούμε τα φύλλα με τα όποια επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς ακυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν τα φορτία.

Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

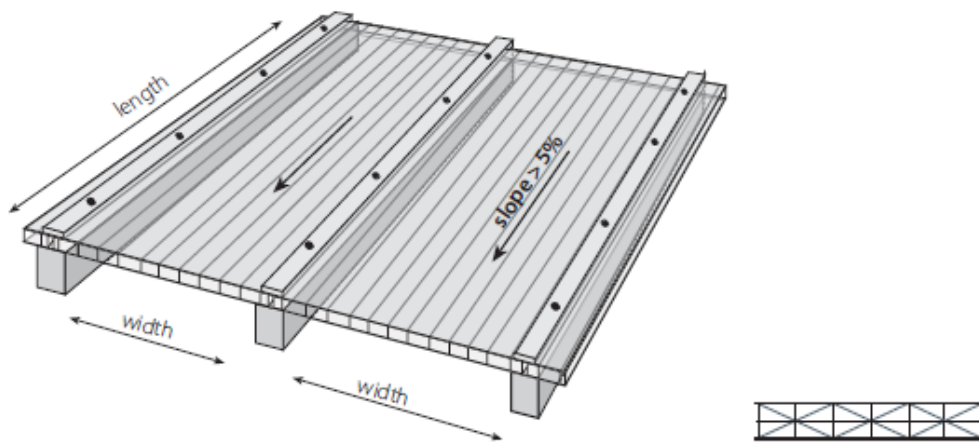
α. Η 'απλή' μορφή φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.

β. Τα θερμο-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολουρεθανίου (θερμο-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30mm έως 80mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

γ. Τα διάφανα πολυκαρμπονικά φύλλα που αποτελούνται είτε από συμπαγή φύλλα τοποθετημένα μόνα τους, είτε διπλά με απόσταση μεταξύ τους αντίστοιχη με το πάχος των θερμομονωτικών, είτε με φύλλα με ενισχυμένη διατομή που αποτελούνται από πολλαπλά εσωτερικά τοιχώματα.



Σχήμα 2.13: Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης και προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης

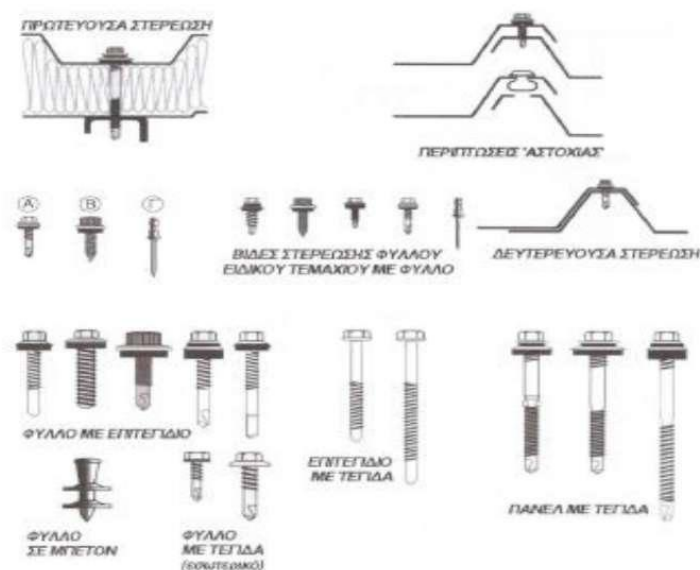


Σχήμα 2.14: Διάφανα πολυκαρμπονικά φύλλα και παράδειγμα ενισχυμένης διατομής

Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στο Σχήμα 2.13 χρησιμοποιούνται τόσο για επιστεγάσματα, όσο και για πλαγιοκαλύψεις. Το τι τύπος φύλλου επικάλυψης θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση και ηχομόνωση, που είναι συνάρτηση του μέρους στο οποίο κατασκευάζεται, αλλά και από τις απαιτήσεις και την οικονομική δυνατότητα του κύριου του έργου. Προφανώς τα συνθετότερα φύλλα επικάλυψης έχουν και το ανάλογο αυξημένο κόστος.

Στην Ελλάδα υπάρχουν αρκετές βιομηχανίες παραγωγής τυποποιημένων 'πάνελς'. Όλες οι βιομηχανίες παραγωγής επιστεγασμάτων υποχρεούνται να διαθέτουν τα προϊόντα τους με πιστοποιήσεις και συγκεκριμένες προδιαγραφές υλικών, αλλά και με πίνακες των τεχνικών χαρακτηριστικών τους.

Η στήριξή τους στη φέρουσα κατασκευή γίνεται με κατάλληλες βίδες, οι οποίες καλύπτονται με αρμοκάλυπτρα. Ο συνηθέστερος τρόπος προσόψεων είναι με χρήση θερμομονωτικών πανέλων σάντουιτς, σε διάφορες επιφανειακές διαμορφώσεις (επίπεδα, κυματοειδή, με νευρώσεις). Οι αυλακώσεις μπορεί να είναι κατακόρυφες ή οριζόντιες. Συνήθως όμως για τις προσόψεις προτιμώνται τα επίπεδα πανέλλα, τα οποία δε λερώνουν εύκολα.



Σχήμα 2.15: Στήριξη φύλλων επικάλυψης στην τεγίδα με κατάλληλες βίδες

Στο υπόστεγο που μελετάται στην παρούσα εργασία, θα χρησιμοποιηθούν θερμομονωτικά πάνελλα ίδιου τύπου τόσο για τα επιστεγάσματα στο 1/3 της οροφής, όσο και για τις πλαγιοκαλύψεις, για τα οποία ισχύουν:

α. Ίδιο βάρος: $20\text{Kg/m}^2 \cong 0,20\text{ KN/m}^2$.

β. Οι συνδέσεις που θα επιλεγούν είναι δύσκαμπτες συνδέσεις, των πινέλων μεταξύ τους αλλά και με τις διαδοκίδες, υλοποιούμενες με αυτοδιατρούμενους κοχλίες.

Στα υπόλοιπα 2/3 της οροφής θα τοποθετηθούν ενισχυμένα διαφανή πολυκαρμπονικά φύλλα πάχους 32mm με ίδιο βάρος ίσο με $3,9\text{Kg/m}^2 \cong 0,04\text{KN/m}^2$ (βλ. Σχήμα 2.14).

3 Προσομοίωση φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης κατασκευής

3.1 Παρουσίαση του προγράμματος SAP2000

Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 version 14, που εδώ και 30 χρόνια είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης- διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων. Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο ανάλυσης:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.

- Επιπλέον, ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προέκταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.

- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.

- Πιο συγκεκριμένα, μερικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το SAP2000 για τη διευκόλυνση του χρήστη αναφέρονται παρακάτω:

- Σχεδιαστικά εργαλεία Autocad όπως εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων .

- Καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων. Τα μοντέλα μπορούν να έχουν πολλαπλά συστήματα συντεταγμένων τα οποία μπορούν να περιστραφούν προς οποιαδήποτε κατεύθυνση.

- Στο πρόγραμμα είναι διαθέσιμες χαλύβδινες διατομές οποιασδήποτε μορφής όπως διπλού ταυ, κοίλες τετραγωνικές, κοίλες κυκλικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης καθώς και βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών σύμφωνες με τους Ευρωκώδικες, το AISC και άλλους Διεθνείς κανονισμούς.

- Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).

- Δυνατότητα εξαγωγής των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο πρόγραμμα Excel για περαιτέρω επεξεργασία καθώς και αρχείων DXF για τη γεωμετρία του φορέα.
- Τα μέλη του προσομοιώματος στο πρόγραμμα μπορεί να είναι ευθύγραμμο ή καμπύλο.
- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα (3D, xz, xy, yz) για καλύτερη εποπτεία του φορέα.
- Αναλυτικές πληροφορίες για τα μέλη του προσομοιώματος με ένα δεξί κλικ και πλήρης έλεγχος επάρκειας διατομών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς κλπ.

3.2 Προσομοίωση φέροντα οργανισμού στο SAP2000

Στην ανάλυση, το προσομοίωμα που θα χρησιμοποιηθεί, πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια και σαφήνεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως σύνολο, αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, κόμβοι, μέλη, εδράσεις), για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Θα πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής, μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις που ασκούνται σε αυτήν. Από τα δευτερεύοντα στοιχεία, μπορεί μερικά να παραληφθούν, εάν αυτό έχει μικρή επιρροή στα εντατικά μεγέθη του φορέα, θα πρέπει όμως να περιληφθούν τα φορτία τα οποία φέρονται από τα στοιχεία αυτά. Στο κτίριο που σχεδιάζεται παραλείπονται η πλειοψηφία των τεγίδων και μηκίδων εκτός από αυτές που συμμετέχουν στα δικτυώματα των συνδέσμων δυσκαμψίας, όπως και τα φύλλα επικάλυψης. Τα φορτία των προαναφερθέντων στοιχείων (ίδιο βάρος, φορτίο χιονιού, ανεμοπιέσεις) προσομοιάζονται ως γραμμικά πάνω στους κύριους φορείς μέσω θεωρούμενων ζωνών επιρροής.

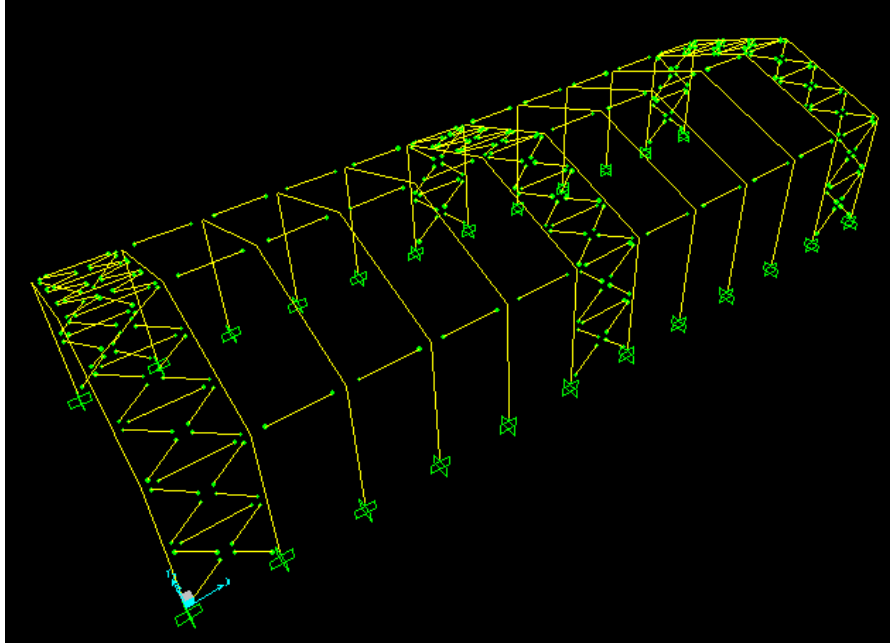
Το προσομοίωμα σχεδιάζεται και αναλύεται εξ αρχής ως χωρικό λόγω της ευκολίας που παρέχει η χρήση Ηλεκτρονικού Υπολογιστή. Για την προσομοίωση γίνονται απλοποιήσεις οι οποίες δεν πρέπει να οδηγούν πιθανόν σε αλλοίωση των αποτελεσμάτων, αλλά από την άλλη δεν είναι σκόπιμο να γίνεται προσομοίωση με υπερβολικές λεπτομέρειες, που μπορεί να οδηγήσει σε ψευδή ή εσφαλμένη αποτίμηση της κατασκευής.

Το μονώροφο κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία κατά τον άξονα Y, δηλαδή κατά τη διεύθυνση που αναπτύσσεται η μικρή του πλευρά (20 μέτρα). Οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων σχεδιάζονται ως συνδέσεις ροπής, όπως επίσης και η σύνδεση μεταξύ των δοκών των ζυγμάτων στον κορφιά στην πρώτη λύση. Στην δεύτερη λύση η σύνδεση στον κορφιά μορφώνεται ως άρθρωση Η πλευρική ευστάθεια κατά τον άλλο άξονα (άξονας X) εξασφαλίζεται μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι σχεδιασμένοι να παραλαμβάνουν φορτία μόνο στο επίπεδο τους.

Μετά το σχεδιασμό του φορέα στο πρόγραμμα έγινε ο ορισμός του είδους των στηρίξεων στις βάσεις των υποστυλωμάτων (στην πρώτη λύση ως πακτώσεις και στη δεύτερη ως αρθρώσεις). Ορίστηκε ακόμη το είδος των συνδέσεων των λοιπών στοιχείων (βλ. σχήμα) όπως οι κεφαλοδοκοί (αμφιαρθρωτές) και οι διαγώνιοι των χιαστί συνδέσμων (αρθρώσεις στα άκρα και στο μέσο του χιαστί).

Έπειτα, ορίστηκε το υλικό της κατασκευής, δηλαδή ο χάλυβας ποιότητας S235, περνώντας τα στοιχεία με τις ιδιότητές του στο πρόγραμμα. Επίσης, επιλέχθηκαν οι πρότυπες και μη διατομές όλων των μελών της κατασκευής. Οι μη πρότυπες διατομές δημιουργήθηκαν από πρότυπες φόρμες (π.χ. για διατομή τύπου Η), δίνοντας τις επιθυμητές διαστάσεις. Τέτοιες διατομές δημιουργήθηκαν για τα άκρα των μελών μεταβλητής διατομής που χρησιμοποιήθηκαν στη δεύτερη λύση. Για την προσομοίωση της ενίσχυσης του κόμβου και ως προς την αντοχή της δοκού του ζυγώματος στην πρώτη εναλλακτική, έγινε χρήση του εργαλείου section designer του προγράμματος όπου δημιουργήθηκε μια σύνθετη διατομή που

αποτελείται από μια πρότυπη διπλού ταυ και επιπλέον τη μισή αυτής συγκολλημένη στο κάτω πέλμα (βλ. Σχήμα 3.3). Η ενίσχυση προσομοιάστηκε ως ένα τμήμα της δοκού με μεταβλητή διατομή, όπου το ένα άκρο ορίστηκε η σύνθετη διατομή και το άλλο η πρότυπη



Σχήμα 3.1: Στηρίξεις μελών του φορέα

A screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a blue header. It contains several sections for defining material properties:

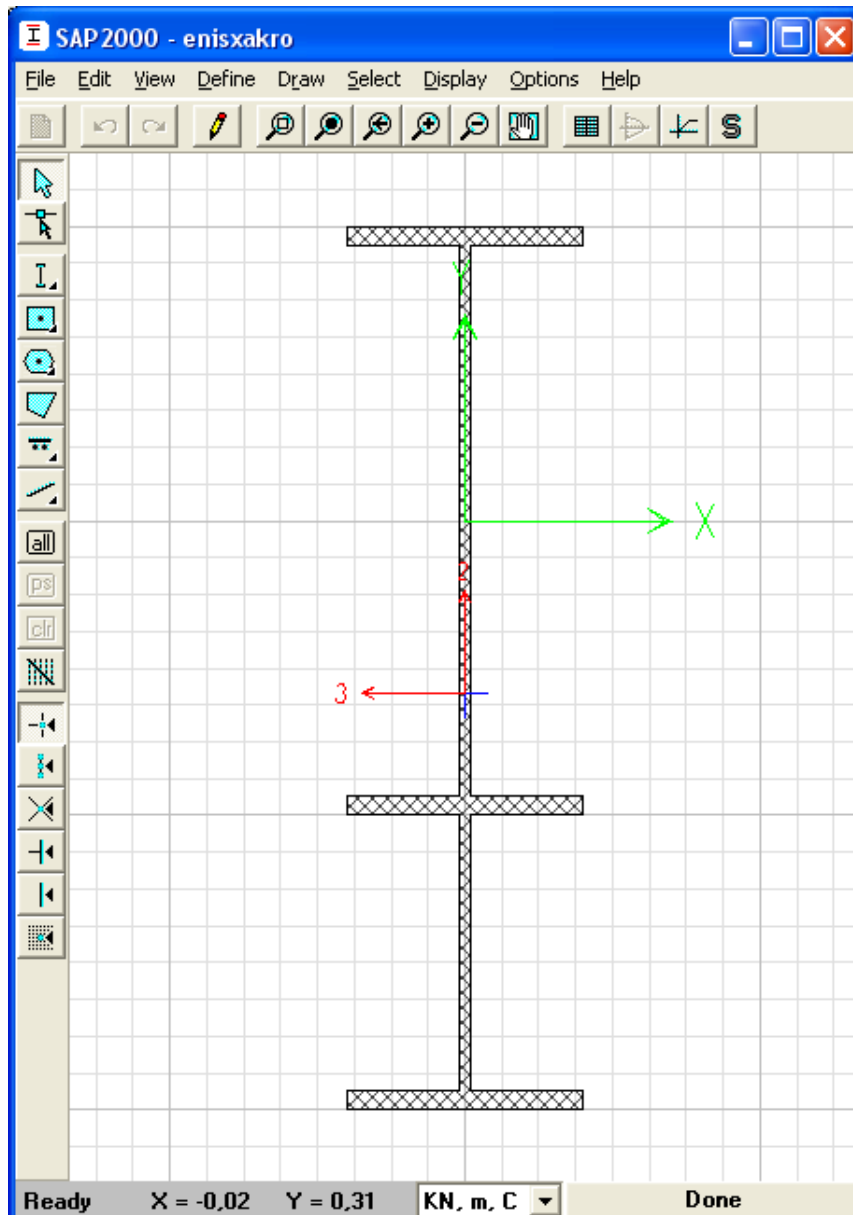
- General Data:** Material Name and Display Color: S235 (with a blue color swatch); Material Type: Steel (dropdown); Material Notes: Modify/Show Notes... (button).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 78,5; Mass per Unit Volume: 8,0048; Units: KN, m, C (dropdown).
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2,100E+08; Poisson's Ratio, U: 0,3; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05; Shear Modulus, G: 80769231.
- Other Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy: 235000,; Minimum Tensile Stress, Fu: 360000,; Effective Yield Stress, Fye: 235000,; Effective Tensile Stress, Fue: 360000,.

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked), and 'OK' and 'Cancel' buttons.

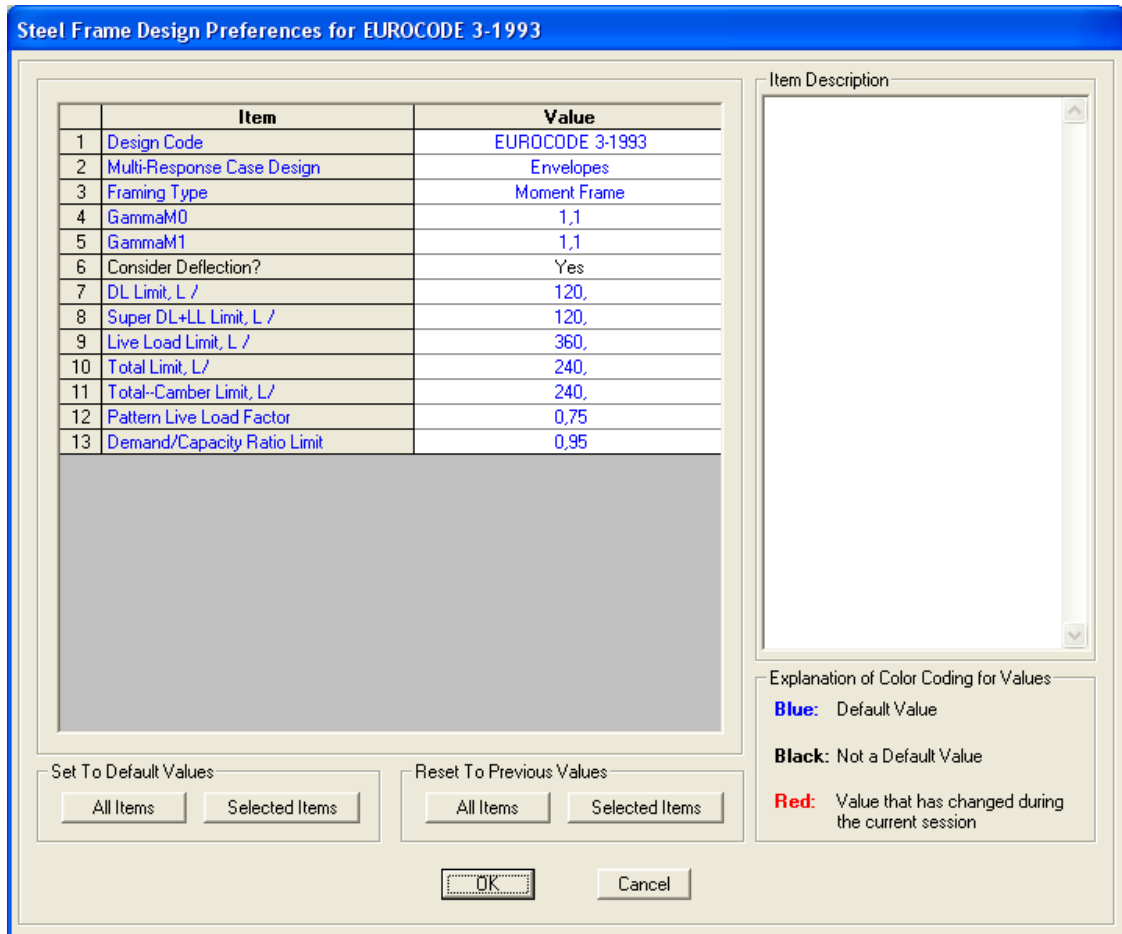
Σχήμα 3.2: Ορισμός του χάλυβα S235 στο SAP2000

διατομή της δοκού. Η μεταβολή της ροπής αδρανείας της διατομής ως προς τον ισχυρό άξονα ορίστηκε ως κυβική συνάρτηση και ως προς τον ασθενή ως γραμμική.

Για τον έλεγχο των μελών του φορέα ορίστηκαν οι απαραίτητοι συνδυασμοί φορτίσεων. Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα για επιλογή κανονισμού ελέγχου επάρκειας των διατομών και μελών στην ΟΚΑ. Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε ο Ευρωκώδικας 3. Στις επιλογές του Ευρωκώδικα για τον έλεγχο των μελών ορίστηκε ως μήκος λυγισμού των μελών ίσο με το μήκος τους, μια συντηρητική επιλογή υπέρ της ασφαλείας.



Σχήμα 3.3: Σχεδιασμός της διατομής της ενισχυμένης δοκού ζυγώματος στον κόμβο δοκού – υποστύλωματος της 1^{ης} λύσης με το εργαλείο section designer στο SAP2000



Σχήμα 3.4: Ορισμός του Ευρωκώδικα 3 ως κανονισμού με τον οποίο πραγματοποιείται ο έλεγχος διατομών και μελών στο SAP2000

4 Φορτία της κατασκευής

4.1 Εισαγωγή

Ο σχεδιασμός της κατασκευής (μόρφωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση) γίνεται με βάση τα κείμενα των Ευρωκωδίκων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές) σε μια κατασκευή ενεργούν τρία είδη δράσεων ως προς το χρόνο:

- G: Μόνιμες Δράσεις (ίδια βάρη κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία όπως σταθερός εξοπλισμός και επιστρώσεις).
- Q: Μεταβλητές Δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος).
- A: Τυχηματικές Δράσεις (εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά)

Επίσης, δράση επί της κατασκευής θεωρούμε και τη σεισμική, η οποία είναι έμμεση δράση λόγω επιβαλλόμενων μετατοπίσεων:

- E: Σεισμικές Δράσεις

4.2 Μόνιμες δράσεις

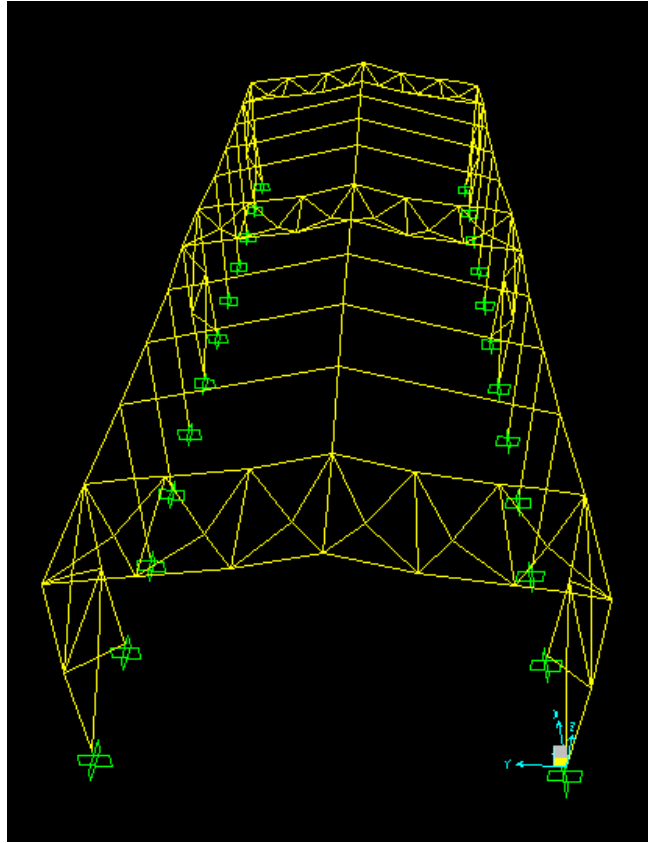
Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στο φορέα είναι:

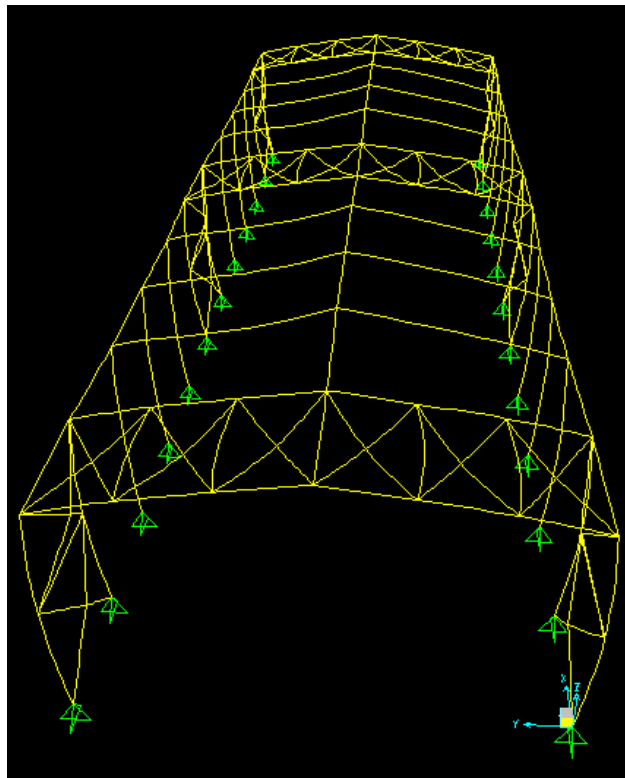
1. Ίδιο βάρος χάλυβα $78,5 \text{ kN/m}^3$
2. Ίδιο βάρος επικάλυψης $0,30 \text{ kN/m}^2$ ($0,20 \text{ kN/m}^2$ φύλλα επικάλυψης και $0,10 \text{ kN/m}^2$ Η/Μ εξοπλισμός στη στέγη).

Αξίζει, εδώ να σημειωθεί ότι το βάρος της επικάλυψης είναι υπερεκτιμημένο, υπέρ της ασφαλείας, καθώς τα 2/3 της οροφής καλύπτονται από ελαφρύτερα διαφανή στοιχεία όπως αναφέρεται στην παράγραφο 2.2.7.

Διευκρινίζεται ότι τα ίδια βάρη του φέροντος οργανισμού υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000.



Σχήμα 4.1: Παραμόρφωση του φορέα της 1^{ης} εναλλακτικής για τα ίδια βάρη



Σχήμα 4.2: Παραμόρφωση του φορέα της 2^{ης} εναλλακτικής για τα ίδια βάρη

4.3 Μεταβλητές δράσεις - Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή των δράσεων, εντάσσονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά και οι χαρακτηριστικές τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ.), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στην συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μία ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

Κινητό φορτίο στέγης

Στην προκειμένη περίπτωση η στέγη της κατασκευής είναι μη βατή και το μόνο κινητό φορτίο προκύπτει από το βάρος εργάτη για τη συντήρηση της. Η προτεινόμενη τιμή από το εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα για ελάχιστο κατανεμημένο κινητό φορτίο είναι ίση με $0,4\text{KN/m}^2$, το οποίο καλύπτεται από το φορτίο του χιονιού, όπως φαίνεται παρακάτω. Επομένως, δεν θεωρείται κατανεμημένο κινητό φορτίο στο σύνολο της στέγης. Θεωρείται, όμως, συγκεντρωμένο φορτίο εργάτη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα ίσο με 1KN , με το οποίο ελέγχονται οι τεγίδες σε ΟΚΑ και ΟΚΛ. Η επίδραση του συγκεντρωμένου αυτού φορτίου θεωρείται αμελητέα για τους κύριους φορείς – πλαίσια.

4.4 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού ανήκει στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στην στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Στην συγκεκριμένη μελέτη, δεδομένου ότι το υπόστεγο βρίσκεται σε τοποθεσία με υψόμετρο $0,150\text{ m}$ δηλαδή μικρότερο από 1500 m , θα εφαρμοστούν οι οδηγίες του Μέρους 1-3 του EN1991 (Ευρωκώδικας 1) για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού. Θεωρείται, επιπλέον, ότι στην περιοχή επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων). Επομένως, θα εφαρμοστεί ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Το φορτίο χιονιού s σε μία στέγη θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης, προσδιορίζεται δε από την παρακάτω σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.1)$$

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$.
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$.

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για την Ελλάδα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας.

- Ζώνη I ($s_{k,0}=0,4$ kN/m²): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- Ζώνη II ($s_{k,0}=1,7$ kN/m²): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III ($s_{k,0}=0,8$ kN/m²): Υπόλοιπη χώρα.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m, πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m² συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (4.2)$$

όπου:

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$), σε kN/m²

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

Για τον προσδιορισμό του αντίστοιχου συντελεστή μορφής, λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

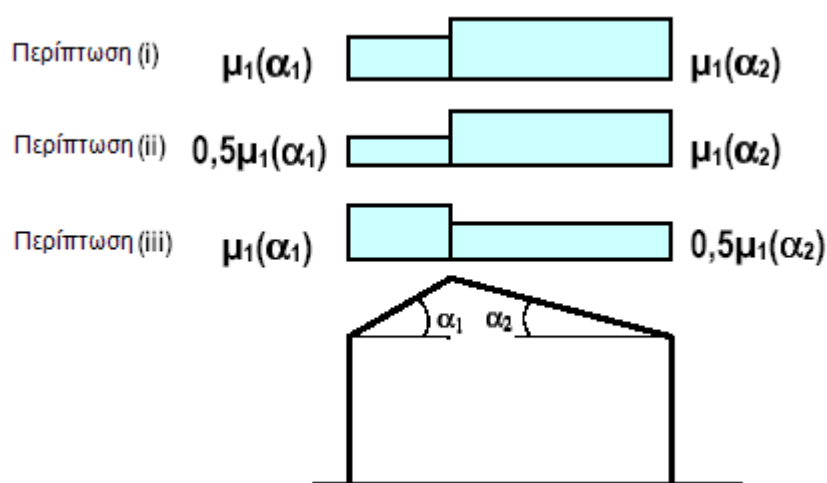
- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την

κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Στην προκείμενη περίπτωση, πρόκειται για δικλινή ισοκλινή στέγη. Ο συντελεστής μορφής μ_1 δίνεται από τον παρακάτω Πίνακα 4.1 για τις διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 4.1: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

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



Σχήμα 4.3: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού για δικλινή στέγη

Υπολογισμός του φορτίου χιονιού

Η υπό μελέτη μεταλλική κατασκευή βρίσκεται δίπλα στο λιμάνι του Πειραιά και η κλίση της στέγης είναι ίση με $\alpha_1 = \alpha_2 = 19,8^\circ$. Η κατασκευή λοιπόν ανήκει στην προαναφερθείσα Ζώνη χιονιού III με χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας $s_{k,0}$ ίση με $0,8 \text{ kN/m}^2$ και υψόμετρο τοποθεσίας $A=0\text{m}$ από τη στάθμη της θάλασσας.

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους είναι από τη σχέση 4.2:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \left(1 + \left(\frac{0}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Από πίνακα 4.1 για $\alpha_1 = \alpha_2 = 19,8^\circ$ προκύπτει $\mu_1 = 0,8$ και για κανονικές συνθήκες ισχύει:

- C_e (συντελεστής έκθεσης) είναι ίσος με 1.
- C_t (θερμικός συντελεστής) είναι ίσος με 1.

Άρα, τελικά το φορτίο χιονιού επί της στέγης ισούται:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

4.5 Φορτία ανέμου

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

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις, για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

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

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

Το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και στα προσαρτήματά τους για ύψη μέχρι 200m.

Μάλιστα, στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1991-1-4 (Δράσεις ανέμου), προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθεται ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

4.5.1 Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (4.3)$$

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 εξωτερικής πίεσης

4.5.2 Εσωτερική πίεση w_i

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (4.4)$$

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 εσωτερικής πίεσης

4.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.5)$$

όπου:

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

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

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.6)$$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.7)$$

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 το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.8)$$

όπου:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοιχτή περιοχή με

χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

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

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$ σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.9)$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου (=33m/s)

Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.10)$$

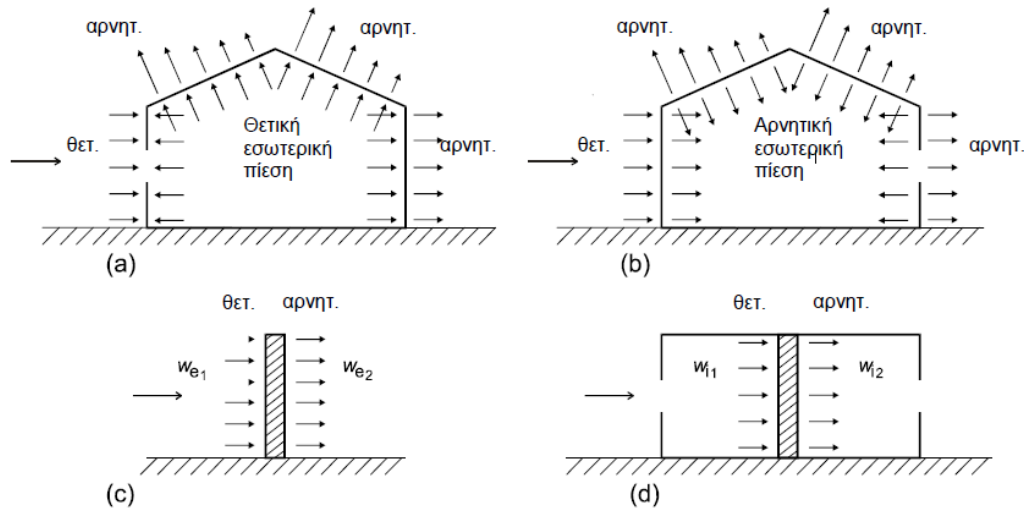
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (4.11)$$

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

4.5.4 Τελική πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Παρακάτω φαίνονται σχηματικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης (βλ. Σχήμα 4.4).



Σχήμα 4.4: Πίεση επί των επιφανειών

4.5.5 Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου, υπολογίζεται δε συναρτήσει του ύψους z με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.12)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (4.13)$$

όπου:

k_r είναι ο συντελεστής εδάφους που δίνεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.14)$$

Στις παραπάνω σχέσεις ισχύει:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m (βλ. Πίνακα 4.2)

$z_{0,II}$ ίσο με 0,05m για κατηγορία εδάφους II (βλ. Πίνακα 4.2)

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 4.2

z_{\max} λαμβάνεται ίσο προς 200m

Ο παρακάτω πίνακας 3.4 δίνει τις προτεινόμενες τιμές για τα z_0 και z_{\min} για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 4.2: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας.	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια.	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση).	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

4.5.6 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Προκειμένου να γίνει ο προσδιορισμός των δυνάμεων, οι οποίες ενεργούν σε μία κατασκευή και προέρχονται από ανεμοπίεση, πρέπει να προσδιορίζεται ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$. Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους c_s , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας, και τη δυναμική παράμετρο c_d , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος και το πλάτος της, μπορεί δε να εκτιμηθεί είτε με τη βοήθεια διαγραμμάτων ή, εφόσον είναι μεγαλύτερος από 1,10, με λεπτομερή διαδικασία που περιγράφεται στο Μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1.

Στην κατασκευή που εξετάζεται στα πλαίσια της διπλωματικής αυτής όπου το ύψος του κτιρίου είναι μικρότερο από 15m η τιμή του $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

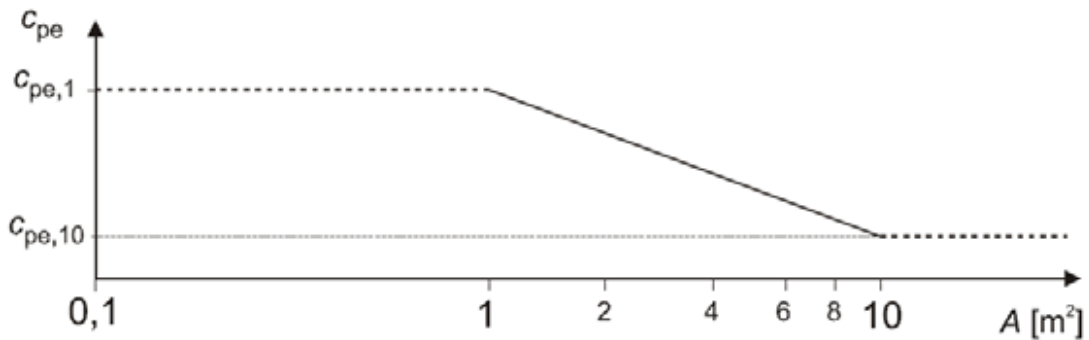
4.5.7 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A και δίνονται παρακάτω για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για $1m^2$ και για $10m^2$.

Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Στο Σχ.3.5 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το Σχήμα 4.5:

$$\begin{aligned} \text{για } A \leq 1m^2 & \quad \text{είναι } c_{pe} = c_{pe,1} \\ \text{για } 1m^2 \leq A \leq 10m^2 & \quad \text{είναι } c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A \\ \text{για } A \geq 10m^2 & \quad \text{είναι } c_{pe} = c_{pe,10} \end{aligned}$$



Σχήμα 4.5: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικές πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

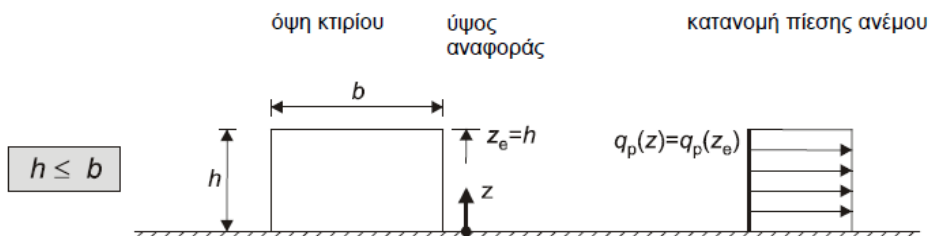
Όπως προκύπτει από το σχήμα, για εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας $A \geq 10\text{m}^2$ έχω $c_{pe} = c_{pe,10}$, το οποίο ισχύει για όλες τις φορτιζόμενες επιφάνειες του κτιρίου της παρούσας εργασίας.

Ο Ευρωκώδικας 1 διαχωρίζει τις φορτιζόμενες επιφάνειες (και αντίστοιχα τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης) σε:

- i. Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη
- ii. Οριζόντιες στέγες
- iii. Μονόκλινες στέγες
- iv. Δικλινείς στέγες
- v. Τετράκλινες στέγες
- vi. Επαναλαμβανόμενες στέγες
- vii. Κυλινδρικές στέγες και θόλοι

4.5.8 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Στο παρακάτω Σχ. φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους, ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου. Δεδομένου ότι στην παρούσα μελέτη ισχύει $h=13,5\text{m} < b=20\text{m}$ ή 121m (b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο και άρα μεταβάλλεται ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου($0^\circ, 90^\circ$)) προκύπτει ότι $z_e = h$.



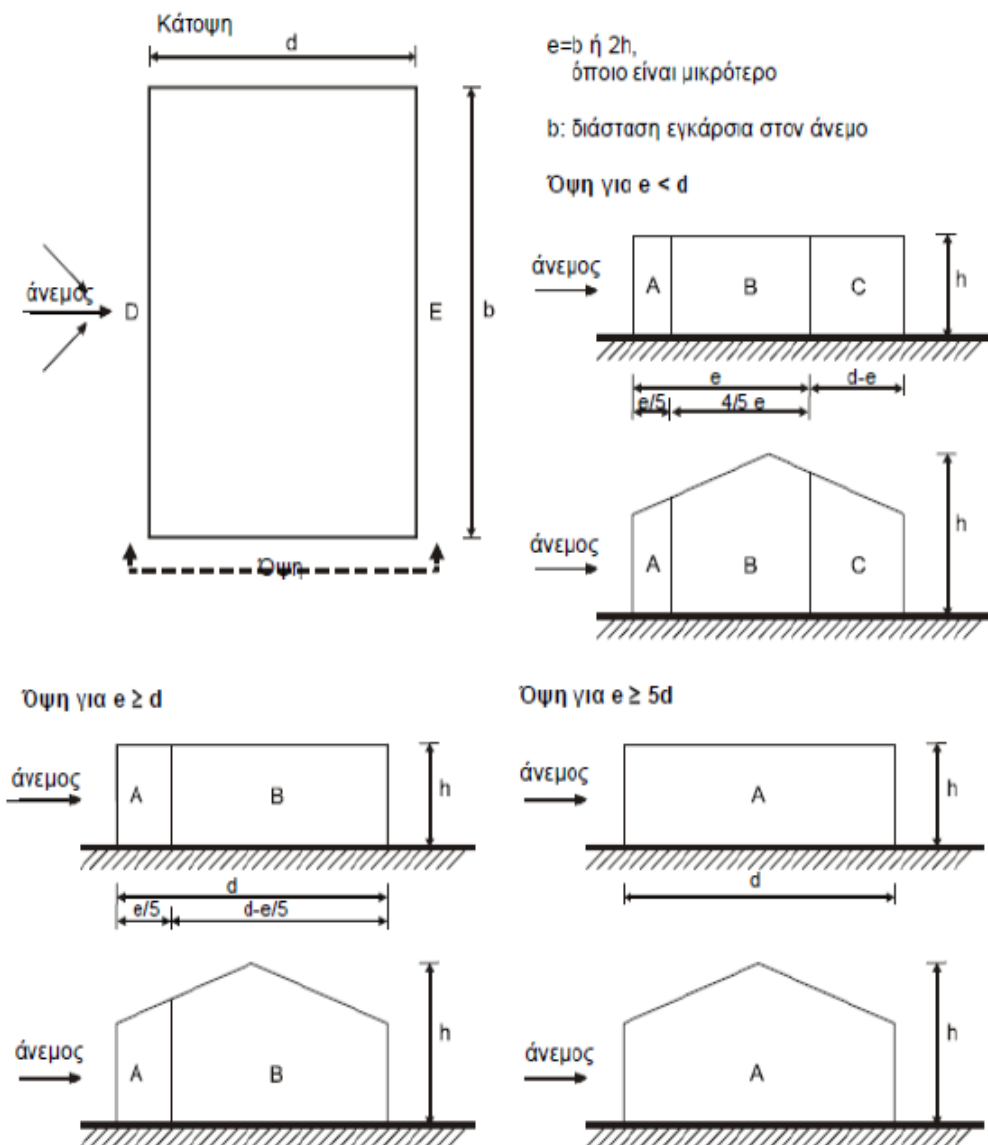
Σχήμα 4.6: Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b και κατανομή πιέσεων

Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο προς το ύψος του κτιρίου. Στον Πίνακα 4.3 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$, οι οποίοι αντιστοιχούν στους κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, σύμφωνα με τον συμβολισμό του Σχ. 4.7.

Πίνακας 4.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

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

Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

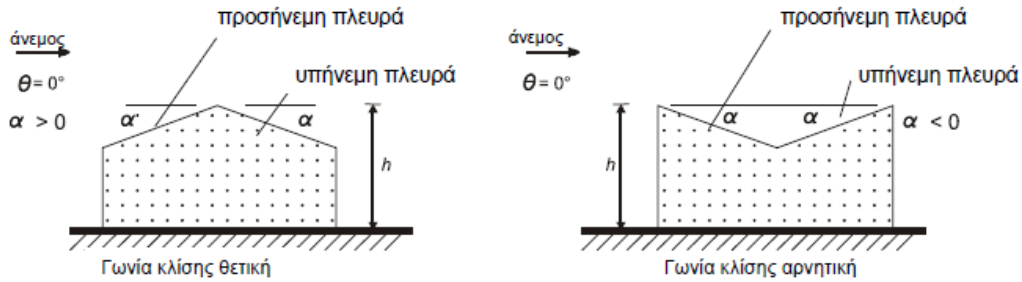


Σχήμα 4.7: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

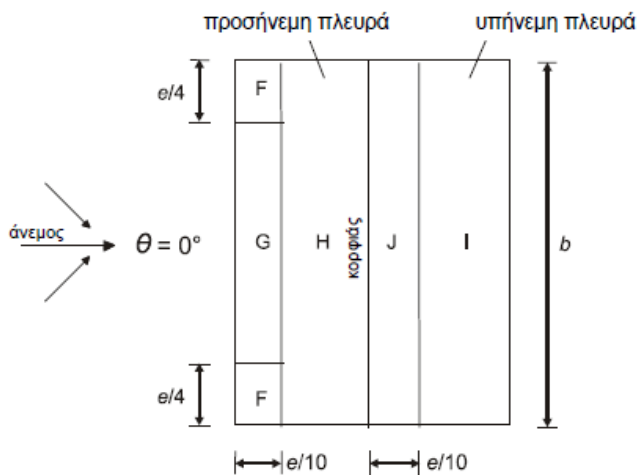
4.5.9 Δικλινείς στέγες

Η στέγη του βιομηχανικού κτιρίου είναι δικλινής. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα (για δικλινείς στέγες) σύμφωνα με το συμβολισμό του Σχήματος

- (1) Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8.
- (2) Το ύψος αναφοράς z_e θα λαμβάνεται ίσο με h .
- (3) Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στους Πίνακες 4.4 και 4.5.



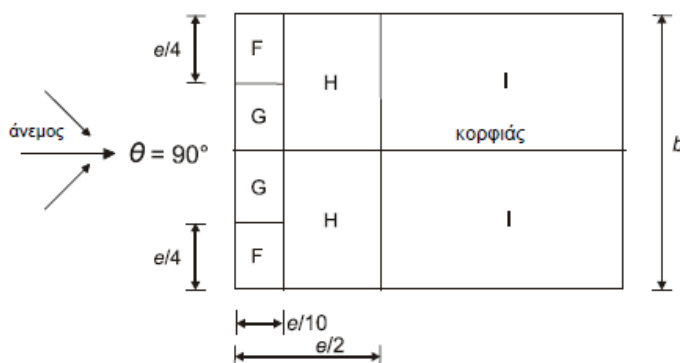
(α) γενικά



(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 4.8: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

Πίνακας 4.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες ορθογωνικών κτιρίων για $\theta=0^\circ$

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		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

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

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

Πίνακας 4.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες ορθογωνικών κτιρίων για $\theta=90^\circ$

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	

4.5.10 Εσωτερικές πιέσεις

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μία πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοιχτό θα πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική.

Καθοριστική πρέπει να θεωρείται η πλευρά ενός κτιρίου όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση του μελετώμενου υπόστεγου, έχει γίνει η θεώρηση ότι τα ανοίγματα στην καθοριστική πλευρά έχουν επιφάνεια τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές. Επομένως, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς. Στο μελετούμενο υπόστεγο η μία πλευρά του είναι μόνιμα ανοιχτή για τη διέλευση των συρμών, ενώ στις υπόλοιπες δεν υπάρχουν σημαντικά ανοίγματα. Άρα το άνοιγμα της δεσπόζουσας πλευράς είναι τουλάχιστον τρεις φορές μεγαλύτερο από τα ανοίγματα των άλλων πλευρών και επομένως από τον Ευρωκώδικα 1 προκύπτει:

$$c_{pi} = 0,90c_{pe}$$

όπου c_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς. Καθοριστική πλευρά είναι αυτή που φέρει το κυρίως άνοιγμα της κατασκευής.

Όσον αφορά το ύψος αναφοράς για τις εσωτερικές πιέσεις θα λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς z_e για τις εξωτερικές πιέσεις, στις πλευρές που συνεισφέρουν με τα ανοίγματά τους στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης.

4.5.11 Υπολογισμός φορτίων ανέμου για το μελετούμενο υπόστεγο

Γίνεται θεώρηση κατηγορίας εδάφους IV, δηλαδή αστικού περιβάλλοντος, αφού ο σταθμός βρίσκεται εντός της πόλης του Πειραιά και περιβάλλεται από σχετικά ψηλά κτήρια. Επομένως από τον πίνακα προκύπτει $z_0=1\text{m}$ και $z_{\min}=10\text{m}$.

Το υπό μελέτη υπόστεγο βρίσκεται περιμετρικά σε επαφή με άλλα, επί το πλείστον ψηλότερα κτήρια, εκτός από την πλευρά εισόδου– εξόδου των συρμών. Η τελευταία βρίσκεται συνεχώς ανοιχτή. Ωστόσο, επιλέγεται υπέρ της ασφαλείας να μελετηθούν συνολικά τα φορτία ανέμου για προσήνεμη την μεγάλη πλευρά (διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$). Επίσης η κατασκευή θα μελετηθεί μόνο για την περίπτωση «θύρες ανοιχτές», όπου λαμβάνεται υπόψη η συνισταμένη εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων. Μάλιστα λόγω του σχετικά μικρού βάρους της κατασκευής τα φορτία του ανέμου αναμένεται να έχουν σημαντική συμβολή ως οριζόντια φορτία στην καταπόνηση του κτηρίου, ενώ για προσήνεμη πλευρά την ανοιχτή (διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$) αναμένεται σημαντική αναρρόφηση. Η μελέτη για διεύθυνση ανέμου $\theta=-90^\circ$ δεν παρουσιάζεται καθώς η πλευρά αυτή καλύπτεται πλήρως από ψηλότερο κτήριο γραφείων και επιπλέον τα φορτία είναι σαφώς ευμενέστερα από την περίπτωση με $\theta=90^\circ$.

Επιπλέον, έχει γίνει η θεώρηση ότι οι φορτιζόμενες επιφάνειες είναι μεγαλύτερες από 10m^2 , άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Τέλος, η φόρτιση του προσομοιώματος στο πρόγραμμα έγινε για το δυσμενέστερο μισό της κατασκευής.

I) Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$$h=13,5\text{m}$$

$$b=121,0\text{m}$$

$$d=20,0\text{m}$$

Επειδή $h=13,5\text{m} < b=121,0\text{m}$ (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e=h=13,5\text{m}$.

Ισχύει:

$$e = \min(b;2h) = \min(121,0;27,0) = 27,0\text{m} > d=20,0\text{m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{13,5}{20,0} = 0,675, \text{ άρα ισχύει } 0,25 < h/d < 1 \text{ και από τον πίνακα με γραμμική παρεμβολή}$$

προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια(βλ. Σχήμα 4.7):

Ζώνη	A	B	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$=0,675$	-1,2	-0,8	0,76	-0,41

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια (βλ. Σχήμα 4.8) για την δικλινή στέγη είναι για γωνία $\alpha = 19,8^\circ$ από Πίνακα με γραμμική παρεμβολή(μεταξύ $\alpha = 15^\circ$ και $\alpha = 30^\circ$):

Γωνία κλίσης α	Ζώνη				
	F	G	H	I	J
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$=19,8^\circ$	(-0,77),(+0,37)	(-0,7),(+0,37)	(-0,27),(+0,27)	(-0,4)	(-0,83)

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Ισχύει $c_{pi} = 0,90c_{pe}$, όπου c_{pe} ο συντελεστής του ανοίγματος

Για τους κατακόρυφους τοίχους: $c_{pe} = 0,91$

Για τη στέγη: $c_{pe} = -0,46$ και $-0,11$

II) Διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$h = 13,5\text{m}$

$b = 20,0\text{m}$

$d = 121,0\text{m}$

Επειδή $h = 13,5\text{m} < b = 20,0\text{m}$ (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e = h = 13,5\text{m}$.

Ισχύει:

$$e = \min(b; 2h) = \min(20,0; 27,0) = 20,0\text{m} > d = 121,0\text{m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{13,5}{121,0} = 0,112, \text{ άρα ισχύει } h/d \leq 0,25 \text{ και από τον πίνακα με γραμμική παρεμβολή}$$

προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια(βλ. Σχήμα 4.7):

Ζώνη	A	B	C	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$=0,112$	-1,2	-0,8	-0,5	-0,3

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια (βλ. Σχήμα 4.8) για την δικλινή στέγη είναι για γωνία $\alpha = 19,8^\circ$ από Πίνακα με γραμμική παρεμβολή(μεταξύ $\alpha = 15^\circ$ και $\alpha = 30^\circ$):

Γωνία κλίσης α	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$=19,8^\circ$	-1,23	-1,33	-0,67	-0,5

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Ισχύει $c_{pi} = 0,90c_{pe}$, όπου c_{pe} ο συντελεστής του ανοίγματος

Για τους κατακόρυφους τοίχους: $c_{pe} = 0,7$

Για τη στέγη: $c_{pe} = -1,28$

Υπολογισμός της πίεσης ταχύτητας αιχμής ανέμου $q_p(z)$

Η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη σχέση:

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

$$c_{dir} = 1,0$$

$$c_{season} = 1,0$$

Και $v_{b,0} = 33\text{m/s}$ για απόσταση μέχρι 10km από την ακτή. Επομένως, $v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 33 = 33\text{ m/s}$

Η μέση ταχύτητα ανέμου δίνεται από τον τύπο:

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

Για κατηγορία εδάφους IV ισχύει $z_0 = 1\text{m}$ και $z_{\min} = 10\text{m}$, επίσης $z_{\max} = 200\text{m}$.

Είναι $z = 13,5\text{m}$, δηλαδή $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ άρα ισχύει:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

και

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

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{1,0}{0,05}\right)^{0,07} = 0,23$$

άρα

$$c_r(z) = 0,23 \cdot \ln\left(\frac{13,5}{1}\right) = 0,60$$

και

$$v_m(z) = 0,60 \cdot 1,00 \cdot 33 = 19,8\text{m/s}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

και

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(13,5/1,0)} = 0,384$$

για $k_f=1,0$ (συντελεστής στροβιλισμών)

$$\text{Τελικά, } q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,384] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 19,8^2 = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

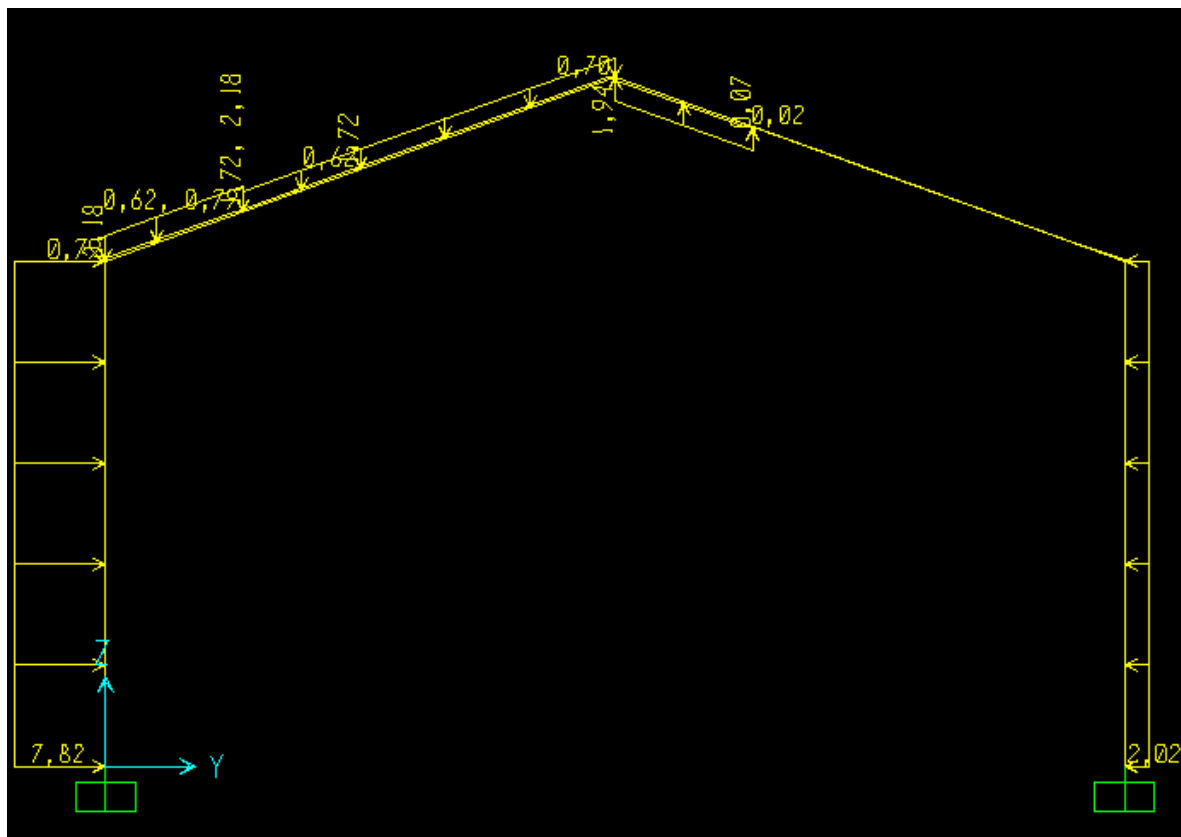
όπου $\rho=1,25 \text{ Kg/m}^3=0,00125 \text{ kN/m}^2$ η πυκνότητα αέρα.

Τελικές πιέσεις επί των επιφανειών του υπόστεγου

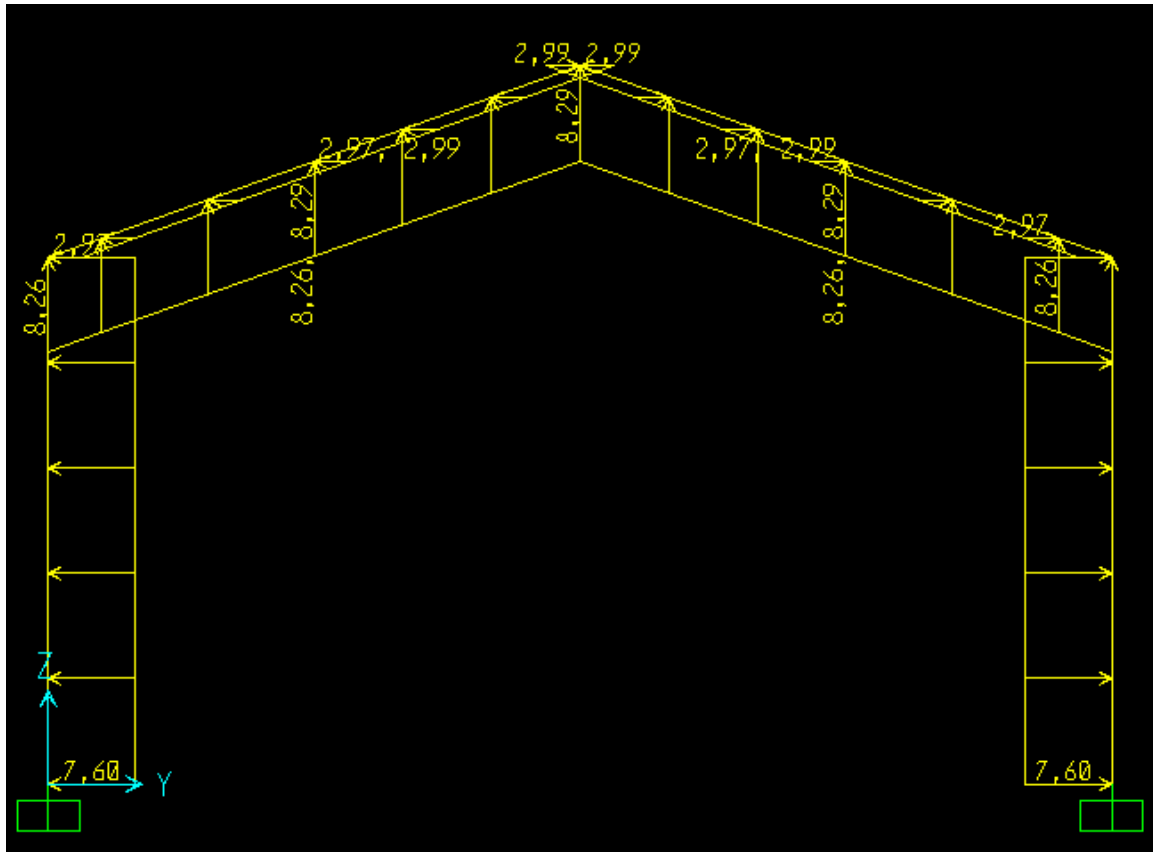
Εδώ φαίνονται συγκεντρωτικά οι τελικές πιέσεις από τον άνεμο σε kN/m^2

Διεύθυνση ανέμου θ	Ζώνες				
	A	B	C	D	E
0°	(-0,343)	(+0,017)	-	(+1,421)	(+0,368)
90°	(-1,647)	(-1,287)	(-1,170)	-	(-0,837)

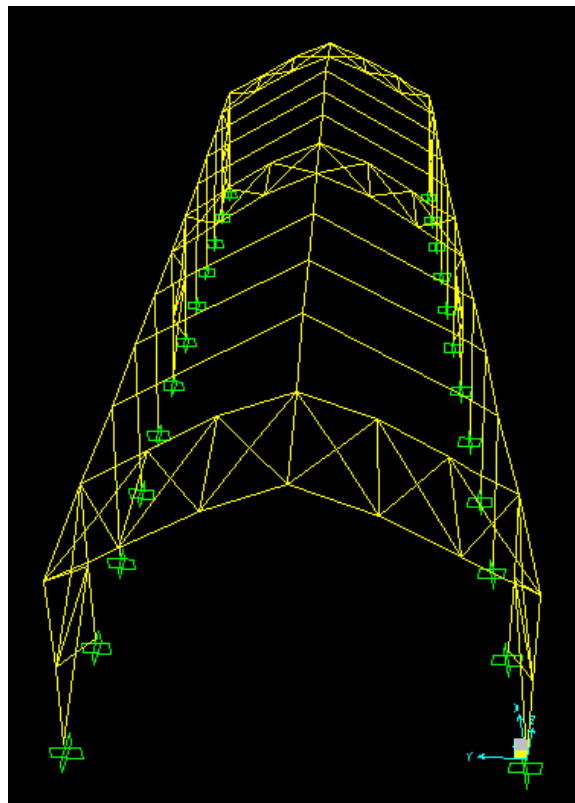
Διεύθυνση ανέμου θ	Ζώνες				
	F	G	H	I	J
0°	(+0,422)	(+0,422)	(+0,332)	(+0,013)	(-0,374)
90°	(-2,144)	(-2,234)	(-1,640)	(-1,487)	-



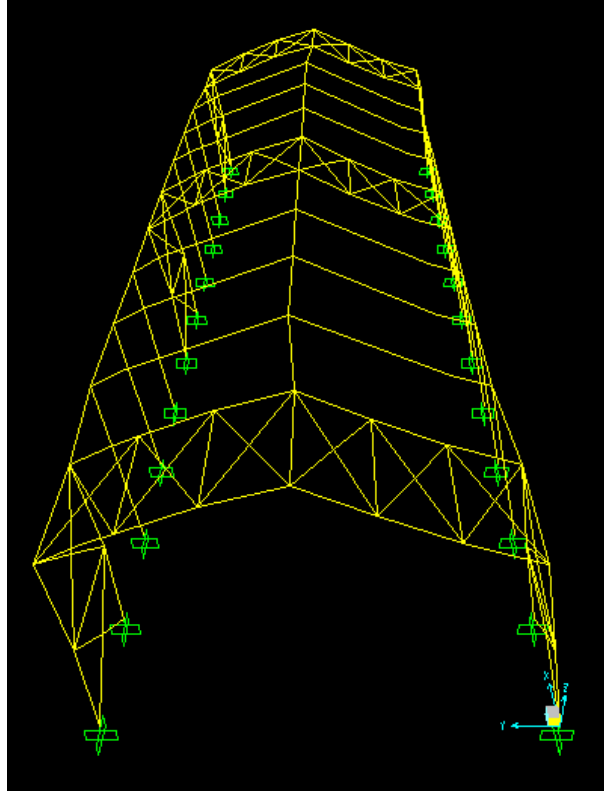
Σχήμα 4.9: Φορτίο ανέμου για $\theta=0^\circ$ στο δεύτερο από το άνοιγμα πλαίσιο



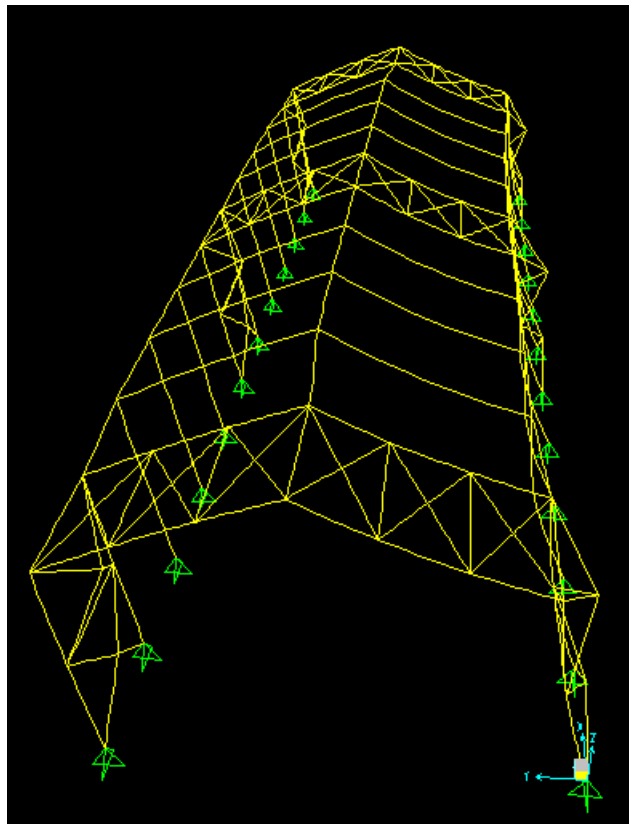
Σχήμα 4.10: Φορτίο ανέμου για $\theta=90^\circ$ στο δεύτερο από το άνοιγμα πλαίσιο



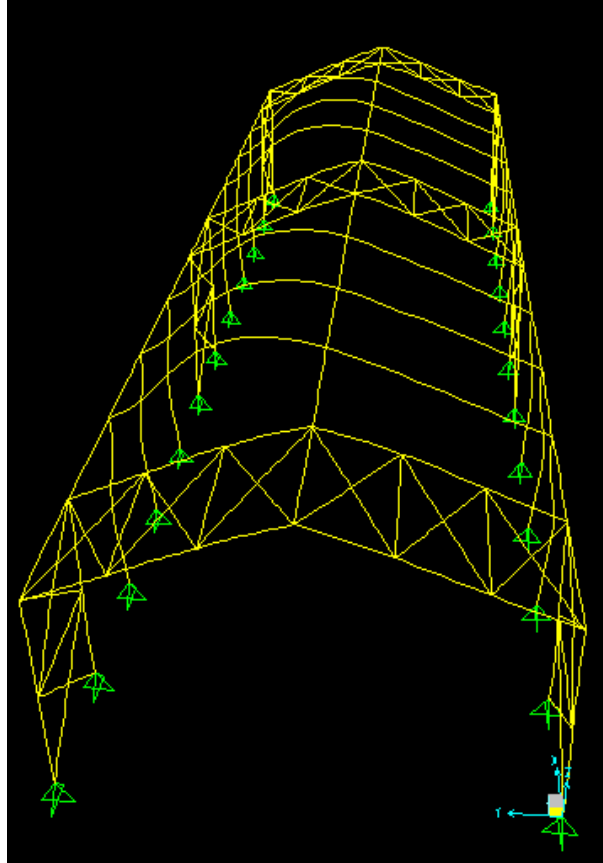
Σχήμα 4.11: Παραμόρφωση του φορέα της 1^{ης} εναλλακτικής λύσης για το φορτίο ανέμου με $\theta=90^\circ$



Σχήμα 4.12: Παραμόρφωση του φορέα της 1^{ης} εναλλακτικής λύσης για το φορτίο ανέμου με $\theta=0^\circ$



Σχήμα 4.13: Παραμόρφωση του φορέα της 2^{ης} εναλλακτικής λύσης για το φορτίο ανέμου με $\theta=0^\circ$



Σχήμα 4.14: Παραμόρφωση του φορέα της 2^{ης} εναλλακτικής λύσης για το φορτίο ανέμου με $\theta=90^\circ$

4.6 Φορτία σεισμού

Σύμφωνα με την επιστήμη της Σεισμολογίας, σεισμός είναι η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε ορισμένο μέρος της στερεάς Γης, από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της Γης.

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 ως οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η Ελλάδα βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. 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.

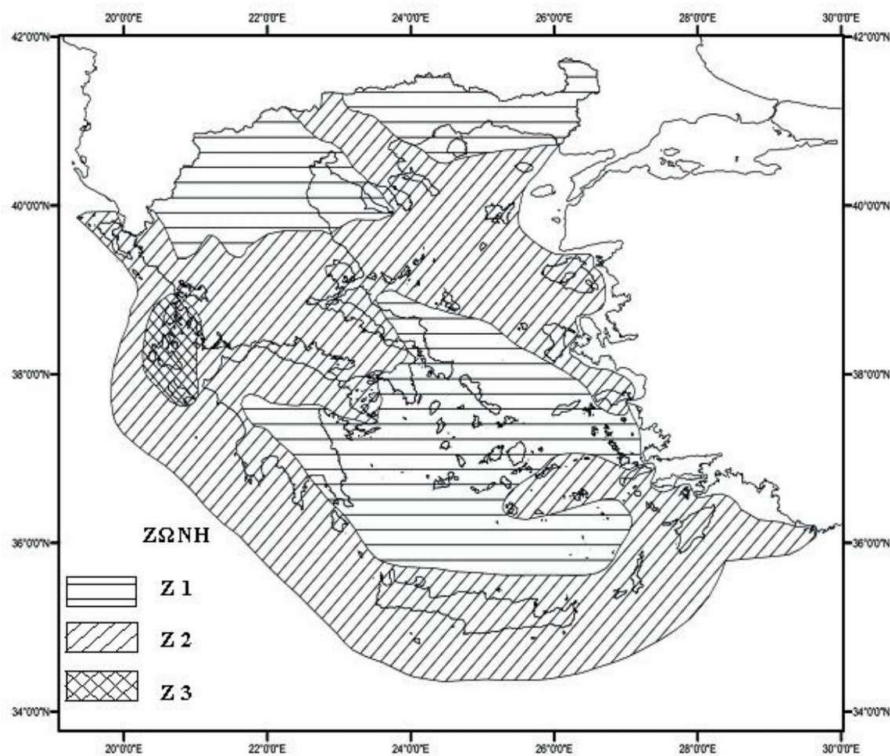
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η Ελλάδα υποδιαιρείται από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα ενώ υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή. Στο παρακάτω σχήμα δίνεται ο χάρτης των τριών σεισμικών ζωνών Z1, Z2, Z3 που ισχύει για την Ελλάδα. Σε κάθε σεισμική ζώνη, ορίζεται μία

τιμή αναφοράς a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{NCR}=475$ έτη, σύμφωνα με τον ακόλουθο Πίνακα 4.6.

. Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 ίσος με 1.00. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου Α, α_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 ($\alpha_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

Πίνακας 4.6: Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης

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



Σχήμα 4.15: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Ο Ευρωκώδικας ορίζει τις κατηγορίες σπουδαιότητας σύμφωνα με τον Πίνακα 4.7 και κατατάσσει τα εδάφη σύμφωνα με τον Πίνακα 4.8.

Πίνακας 4.7: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_1	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 4.8: Κατηγορίες εδαφών

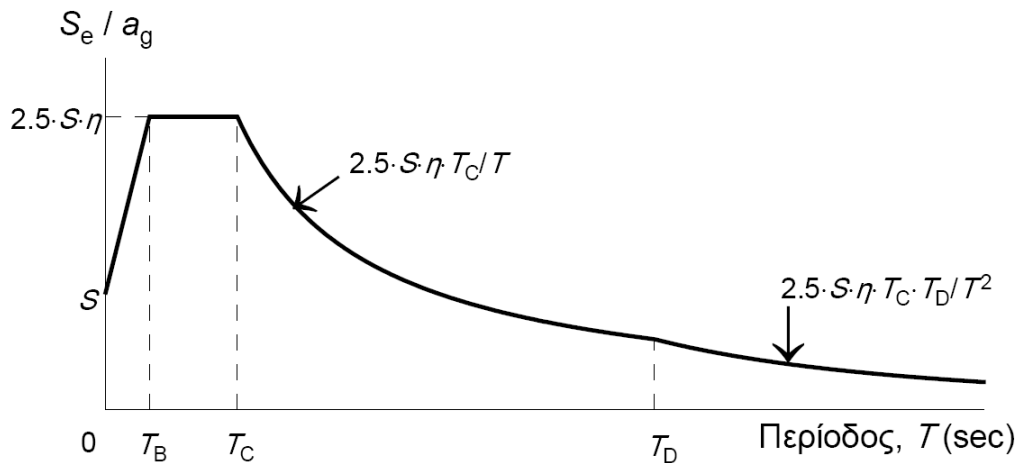
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B. Επιπλέον, εφόσον ο σταθμός βρίσκεται στον Πειραιά εντός Νομού Αττικής, η ζώνη επικινδυνότητας για το υπόστεγο που μελετάται είναι Z1 και επομένως $a_{gR}=0,16g$. Θεωρούμε ότι η κατασκευή που μελετήθηκε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III, καθώς στεγάζει χώρο συνάθροισης επιβατών και άρα, σύμφωνα με τον Πίνακα βρίσκεται ότι με βάση το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα είναι $\gamma_1=1,20$.

Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται σε μια χώρα ή μέρος της χώρας μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Έτσι, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου Ι, με τιμές των παραμέτρων που φαίνονται στον Πίνακα 4.9.

Πίνακας 4.9: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου Ι

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0



Σχήμα 4.16: Μορφή συνιστώμενου φάσματος ελαστικής απόκρισης Τύπου Ι για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε με απόσβεση

4.6.1 Φάσμα σχεδιασμού

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q

Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα, εκφράζει δε γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του Ευρωκώδικα 8. Η τιμή του q ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από το ίδιο υλικό σε όλους

τους ορόφους και με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του q ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση (x ή y) του κτιρίου ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

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

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g, \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C - T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g, \quad T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

- $S_d(T)$ το φάσμα σχεδιασμού
- T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής
- S είναι ο συντελεστής εδάφους μετακίνησης του φάσματος
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση. Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η

μπορεί να ληφθεί από την έκφραση: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55$

όπου ζ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό. Εάν για ειδικούς λόγους πρέπει να χρησιμοποιηθεί

λόγος ιξώδους απόσβεσης διαφορετικός από 5%, η τιμή αυτή δίνεται στο σχετικό Μέρος του Ευρωκώδικα 8. Στην προκείμενη περίπτωση έχει γίνει η θεώρηση για $\zeta=4\%$, αφού πρόκειται για κατασκευή από χάλυβα και κοχλιωτές συνδέσεις.

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα και για την Ελλάδα ισούται με 0,2.

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, το μεταλλικό υπόστεγο που μελετάται αποτελεί κανονικό σύστημα φορέα και έχει θεωρηθεί Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Κατά τη x υπάρχουν πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα ενώ κατά τη διεύθυνση y κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Επομένως, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για τη διεύθυνση y θα μπορούσε να θεωρηθεί $q=4$ ενώ για τη διεύθυνση x να θεωρηθεί $q=3$. Ωστόσο, για την αποφυγή των ελέγχων για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού επιλέχθηκε $q=1,5$.

Συγκεντρωτικά για τον φορέα της παρούσας διπλωματικής εργασίας έχουμε:

1. Ζώνη επικινδυνότητας σύμφωνα με τον σεισμικό χάρτη της Ελλάδος Z1 και επομένως $a_{gR}/g = 0,16$

2. Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1=1,20$ εφόσον η κατηγορία σπουδαιότητας είναι III.

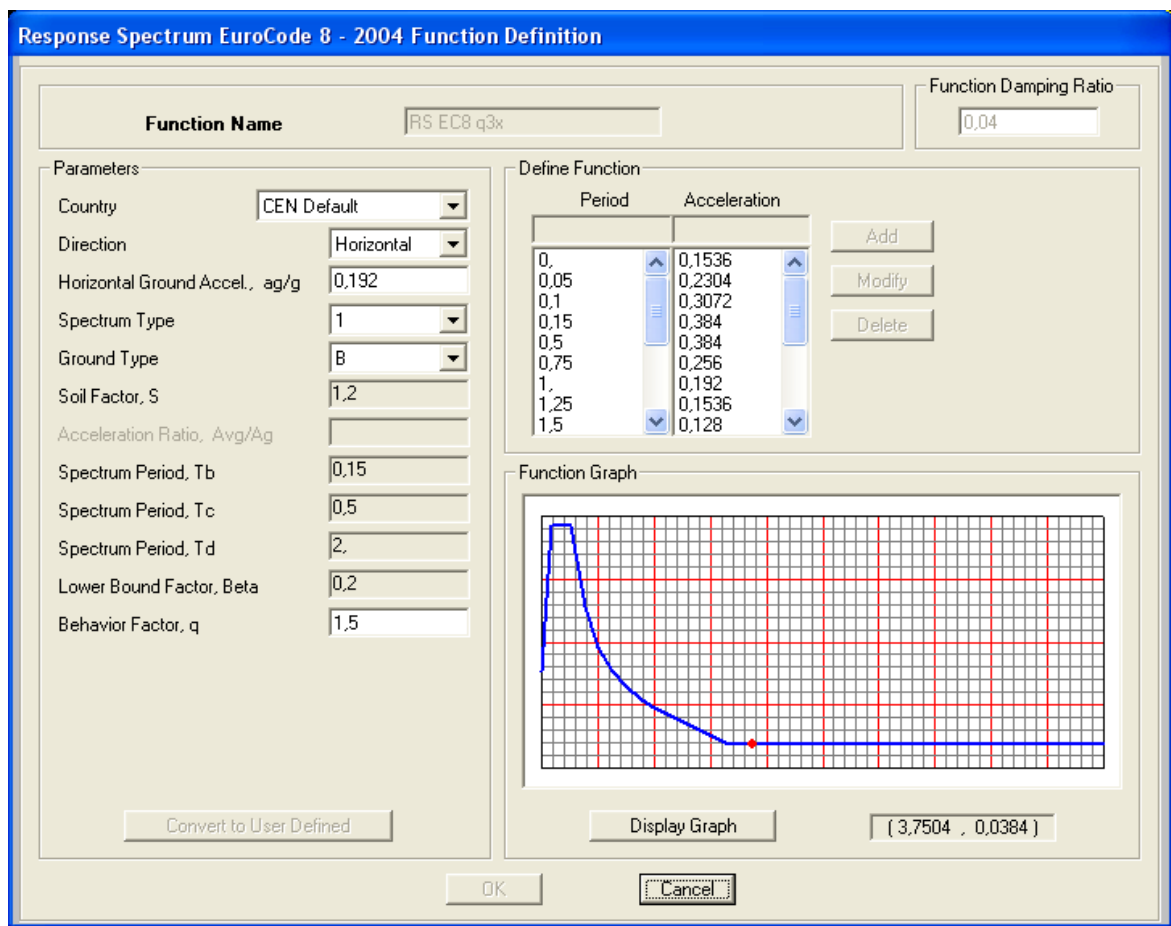
3. $\alpha_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1,20 \cdot 0,16g = 0,192g$

4. Κατηγορία εδάφους B

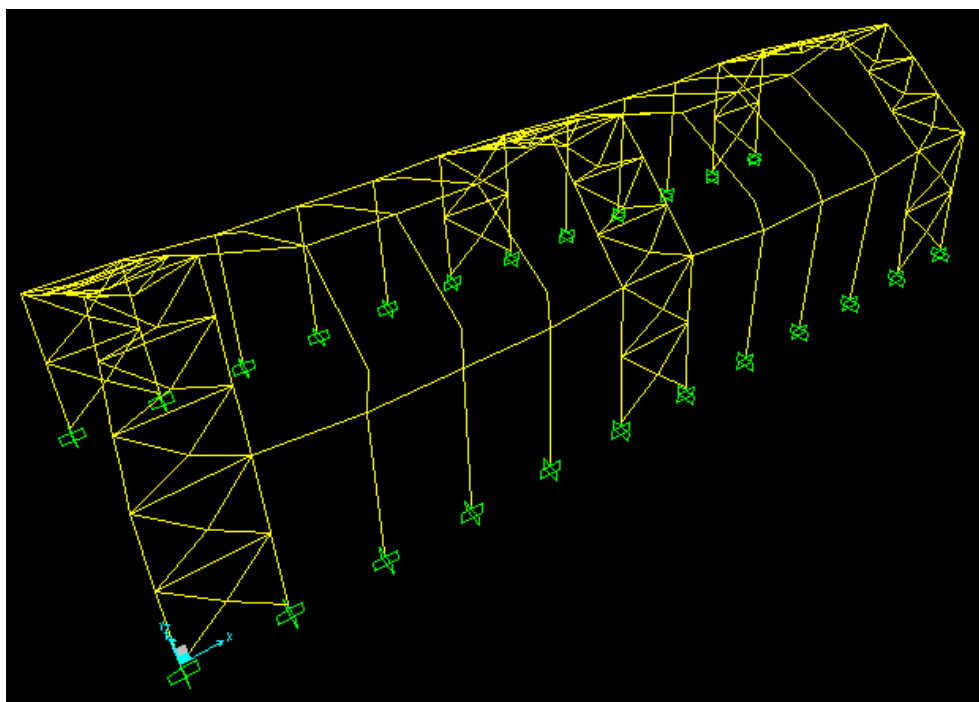
5. $q=1,5$ και για τις δύο διευθύνσεις x και y

6. Συντελεστής απόσβεσης $\zeta=4\%$

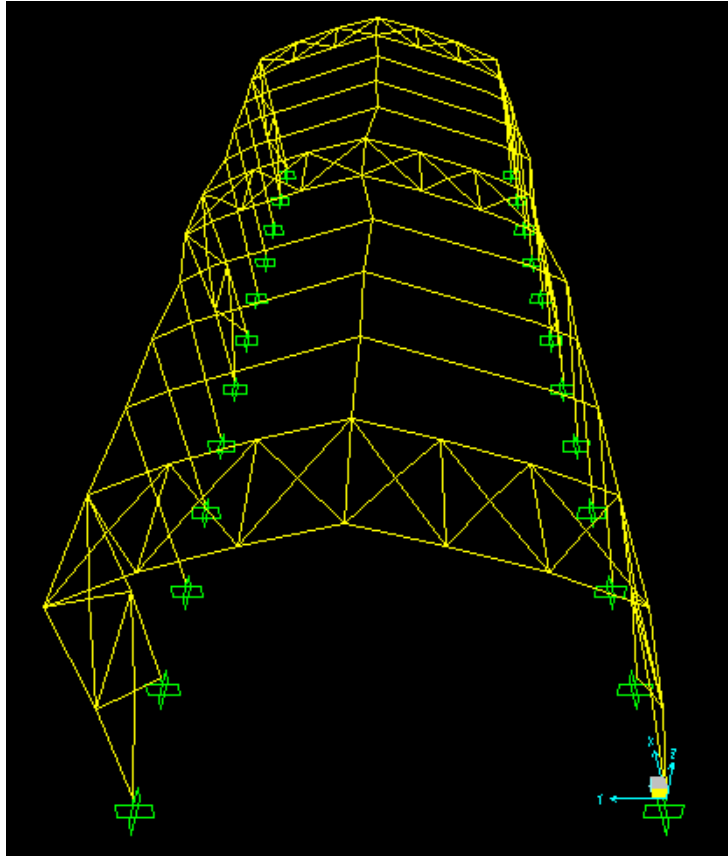
Παρακάτω (στο Σχήμα 4.17) φαίνονται στα δεδομένα της σεισμικής διέγερσης όπως εισήχθησαν στο SAP 2000 και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού.



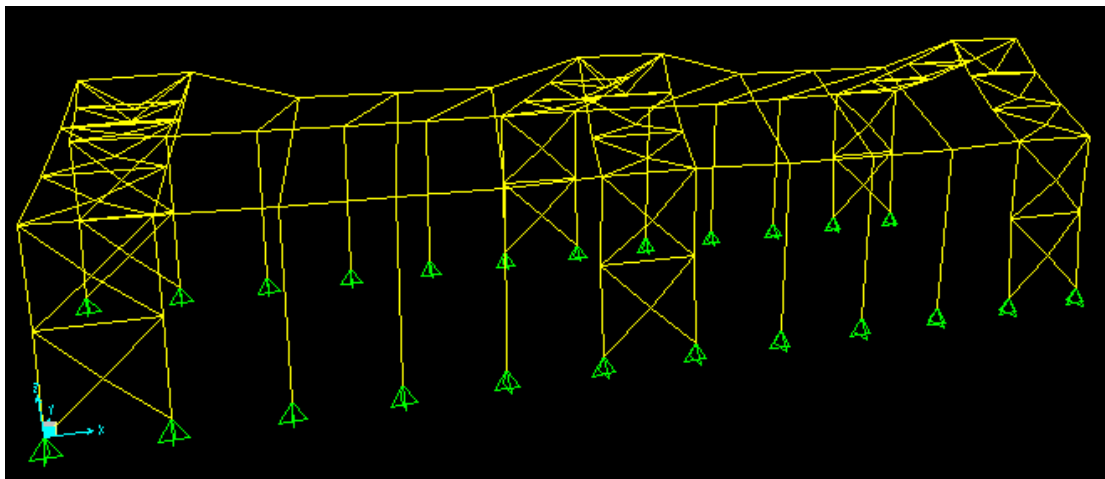
Σχήμα 4.17: Φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 του μεταλλικού υπόστεγου και στις δύο διευθύνσεις



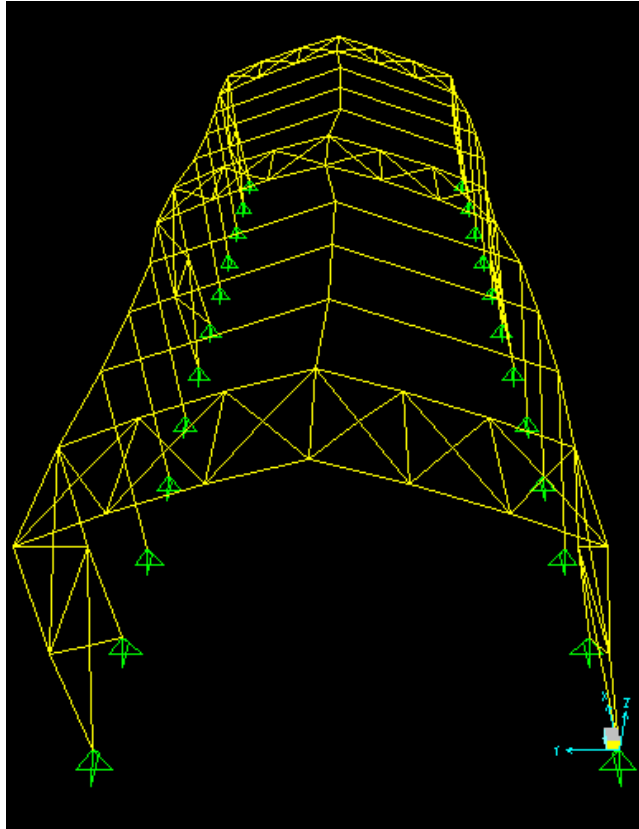
Σχήμα 4.18: Παραμόρφωση του φορέα της 1^{ης} εναλλακτικής λύσης για σεισμό στη διεύθυνση X



Σχήμα 4.19: Παραμόρφωση του φορέα της 1^{ης} εναλλακτικής λύσης για σεισμό στη διεύθυνση Y



Σχήμα 4.20: Παραμόρφωση του φορέα της 2^{ης} εναλλακτικής λύσης για σεισμό στη διεύθυνση X



Σχήμα 4.21: Παραμόρφωση του φορέα της 2^{ης} εναλλακτικής λύσης για σεισμό στη διεύθυνση Y

4.6.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

a. η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" (δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφικής ταλάντωσης)

b. η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης" (πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος ιδιομορφική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων).

Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε η δεύτερη μέθοδος

Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Τούτο θεωρείται ότι ικανοποιείται αν ισχύει ένα από τα παρακάτω:

- το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περιόδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) τη συνθήκη: $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$.

Ακολουθεί σύντομη περιγραφή της μεθόδου, όπως αυτή εφαρμόστηκε στην παρούσα μελέτη.

- Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος αποκρίσεως στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζοντίων, και καθέτων μεταξύ τους, συνιστωσών της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς της με τους άξονες X και Y , όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- Κατά την ιδιομορφική απόκριση, χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό περιγράφηκε παραπάνω, υπολογίζοντας για κάθε συνιστώσα του σεισμού την ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
- Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).
- Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, υπό το συνδυασμό με δρώντα μόνο τα μόνιμα φορτία (G).

Πίνακας 4.10: Συμμετοχή δρωσών ιδιομορφικών μαζών στον φορέα της 1^η λύσης

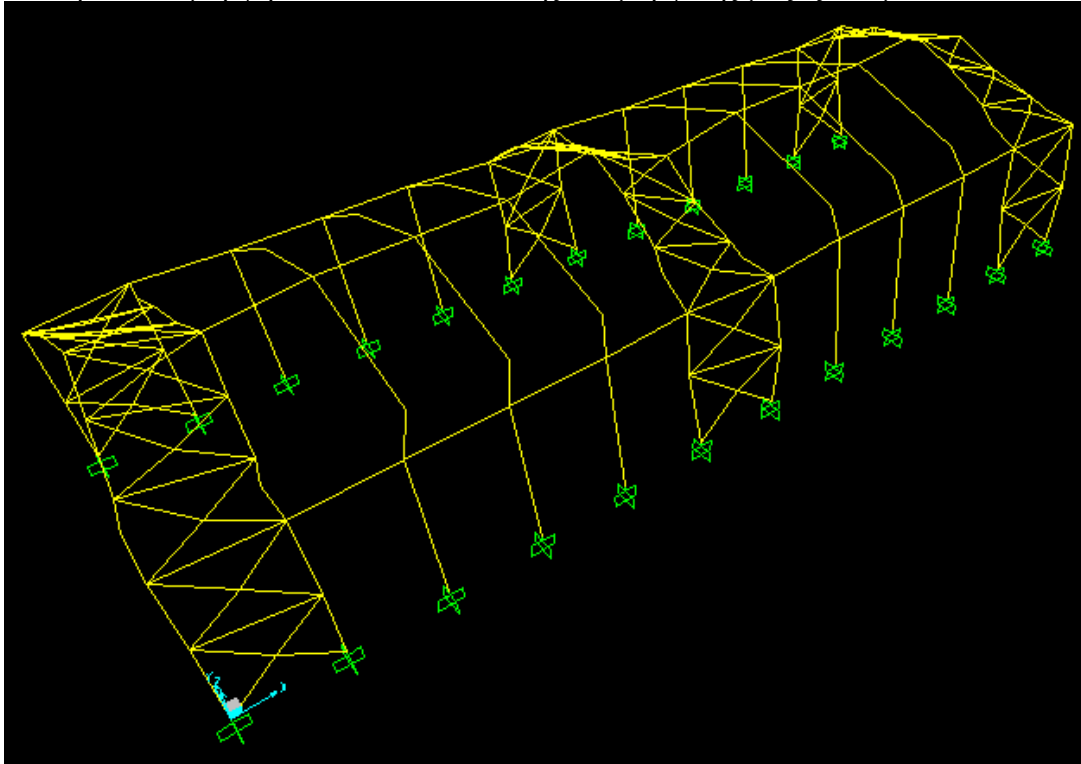
Modes	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,521487	1,09E-20	0,26337	1,09E-20	0,26337
2	0,494408	1,421E-18	5,013E-17	1,432E-18	0,26337
3	0,494405	6,27E-20	0,5261	1,495E-18	0,78947
4	0,48254	6,892E-19	0	2,184E-18	0,78947
5	0,481964	5,405E-19	0,15194	2,724E-18	0,94141
6	0,464242	3,644E-17	3,449E-19	3,917E-17	0,94141
7	0,462882	1,755E-17	0,00345	5,672E-17	0,94486
8	0,449815	0,44219	9,347E-18	0,44219	0,94486
9	0,442734	1,579E-16	5,528E-18	0,44219	0,94486

10	0,441938	8,814E-16	0,00147	0,44219	0,94632
11	0,346758	1,112E-14	3,007E-16	0,44219	0,94632
12	0,345888	0,000001262	1,637E-17	0,44219	0,94632
13	0,345837	1,466E-18	1,677E-19	0,44219	0,94632
14	0,345757	0,000000981	1,115E-18	0,44219	0,94632
15	0,345753	9,235E-18	1,786E-17	0,44219	0,94632
16	0,339137	0,03802	1,252E-18	0,48021	0,94632
17	0,324426	1,197E-16	1,759E-17	0,48021	0,94632
18	0,324245	1,086E-15	0,000001737	0,48021	0,94632
19	0,317248	8,917E-18	8,462E-20	0,48021	0,94632
20	0,317141	2,604E-17	0,000001031	0,48021	0,94632
21	0,314919	3,744E-18	9,132E-20	0,48021	0,94632
22	0,312981	7,054E-19	2,821E-07	0,48021	0,94632
23	0,24964	4,021E-14	7,088E-16	0,48021	0,94632
24	0,233988	1,126E-14	2,643E-19	0,48021	0,94632
25	0,233177	0,00238	8,863E-17	0,48259	0,94632
26	0,229031	1,489E-10	3,091E-16	0,48259	0,94632
27	0,229031	5,636E-14	2,793E-16	0,48259	0,94632
28	0,229028	5,788E-11	8,018E-17	0,48259	0,94632
29	0,229028	1,017E-14	1,983E-16	0,48259	0,94632
30	0,229024	1,559E-10	8,787E-17	0,48259	0,94632
31	0,229024	9,239E-15	5,209E-17	0,48259	0,94632
32	0,116856	2,12E-16	0,00542	0,48259	0,95174
33	0,115529	9,423E-17	8,81E-18	0,48259	0,95174
34	0,115519	3,122E-17	0,00993	0,48259	0,96167
35	0,112622	5,828E-16	1,259E-16	0,48259	0,96167
36	0,112486	1,247E-16	3,224E-16	0,48259	0,96167
37	0,112201	0,00055	2,884E-15	0,48314	0,96167
38	0,110241	1,957E-16	4,438E-18	0,48314	0,96167
39	0,108482	1,827E-15	8,318E-16	0,48314	0,96167
40	0,10808	0,00074	1,346E-17	0,48388	0,96167
41	0,107955	4,078E-15	0,0008	0,48388	0,96247
42	0,107694	3,783E-15	2,084E-15	0,48388	0,96247
43	0,107693	3,13E-14	0,00136	0,48388	0,96383
44	0,107359	4,359E-15	7,388E-16	0,48388	0,96383
45	0,102516	4,841E-14	2,092E-16	0,48388	0,96383
46	0,097593	5,145E-15	2,159E-16	0,48388	0,96383
47	0,096881	2,008E-14	0,00037	0,48388	0,9642
48	0,091884	0,42787	6,644E-15	0,91175	0,9642
49	0,089955	2,038E-14	0,00141	0,91175	0,96561
50	0,0864	2,552E-15	1,36E-15	0,91175	0,96561
51	0,086225	0,00143	5,357E-16	0,91318	0,96561
52	0,086171	6,79E-17	4,712E-15	0,91318	0,96561
53	0,085403	4,546E-16	1,32E-15	0,91318	0,96561
54	0,084881	7,034E-14	0,000003689	0,91318	0,96561
55	0,083943	4,832E-15	4,541E-16	0,91318	0,96561
56	0,083903	5,381E-07	4,736E-16	0,91318	0,96561
57	0,083867	4,773E-15	2,526E-15	0,91318	0,96561

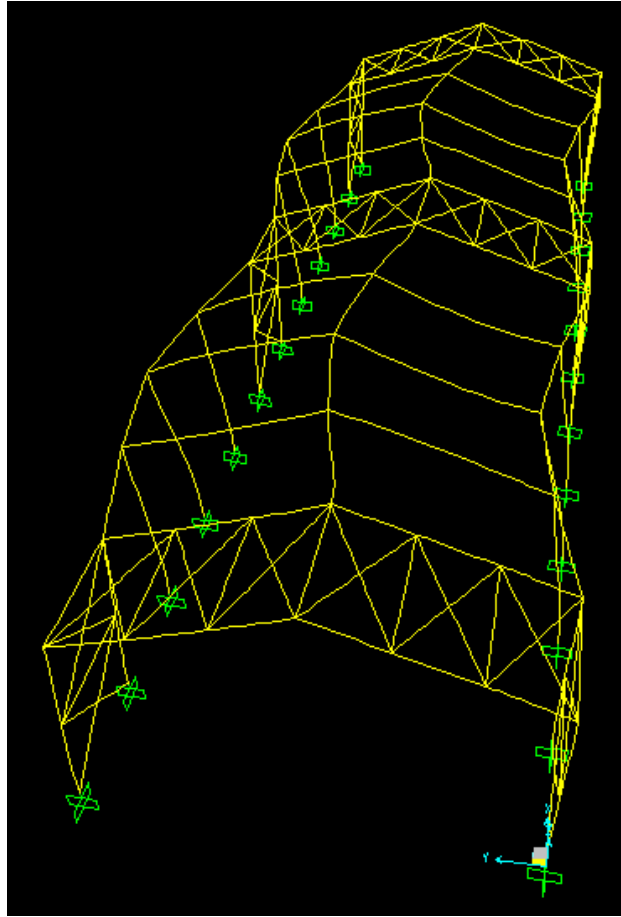
58	0,083418	3,156E-13	0,0022	0,91318	0,96781
59	0,083274	3,826E-16	2,554E-16	0,91318	0,96781
60	0,081621	0,00857	9,947E-17	0,92175	0,96781
61	0,081365	7,277E-13	0,00785	0,92175	0,97566
62	0,080829	3,223E-14	1,514E-17	0,92175	0,97566
63	0,077644	1,294E-13	0,00007292	0,92175	0,97573
64	0,077581	7,78E-12	0,0004	0,92175	0,97613
65	0,077576	3,502E-14	8,323E-15	0,92175	0,97613
66	0,070318	2,402E-12	4,272E-15	0,92175	0,97613
67	0,070287	3,573E-13	5,046E-15	0,92175	0,97613
68	0,070281	0,00013	7,18E-14	0,92189	0,97613
69	0,069651	3,777E-13	4,103E-14	0,92189	0,97613
70	0,068084	4,246E-12	0,00001367	0,92189	0,97614
71	0,068083	0,02996	1,615E-15	0,95185	0,97614
72	0,068078	1,352E-11	0,00004375	0,95185	0,97619
73	0,068078	3,889E-13	1,249E-14	0,95185	0,97619
74	0,062229	1,016E-12	2,227E-15	0,95185	0,97619
75	0,058996	0,001	8,626E-16	0,95284	0,97619
76	0,058889	1,568E-13	7,845E-16	0,95284	0,97619
77	0,055072	1,011E-15	0,00256	0,95284	0,97875
78	0,055072	1,915E-14	2,407E-11	0,95284	0,97875
79	0,055067	1,626E-14	1,259E-09	0,95284	0,97875
80	0,055067	1,986E-13	3,609E-13	0,95284	0,97875
81	0,055061	5,377E-15	0,00009199	0,95284	0,97884
82	0,055061	8,069E-14	4,826E-14	0,95284	0,97884
83	0,054741	0,00014	3,616E-14	0,95299	0,97884
84	0,054113	7,273E-15	0,00001236	0,95299	0,97885
85	0,053061	2,086E-13	5,787E-15	0,95299	0,97885
86	0,05047	1,273E-13	1,668E-14	0,95299	0,97885
87	0,05047	2,43E-11	9,071E-15	0,95299	0,97885
88	0,050468	9,325E-12	2,03E-15	0,95299	0,97885
89	0,050468	1,198E-12	7,456E-17	0,95299	0,97885
90	0,050467	1,634E-11	5,518E-15	0,95299	0,97885
91	0,050467	2,186E-13	1,513E-15	0,95299	0,97885
92	0,050368	8,618E-14	2,621E-15	0,95299	0,97885
93	0,049874	1,749E-12	4,7E-15	0,95299	0,97885
94	0,04947	3,901E-15	0,00096	0,95299	0,97981
95	0,049083	0,00031	2,487E-15	0,9533	0,97981
96	0,048361	0,00003486	1,489E-14	0,95334	0,97981
97	0,048275	1,025E-14	0,007	0,95334	0,98681
98	0,048195	3,255E-14	6,754E-15	0,95334	0,98681
99	0,048192	7,167E-14	9,235E-14	0,95334	0,98681
100	0,048048	1,551E-14	3,148E-14	0,95334	0,98681

Στην πρώτη λύση παρατηρείται ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (πάνω από 90%) κατά τη διεύθυνση X απαιτήθηκαν 48 ιδιομορφές, ενώ κατά τη διεύθυνση Y απαιτήθηκαν 5. Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση X ισούται με $T = 0,091\text{sec}$ η οποία δίνεται στην 48η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας

ίσο με 91,18%. Κατά τη διεύθυνση Y η κύρια ιδιοπερίοδος ισούται με $T = 0,481\text{sec}$, η οποία δίνεται στην 5^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας ίσο με 94,14%.



Σχήμα 4.22: Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X (48^η με $T = 0,091\text{sec}$) του φορέα της 1^{ης} εναλλακτικής λύσης



Σχήμα 4.23: Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y ($5^{\text{η}}$ με $T = 0,481\text{sec}$) του φορέα της $1^{\text{ης}}$ εναλλακτικής λύσης

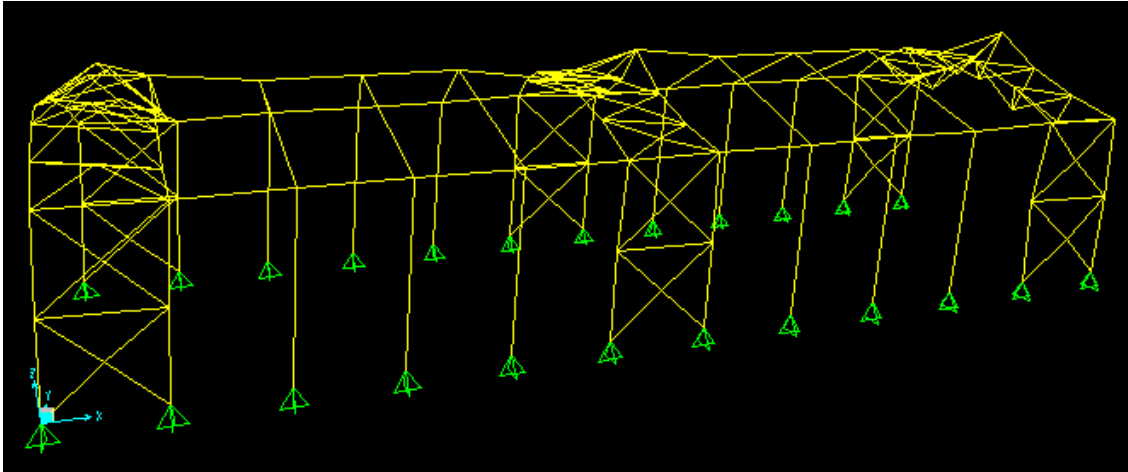
Πίνακας 4.11: Συμμετοχή δρώνων ιδιομορφικών μαζών στον φορέα της $2^{\text{ης}}$ λύσης

Modes	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,959645	0	0,45747	0	0	0,45747
2	0,930196	3,41E-19	0	1,639E-20	3,413E-19	0,45747
3	0,929587	1,438E-19	0,44469	1,027E-20	4,85E-19	0,90216
4	0,850843	1,151E-18	2,772E-20	4,707E-20	1,636E-18	0,90216
5	0,84127	0	0,07523	4,942E-20	1,639E-18	0,97739
6	0,759232	1,87E-18	9,135E-19	8,611E-19	3,509E-18	0,97739
7	0,750221	8,437E-18	0,00049	1,178E-18	1,195E-17	0,97788
8	0,725312	0,31594	9,394E-18	4,297E-20	0,31594	0,97788
9	0,684611	1,249E-17	3,77E-18	5,371E-18	0,31594	0,97788
10	0,681631	2,421E-17	0,00049	6,435E-18	0,31594	0,97837
11	0,419364	1,54E-16	8,091E-17	0,10263	0,31594	0,97837
12	0,419364	6,6E-13	2,234E-15	5,869E-07	0,31594	0,97837
13	0,41936	5,829E-16	3,288E-17	1,602E-12	0,31594	0,97837
14	0,41936	5,521E-11	4,41E-16	2,933E-15	0,31594	0,97837
15	0,419356	7,335E-18	7,637E-16	0,00302	0,31594	0,97837
16	0,419356	7E-13	1,662E-15	0,000000144	0,31594	0,97837
17	0,385272	2,183E-16	9,282E-18	0,05628	0,31594	0,97837

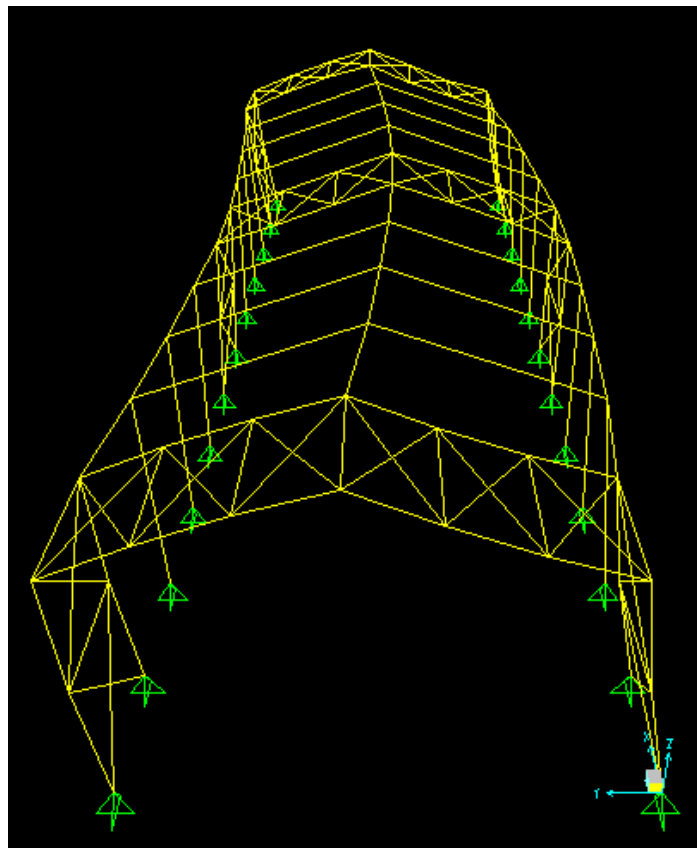
18	0,363345	6,402E-16	7,892E-17	0,09738	0,31594	0,97837
19	0,362694	0,00157	7,456E-16	4,616E-16	0,31751	0,97837
20	0,145482	1,033E-16	0,00449	1,455E-16	0,31751	0,98286
21	0,144388	1,351E-16	2,217E-19	5,735E-16	0,31751	0,98286
22	0,144378	7,431E-16	0,00794	1,663E-14	0,31751	0,99081
23	0,140689	1,241E-16	3,603E-18	0,00011	0,31751	0,99081
24	0,140504	9,572E-16	1,142E-17	0,00062	0,31751	0,99081
25	0,140493	0,00009708	3,098E-18	3,09E-14	0,31761	0,99081
26	0,13265	1,562E-15	0,00019	4,498E-15	0,31761	0,991
27	0,131645	9,129E-16	1,766E-16	6,798E-15	0,31761	0,991
28	0,131613	3,938E-17	0,00047	1,61E-15	0,31761	0,99147
29	0,129517	1,363E-15	1,303E-16	0,00709	0,31761	0,99147
30	0,12837	0,03345	1,162E-16	7,331E-15	0,35106	0,99147
31	0,127031	6,022E-18	5,158E-17	5,171E-16	0,35106	0,99147
32	0,124128	0,07484	9,456E-16	4,78E-15	0,4259	0,99147
33	0,122248	2,654E-16	4,96E-15	0,0284	0,4259	0,99147
34	0,120535	1,414E-14	1,754E-15	7,246E-16	0,4259	0,99147
35	0,119966	6,264E-16	0,0000297	4,373E-15	0,4259	0,9915
36	0,117683	7,534E-17	4,996E-15	0,03751	0,4259	0,9915
37	0,116219	0,09461	3,838E-17	1,718E-16	0,52051	0,9915
38	0,112014	7,254E-18	0,00087	1,141E-15	0,52051	0,99237
39	0,107665	2,214E-16	1,75E-19	1,672E-18	0,52051	0,99237
40	0,106663	0,42123	3,093E-17	6,909E-15	0,94174	0,99237
41	0,10653	4,599E-18	0,00226	6,339E-16	0,94174	0,99462
42	0,105692	1,005E-16	7,554E-18	1,398E-15	0,94174	0,99462
43	0,103615	1,804E-15	3,156E-16	0,00522	0,94174	0,99462
44	0,102755	9,92E-16	3,829E-16	0,00251	0,94174	0,99462
45	0,099312	0,01677	2,696E-16	2,266E-16	0,95851	0,99462
46	0,097067	9,31E-15	8,4E-16	0,0076	0,95851	0,99462
47	0,089077	1,948E-14	7,706E-15	0,00057	0,95851	0,99462
48	0,088993	0,000004086	7,33E-17	4,783E-14	0,95852	0,99462
49	0,088993	3,565E-14	1,289E-15	0,00134	0,95852	0,99462
50	0,088889	1,941E-15	0,00011	1,393E-15	0,95852	0,99473
51	0,088839	1,224E-14	0,00021	7,326E-17	0,95852	0,99494
52	0,088837	8,303E-16	1,322E-15	4,474E-18	0,95852	0,99494
53	0,08783	1,836E-14	0,0001	2,903E-15	0,95852	0,99504
54	0,08749	1,293E-13	0,00034	1,008E-14	0,95852	0,99538
55	0,08749	1,146E-13	4,875E-18	6,894E-14	0,95852	0,99538
56	0,081412	2,339E-13	9,001E-16	0,000009292	0,95852	0,99538
57	0,080983	0,00015	5,983E-16	1,974E-14	0,95867	0,99538
58	0,080962	8,757E-13	5,569E-16	0,00001476	0,95867	0,99538
59	0,070656	7,146E-13	0,00005159	1,69E-14	0,95867	0,99543
60	0,070649	4,229E-15	2,078E-17	8,555E-14	0,95867	0,99543
61	0,070649	2,326E-13	0,00006652	8,685E-15	0,95867	0,9955
62	0,069799	2,559E-13	8,745E-16	0,00074	0,95867	0,9955
63	0,069772	7,304E-07	7,731E-16	2,297E-14	0,95867	0,9955
64	0,069771	1,435E-13	1,45E-15	0,00105	0,95867	0,9955
65	0,06447	1,85E-12	0,00002787	1,095E-13	0,95867	0,99553

66	0,063301	0,00004913	1,941E-16	1,525E-15	0,95872	0,99553
67	0,062994	3,35E-13	5,063E-15	0,00136	0,95872	0,99553
68	0,062956	7,172E-15	8,796E-15	9,621E-14	0,95872	0,99553
69	0,062279	0,0011	1,762E-15	1,618E-14	0,95981	0,99553
70	0,061965	1,601E-13	6,144E-16	0,00997	0,95981	0,99553
71	0,061785	1,879E-13	5,409E-15	9,846E-15	0,95981	0,99553
72	0,061094	2,619E-13	2,157E-15	0,01567	0,95981	0,99553
73	0,060679	0,00033	3,834E-15	2,27E-14	0,96014	0,99553
74	0,058985	1,961E-13	1,904E-16	0,00344	0,96014	0,99553
75	0,058781	0,0000778	2,02E-15	2,132E-14	0,96022	0,99553
76	0,058586	2,913E-14	0,00159	3,033E-15	0,96022	0,99712
77	0,057708	1,474E-13	0,00204	2,344E-14	0,96022	0,99916
78	0,057056	1,488E-15	1,13E-16	7,857E-15	0,96022	0,99916
79	0,055824	1,066E-13	0,00073	2,976E-15	0,96022	0,99989
80	0,041043	0,00133	1,121E-16	7,541E-14	0,96155	0,99989
81	0,037138	6,203E-15	5,758E-17	2,125E-14	0,96155	0,99989
82	0,036266	5,5E-14	2,166E-14	0,00065	0,96155	0,99989
83	0,035388	0,00093	7,253E-15	6,558E-14	0,96248	0,99989
84	0,034166	1,35E-13	1,186E-14	5,437E-13	0,96248	0,99989
85	0,033902	1,82E-13	0,00004293	6,486E-13	0,96248	0,99993
86	0,033724	1,914E-14	1,086E-15	2,781E-14	0,96248	0,99993
87	0,033668	2,374E-16	0,00004166	1,157E-14	0,96248	0,99997
88	0,033049	8,259E-14	1,703E-15	0,02176	0,96248	0,99997
89	0,033035	9,269E-14	3,265E-15	0,00496	0,96248	0,99997
90	0,032687	0,00035	6,242E-15	2,106E-13	0,96283	0,99997
91	0,030703	5,946E-07	3,316E-19	7,727E-14	0,96283	0,99997
92	0,030032	6,904E-13	5,898E-15	0,01197	0,96283	0,99997
93	0,029721	6,718E-14	0,0000246	2,53E-13	0,96283	1
94	0,029675	8,282E-13	4,405E-17	2,69E-13	0,96283	1
95	0,029174	0,00037	8,333E-15	6,323E-13	0,9632	1
96	0,027569	0,00043	2,253E-15	6,016E-13	0,96363	1
97	0,027444	1,55E-15	7,228E-16	0,00294	0,96363	1
98	0,027227	7,994E-13	6,125E-08	8,962E-13	0,96363	1
99	0,026416	1,715E-12	3,222E-16	7,508E-13	0,96363	1
100	0,023148	1,259E-18	1,956E-16	1,411E-14	0,96363	1

Στη δεύτερη λύση παρατηρείται ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (πάνω από 90%) κατά τη διεύθυνση X απαιτήθηκαν 40 ιδιομορφές, ενώ κατά τη διεύθυνση Y απαιτήθηκαν 3. Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση X ισούται με $T = 0,107\text{sec}$ η οποία δίνεται στην 40η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας ίσο με 94,17%. Κατά τη διεύθυνση Y η κύρια ιδιοπερίοδος ισούται με $T = 0,930\text{sec}$, η οποία δίνεται στην 3^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας ίσο με 90,22%.



Σχήμα 4.24: Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X ($40^{\text{η}}$ με $T = 0,107\text{sec}$) του φορέα της $2^{\text{ης}}$ εναλλακτικής λύσης



Σχήμα 4.25: Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y ($3^{\text{η}}$ με $T = 0,930\text{sec}$) του φορέα της $2^{\text{ης}}$ εναλλακτικής λύσης

4.7 Συνδυασμοί φορτίσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι σύγχρονοι κανονισμοί προσδιορίζουν διάφορες οριακές καταστάσεις έναντι των οποίων πρέπει να γίνονται οι διάφοροι έλεγχοι του φορέα του έργου. Έχει επικρατήσει η θεώρηση δύο οριακών καταστάσεων ως εξής:

- 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 τμήματός του.
- 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 μέλος αυτού.

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factors), οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι προς τη μονάδα. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα.

Σύμφωνα με τους νέους κανονισμούς, η ανίσωση ελέγχου γράφεται με χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας για τις δράσεις και τις αντιστάσεις και είναι:

$$E_d \leq R_d$$

όπου E_d οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και R_d οι τιμές σχεδιασμού των αντιδράσεων. Οι συντελεστές ασφαλείας για τις παραπάνω δράσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

Πίνακας 4.12: Συντελεστές ασφαλείας δράσεων

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ .

Πίνακας 4.13: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών Ψ_i για κτίρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία			
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 Ε: 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 βάρος οχημάτων $30\text{ kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φιλανδία, ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη τα παραπάνω έχουμε συγκεντρωτικά για τα φορτία του φορέα:

1. Μόνιμα φορτία για τα οποία για δυσμενή φόρτιση $\gamma_G=1,35$ είναι και για ευμενή φόρτιση $\gamma_G=1,00$
2. Κινητά φορτία για τα οποία για δυσμενή φόρτιση $\gamma_Q=1,50$ είναι και για ευμενή φόρτιση $\gamma_Q=0$ και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,5$ και $\psi_1=0,2$
3. Φορτία ανέμου για τα οποία για δυσμενή φόρτιση $\gamma_Q=1,50$ είναι και για ευμενή φόρτιση $\gamma_Q=0$ και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,6$ και $\psi_1=0,2$

Στο φορέα της μελέτης δε λαμβάνονται υπόψη ωφέλιμα κινητά φορτία, όπως έχει αναφερθεί στο κεφάλαιο 4.3, ως κινητά φορτία νοούνται τα φορτία του χιονιού.

Οι συνδυασμοί που ελήφθησαν υπόψη στην εργασία είναι οι παρακάτω:

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ):
 - Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$:
Συνδυασμοί με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω:
ULS1: $1,35(\text{DEAD}+\text{DEADST})+1,5\text{SNOW}+1,5 \cdot 0,6\text{WINDY}$

ULS2: $1,35(DEAD+DEADST)+1,5WINDY+1,5 \cdot 0,5SNOW$

○ Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$:

Συνδυασμοί με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω:

ULS3: $1,35(DEAD+DEADST)+1,5SNOW$

Συνδυασμοί με δυσμενή τα φορτία προς τα πάνω:

ULS4: $1,35(DEAD+DEADST)+1,5WINDX$

- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ):

○ Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$:

Συνδυασμοί με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω:

SLS1: $1,0(DEAD+DEADST)+1,0SNOW+1,0 \cdot 0,6WINDY$

SLS2: $1,0(DEAD+DEADST)+1,0WINDY+1,0 \cdot 0,5SNOW$

○ Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$:

Συνδυασμοί με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω:

SLS3: $1,0(DEAD+DEADST)+1,0SNOW$

Συνδυασμοί με δυσμενή τα φορτία προς τα πάνω:

SLS4: $1,0(DEAD+DEADST)+1,0WINDX$

- Σεισμικοί συνδυασμοί:

SEISM1: $1,0(DEAD+DEADST)+EX+0,3EY$

SEISM2: $1,0(DEAD+DEADST)+EX-0,3EY$

SEISM3: $1,0(DEAD+DEADST)-EX+0,3EY$

SEISM4: $1,0(DEAD+DEADST)-EX-0,3EY$

SEISM5: $1,0(DEAD+DEADST)+EY+0,3EX$

SEISM6: $1,0(DEAD+DEADST)+EY-0,3EX$

SEISM7: $1,0(DEAD+DEADST)-EY+0,3EX$

SEISM8: $1,0(DEAD+DEADST)-EY-0,3EX$

όπου:

DEAD

το ίδιο βάρος

DEADST

το πρόσθετο μόνιμο φορτίο (φορτία επικάλυψης, βάρος H/M εξοπλισμού οροφής)

SNOW

το φορτίο του χιονιού

WINDY

το φορτίο του ανέμου για διεύθυνση $\theta=0^\circ$

WINDX

το φορτίο του ανέμου για διεύθυνση $\theta=90^\circ$

EX

η σεισμική δράση στη διεύθυνση x όπου για τον συνδυασμό των ιδιομορφών έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος CQC

EY

η σεισμική δράση στη διεύθυνση y όπου για τον συνδυασμό των ιδιομορφών έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος CQC

Για τα εντατικά μεγέθη από το σεισμό σχεδιασμού επιλέχθηκε να μην υπολογιστούν από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών των μεγεθών λόγω κάθε οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής δράσης διότι η θεώρηση αυτή δίνει πολύ συντηρητικές τιμές.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (4.3.3.5.1), τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας και τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

α) $EEdx "+" 0,30EEdy$

β) $0,30EEdx "+" EEdy$

όπου "+" σημαίνει "να συνδυαστεί με".

5 Έλεγχος επάρκειας και διαστασιολόγηση διατομών και μελών κατασκευής

5.1 Γενικά

Η στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια ηλεκτρονικού υπολογιστή με χρήση του προγράμματος SAP2000 v.14.

Μέσω του προγράμματος SAP2000, βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής, για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα, με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των στοιχείων του φορέα επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, και επίσης να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής.

Μέσω της εντολής Start Steel Design/Check of Structure, το πρόγραμμα βρήκε τα εντατικά μεγέθη για όλους τους συνδυασμούς, και εμφάνισε τα εξής αποτελέσματα (συντελεστές εκμετάλλευσης), όπως φαίνεται στο σχήμα:

5.2 Απαιτούμενοι από τον EC3 έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

5.2.1 Κατάταξη διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις 4 κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορία 1: Η πλαστική ροπή $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$

Κατηγορία 2: Η πλαστική ροπή $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$

Κατηγορία 3: Η ελαστική ροπή $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$

Κατηγορία 4: Η ροπή τοπικού λυγισμού $M < M_{el}$

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

5.2.2 Εφελκυσμός

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές με οπές η $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

όπου:

- A το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- f_y το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα
- γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

όπου:

- A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- f_u η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα
- γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Σε περιπτώσεις που απαιτείται όλκιμη μορφή αστοχίας (για παράδειγμα πλαστικό μέλη σε αντισεισμικές κατασκευές), πρέπει να επιδιώκεται:

$$N_{u,Rd} \leq N_{pl,Rd}$$

5.2.3 Θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.4)$$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη.

Η αντοχή σχεδιασμού $N_{c,Rd}$ καθορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.5)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.6)$$

όπου:

A η πλήρης διατομή

A_{eff} η ενεργός διατομή

5.2.4 Μονοαξονική (ή απλή) κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.7)$$

όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε κάμψη.

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα της διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (5.8)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (5.9)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.10)$$

όπου W_{el} και W_{eff} αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας και στην ενεργό διατομή αντίστοιχα.

5.2.5 Τέμνουσα

Για τον έλεγχο επάρκειας έναντι τέμνουσας, η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.11)$$

όπου $V_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (5.12)$$

όπου A_v η επιφάνεια διάτμησης.

5.2.6 Κάμψη και διάτμηση

Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής.

Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας (διατμητική κύρτωση) μειώνει την αντοχή της διατομής σύμφωνα με το πρότυπο EN 1993-1-5.

Διαφορετικά, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η μειωμένη ροπή αντοχής, που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση και για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά πρέπει } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (5.13)$$

όπου:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.14)$$

5.2.7 Κάμψη και αξονική δύναμη

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής.

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού γράφεται:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (5.15)$$

όπου $M_{N,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} .

Για ορθογωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές λόγω κοχλιών, το $M_{N,Rd}$ λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (5.16)$$

όπου $N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$ η αξονική δύναμη σχεδιασμού διαρροής της διατομής και A το εμβαδόν της διατομής.

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνει μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται ταυτόχρονα τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (5.17)$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.18)$$

όπου:

h_w η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

t_w το πάχος του κορμού

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.19)$$

Για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \text{ αλλά πρέπει } M_{N,y,Rd} \geq M_{pl,y,Rd} \quad (5.20)$$

$$\text{Για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{Για } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

όπου

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} \text{ πρέπει όμως } a \leq 0,5.$$

5.2.8 Διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών και που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.21)$$

στο οποίο a και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- Γ και Η διατομές:
 $a = 2$ και $\beta = 5n$ αλλά $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές:
 $a = 2$ και $\beta = 2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:
 $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2}$ αλλά $\alpha = \beta \leq 6$
όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

5.2.9 Αντοχή μελών σε καμπτικό λυγισμό (μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη)

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.22)$$

όπου:

N_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται ως εξής:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.23)$$

όπου χ μειωτικός συντελεστής.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{με } \chi \leq 1,0 \quad (5.24)$$

όπου:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (5.25)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.26)$$

α είναι ο συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.1, σε σχέση και με τους Πίνακες 5.2 και 5.4.

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

Πίνακας 5.1: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

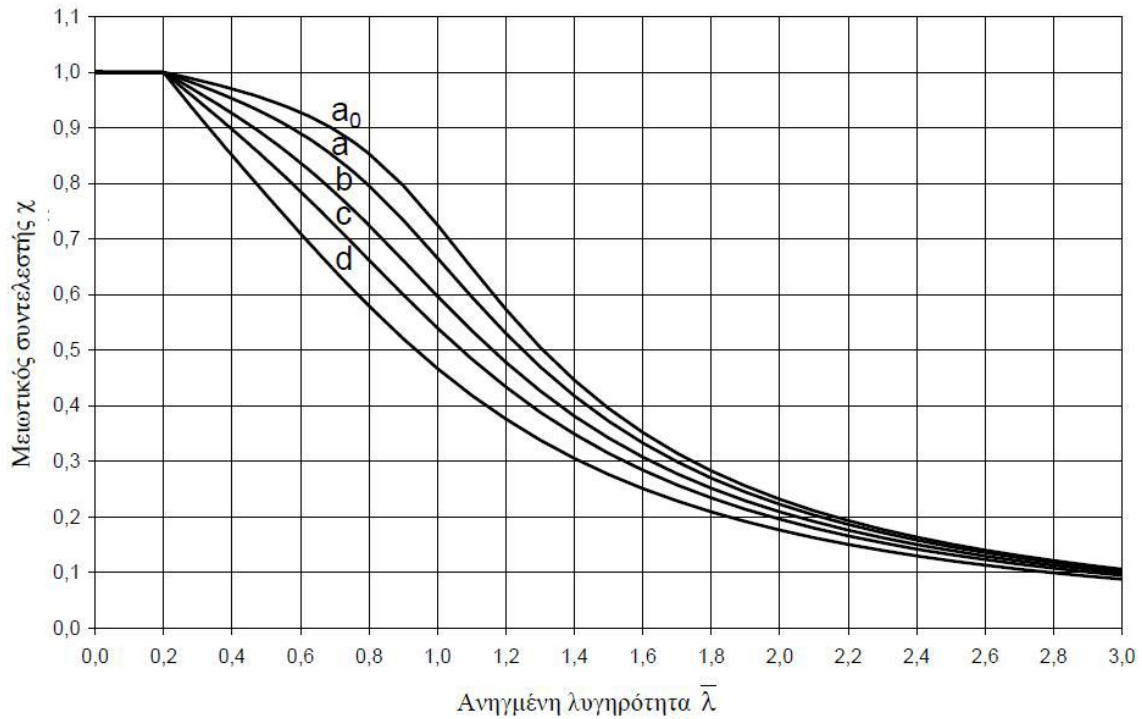
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα

Για λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \quad \text{ή για} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

(μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Επομένως, οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.



Σχήμα 5.1: Καμπύλες λυγισμού

5.2.10 Ανηγμένη λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.27)$$

όπου:

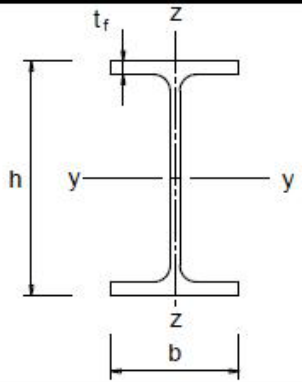
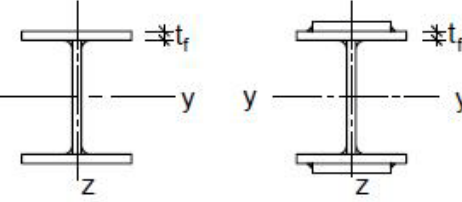
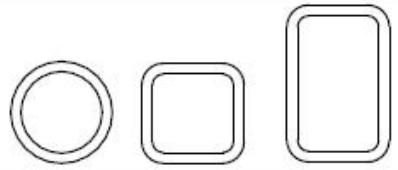
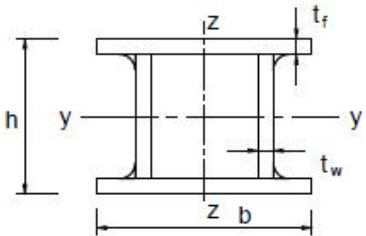
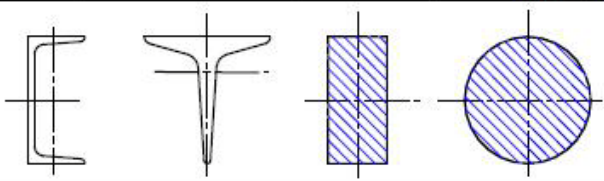
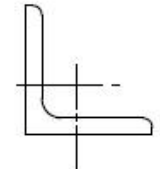
L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού.

$i = \sqrt{I/A}$ είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

Πίνακας 5.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί των άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελατές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ y-y z-z	a	a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ y-y z-z	b
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ y-y z-z	b	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$ y-y z-z	d
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b	b
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c	c
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a_0
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κίβωτοποιεϊδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, Γ- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c
L-διατομές 		Κάθε	b	b

5.2.11 Ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_T$ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,T}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.28)$$

Για στρεπτικό λυγισμό, η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να καθορίζεται από τον Πίνακα 5.3, θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα z. Πρακτικά ο στρεπτικός λυγισμός είναι δυσμενέστερος του καμπτικού για περιορισμένο αριθμό διατομών.

5.2.12 Αντοχή μελών σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη)

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{με } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (5.29)$$

όπου:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.29)$$

α_{LT} είναι ο συντελεστής ατελειών (από Πίνακα 5.3)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad \text{η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού} \quad (5.30)$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Πίνακας 5.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιείται, δίνεται στον Πίνακα 5.4

Πίνακας 5.4: Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Οι τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} μπορούν να προσδιορίζονται και από το Σχήμα, συναρτήσει της αντίστοιχης ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{LT}$.

Για λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \text{ ή για } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04 \text{ (} \bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4 \text{ ή } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16 \text{ αντίστοιχα για ελατές διατομές)}$$

ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής.

5.2.13 Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρική ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκείμενης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού, όπως προβλέπεται στο Παράρτημα F του EC3-Μέρος 1.1 (έκδοση 1992), δίνεται από το γενικό τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (5.31)$$

όπου:

- C_1, C_2, C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης
- I_t η σταθερά στρέψης
- I_w η σταθερά στρέβλωσης
- I_z η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα
- L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων
- k και k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος
- $z_g = z_a - z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
- z_a η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς το κεντροβαρικό άξονα y-y
- z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

$$z_j = z_s - \left[0,5 \int_A z(y^2 + z^2) dA \right] / I_y.$$

Οι τεταγμένες z_a και z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.


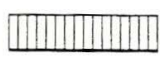


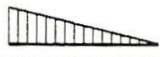




Για δοκούς διπλής συμμετρίας είναι $z_j = 0$, ενώ όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής είναι $z_g = 0$.

Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, όταν και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις. Εάν και τα δύο άκρα είναι πακτωμένα αντιστοιχεί τιμή $k = 0,5$, ενώ για περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός με απλή στρεπτική στήριξη, $k = 0,7$. Ο συντελεστής αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr} / L ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.

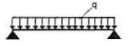

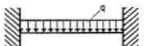
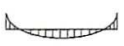
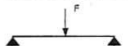

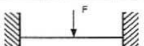

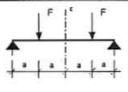

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος προς 1,0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να χρησιμοποιείται η συντηρητική τιμή $k_w = 1$.

Οι συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 δίνονται στους Πίνακες 5.5 και 5.6 για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k , ανάλογα με τη μορφή του διαγράμματος καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ πλευρικών στηρίξεων.

Πίνακας 5.5: Συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	ψ	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμή του k	Συντελεστές		
				C_1	C_2	C_3
	+1		1,0	1,000	0	1,000
			0,7	1,000	0	1,113
			0,5	1,000	0	1,114
	+1/2		1,0	1,323	0	0,992
			0,7	1,473	0	1,556
			0,5	1,514	0	2,271
	+1/4		1,0	1,563	0	0,977
			0,7	1,739	0	1,531
			0,5	1,788	0	2,235
	0		1,0	1,879	0	0,939
			0,7	2,092	0	1,473
			0,5	2,150	0	2,150
	-1/4		1,0	2,281	0	0,855
			0,7	2,538	0	1,340
			0,5	2,609	0	1,957
	-1/2		1,0	2,704	0	0,676
			0,7	3,009	0	1,059
			0,5	3,093	0	1,546
	-3/4		1,0	2,927	0	0,366
			0,7	3,258	0	0,575
			0,5	3,348	0	0,837
	-1		1,0	2,752	0	0,000
			0,7	3,063	0	0,000
			0,5	3,149	0	0,000

Πίνακας 5.6: Συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

5.2.14 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη

Εκτός εάν εκτελείται ανάλυση δεύτερης τάξης, η ευστάθεια μελών σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας, που δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτικές παραμορφώσεις, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:

- Μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές όπου η στρέψη παρεμποδίζεται, στα οποία λαμβάνεται $\chi_{LT}=1,0$.
- Μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη, όπου ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός αποτελεί πιθανή μορφή αστοχίας, οπότε πρέπει να υπολογίζεται ο χ_{LT} .

Για μέλη δομικών συστημάτων ο έλεγχος αντοχής μπορεί να γίνεται βασιζόμενος στα μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος, θεωρούμενα αποκομμένα από το σύστημα.

Επομένως, μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις εξής σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.32)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.33)$$

όπου:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μέγιστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους αντίστοιχα
- $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ οι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4, βλ. Πίνακα 5.7.
- χ_y και χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
- χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού. Για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική παραμόρφωση, θα λαμβάνεται $\chi_{LT} = 1,0$
- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

Πίνακας 5.7: Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$ για τις διάφορες κατηγορίες διατομής

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} μπορούν να λαμβάνονται από δύο εναλλακτικές μεθόδους, με το Εθνικό Προσάρτημα να επιτρέπει τη χρήση και των δύο. Στα πλαίσια των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν σε αυτήν τη διπλωματική επιλέχθηκε η 2^η μέθοδος, σύμφωνα με την οποία οι τιμές των k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} υπολογίζονται με βάση τους παρακάτω Πίνακες 5.8 και 5.9.


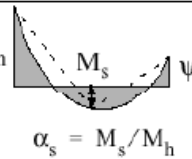
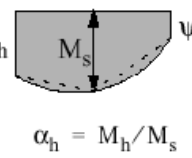
Πίνακας 5.8: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις σύμφωνα με τη 2^η μέθοδο

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.			

Πίνακας 5.9: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις σύμφωνα με τη 2^η μέθοδο

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 5.10: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες 5.8 και 5.9

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
 M	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 M_h $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 M_h $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.

Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:

συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

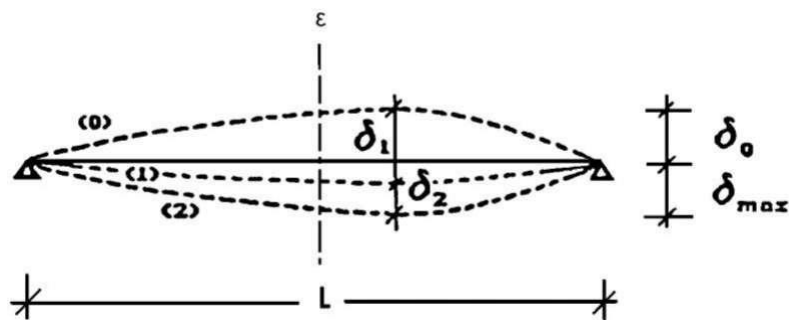
5.3 Απαιτούμενοι από τον EC3 έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά, όπως γυαλί γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονίαμα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις, αλλαγές στην στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων (π.χ. διαφορετικά όρια βελών για οροφές και δάπεδα).



Σχήμα 5.2: Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με: $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_0$

όπου:

δ_{max} είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

δ_1 είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 5.9.

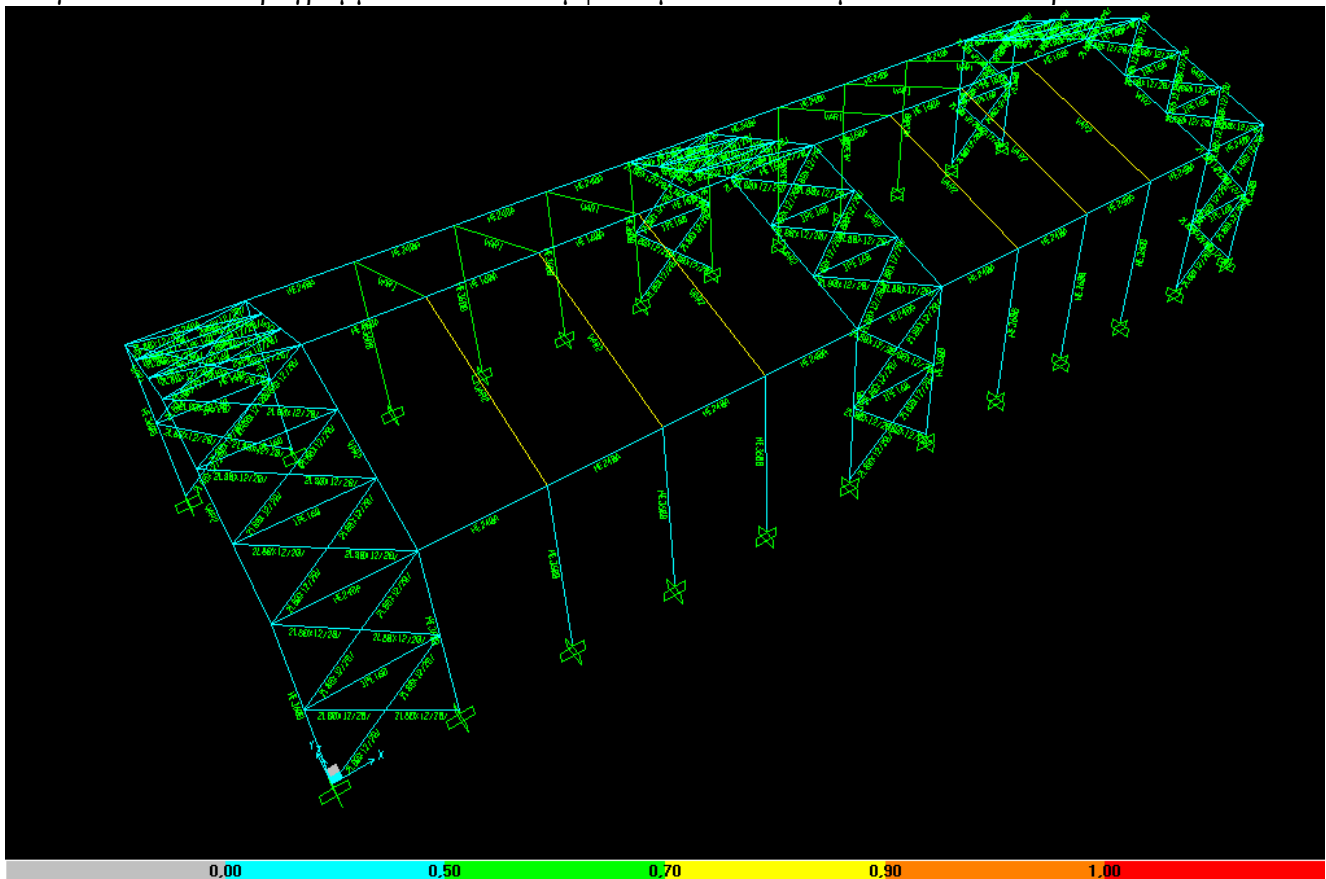
Πίνακας 5.9: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

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

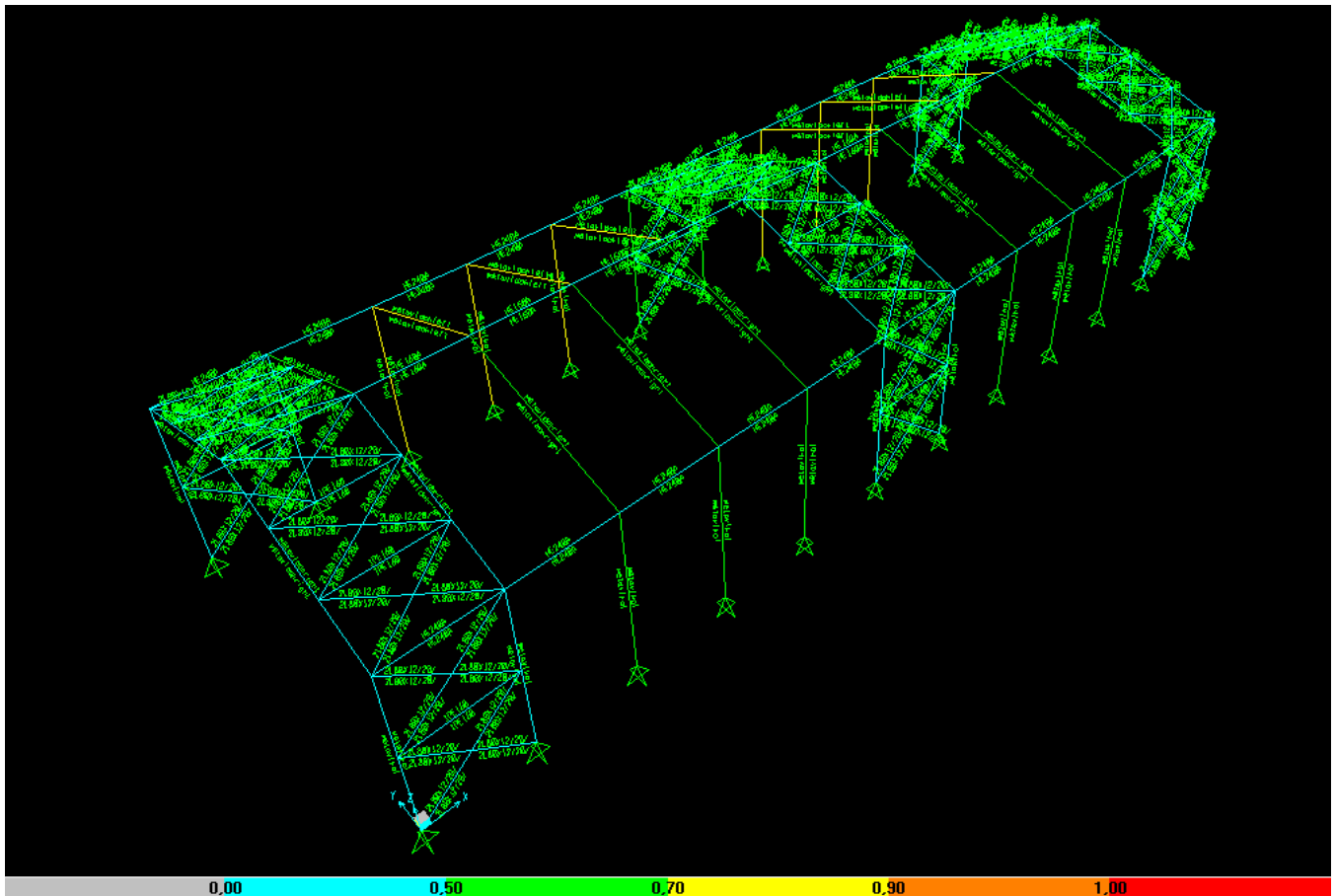
Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων, και συγκεκριμένα για μονώροφα βιομηχανικά και άλλου είδους κτίρια, χωρίς γερανογέφυρες πρέπει να ισχύει $u \leq H/150$, όπου u η οριζόντια μετακίνηση και H το ύψος του κτηρίου.

5.4 Έλεγχος επάρκειας των μελών του κτηρίου

Για την ανάλυση τα κοινά δομικά στοιχεία γίνονται ομάδες (Groups) και διαστασιολογούνται με βάση αυτό που καταπονείται περισσότερο. Τα αποτελέσματα κάθε διατομής φαίνονται παρακάτω. Για όλα τα μέλη πλην των τεγίδων και μηκίδων ο έλεγχος γίνεται από το πρόγραμμα SAP2000 σύμφωνα με τα απαιτούμενα από τον Ευρωκώδικα 3.



Σχήμα 5.3: Έλεγχος των μελών του φορέα της 1^{ης} λύσης και οι συντελεστές εκμετάλλευσής τους (χρώματα).



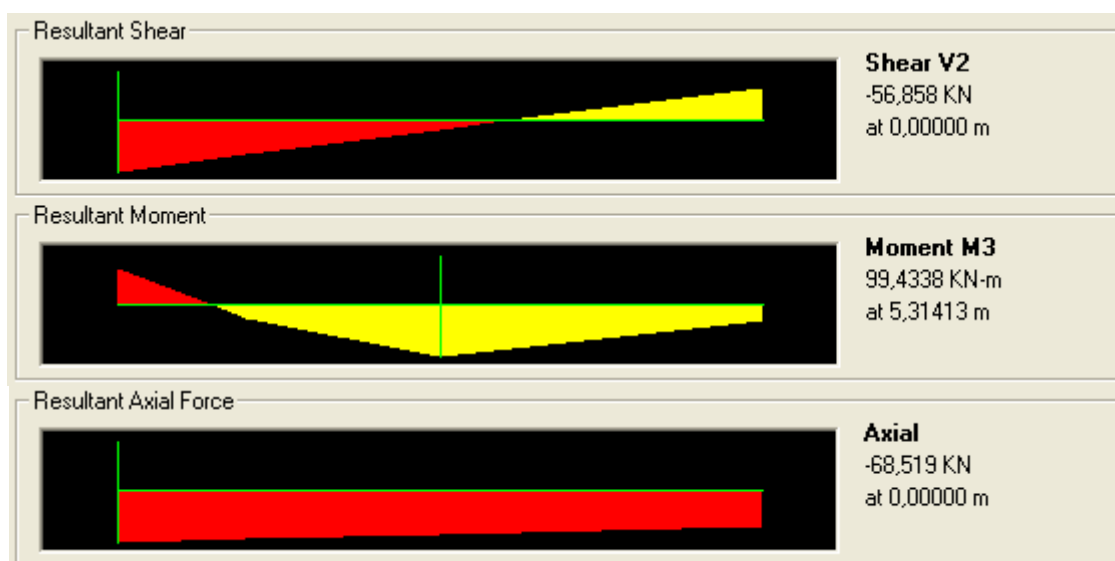
Σχήμα 5.4: Έλεγχος των μελών του φορέα της 2^{ης} λύσης και οι συντελεστές εκμετάλλευσης τους (χρώματα).

5.4.1 Δοκοί ζυγωμάτων πλαισίων

- Στην πρώτη εναλλακτική λύση:
Επιλέχθηκε διατομή ΙΡΕ500. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο τρίτο από το άνοιγμα πλαίσιο για τον συνδυασμό ULS2 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,793.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : ULS2							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 3	Design Sect: VAR2						
X Mid : 11,000	Design Type: Brace						
Y Mid : 5,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 11,700	Sect Class : Class 1						
Length : 10,628	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 5,314	RLLF : 1,000						
Area : 0,012	SMajor : 0,002	rMajor : 0,204	AUMajor: 0,005				
IMajor : 4,820E-04	SMinor : 2,142E-04	rMinor : 0,043	AUMinor: 0,005				
IMinor : 2,142E-05	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 3,360E-04	Fy : 235000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
5,314	-57,348	99,434	-0,355	-9,141	0,068	0,003	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,793	= 0,182	+ 0,606	+ 0,005	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-57,348	314,343	2478,182	2245,746	314,343		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	99,434	468,718	468,718	150,610			
Minor Moment	-0,355	71,782	71,782				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,000	0,917	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,000				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	9,141	629,049	0,015	OK	0,000		
Minor Shear	0,068	657,829	0,000	OK	0,000		

Σχήμα 5.5: Ανάλυση δοκού ζυγώματος για την 1^η λύση



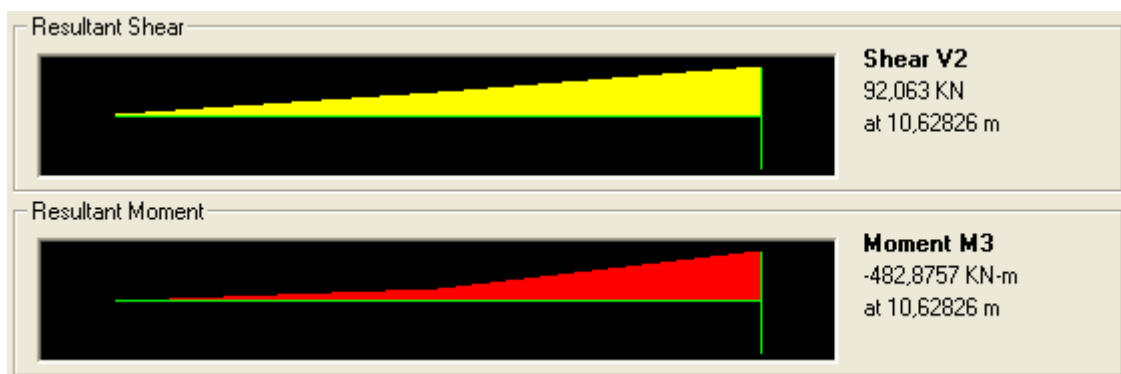
Σχήμα 5.6: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού ζυγώματος για την 1^η λύση

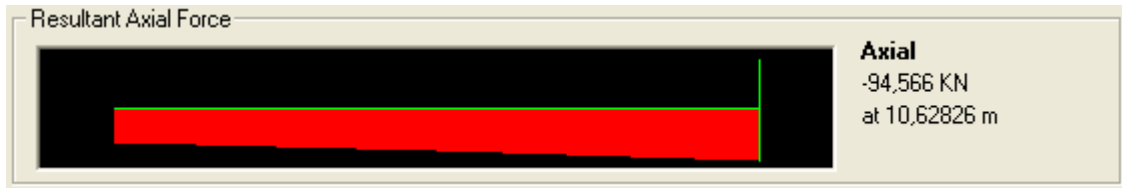
- Στη δεύτερη εναλλακτική λύση:

Το ύψος της διατομής μεταβάλλεται γραμμικά από 200mm σε 550mm, ενώ το πλάτος της από 200mm σε 300mm. Στη δοκό του ζυγώματος το πάχος των πελμάτων είναι 25mm και το πάχος του κορμού 12mm. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο πέμπτο από το άνοιγμα πλαίσιο για τον συνδυασμό ULS1 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,788.

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993									
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK									
Units : KN, m, C									
Frame : 56 Design Sect: metavldokleft X Mid : 22,000 Design Type: Brace Y Mid : 15,000 Frame Type : Moment Resisting Frame Z Mid : 11,700 Sect Class : Class 1 Length : 10,628 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3 Loc : 10,628 RLLF : 1,000									
Area : 0,021 SMajor : 0,004 rMajor : 0,235 AUMajor: 0,007 IMajor : 0,001 SMinor : 7,505E-04 rMinor : 0,073 AUMinor: 0,013 IMinor : 1,126E-04 ZMajor : 0,005 E : 210000000,00 Ixy : 0,000 ZMinor : 0,001 Fy : 235000,000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	P	M33	M22	U2	U3	T			
10,628	-94,566	-482,876	2,772E-04	92,063	-6,317E-04	-7,700E-04			
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
	0,788	= 0,070	+ 0,718	+ 0,000	0,950	OK			
AXIAL FORCE DESIGN									
	Fc or Ft	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor				
	-94,566	1346,656	4486,364	4002,972	1346,656				
MOMENT DESIGN									
	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd					
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity					
Major Moment	-482,876	1001,420	1001,420	662,655					
Minor Moment	2,772E-04	244,186	244,186						
	K	L	k	klt	C1				
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor				
Major Moment	1,000	1,000	1,004	0,985	1,880				
Minor Moment	1,000	1,000	1,000						
SHEAR DESIGN									
	U.Sd	U.Rd	Stress	Status	Tu				
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion				
Major Shear	92,063	814,064	0,113	OK	0,000				
Minor Shear	6,317E-04	1541,788	0,000	OK	0,000				

Σχήμα 5.7: Ανάλυση δοκού ζυγώματος για την 2^η λύση





Σχήμα 5.8: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού ζυγώματος για την 2^η λύση

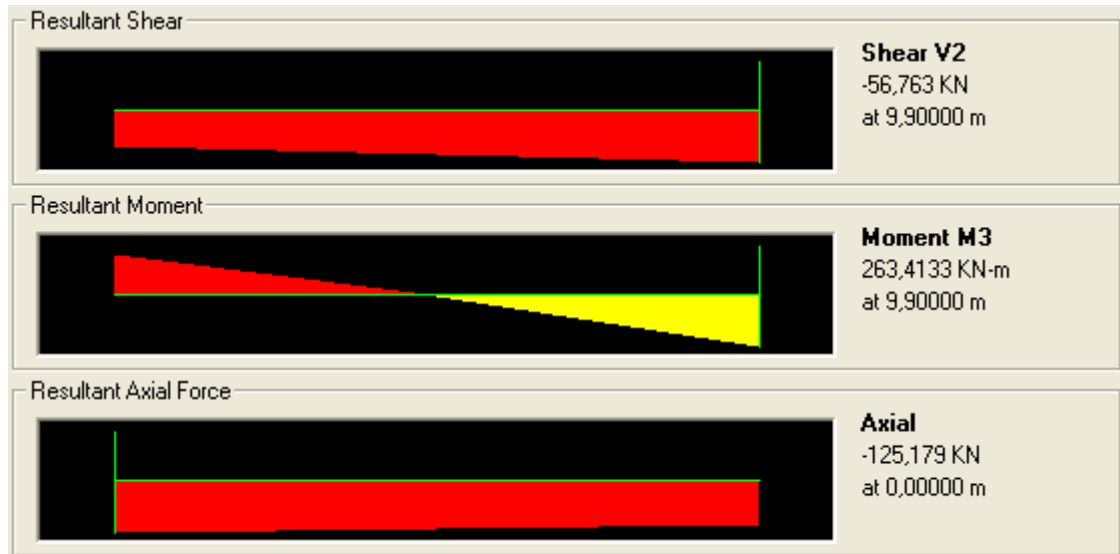
5.4.2 Υποστυλώματα πλαισίων

- Στην πρώτη εναλλακτική λύση:

Επιλέχθηκε διατομή HEB360. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο πέμπτο από το άνοιγμα πλαίσιο για τον συνδυασμό ULS1 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,571.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK								Units
File								KN, m, C
Combo : ULS1								
Units : KN, m, C								
Frame : 62	Design Sect: HE360B							
X Mid : 22,000	Design Type: Column							
Y Mid : 20,000	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 4,950	Sect Class : Class 1							
Length : 9,900	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local							
Loc : 9,900	RLLF : 1,000							
Area : 0,018	SMajor : 0,002	rMajor : 0,154	AUMajor: 0,005					
IMajor : 4,319E-04	SMinor : 6,760E-04	rMinor : 0,075	AUMinor: 0,011					
IMinor : 1,014E-04	ZMajor : 0,003	E : 210000000,00						
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,001	Fy : 235000,000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	P	M33	M22	U2	U3	T		
9,900	-106,189	263,413	8,451E-04	-56,763	-0,003	7,331E-04		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(5.5.4)	0,571	= 0,079	+ 0,492	+ 0,000	0,950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor				
Axial	-106,189	1338,380	3866,818	3068,475	1338,380			
MOMENT DESIGN								
M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity					
Major Moment	263,413	573,186	522,618					
Minor Moment	8,451E-04	220,473	220,473					
K Factor	L Factor	k Factor	kIt Factor	C1 Factor				
Major Moment	1,000	1,000	0,983	0,976	2,700			
Minor Moment	1,000	1,000	0,998					
SHEAR DESIGN								
U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion				
Major Shear	56,763	555,044	0,102	OK	0,000			
Minor Shear	0,003	1387,609	2,032E-06	OK	0,000			

Σχήμα 5.9: Ανάλυση υποστυλώματος για την 1^η λύση



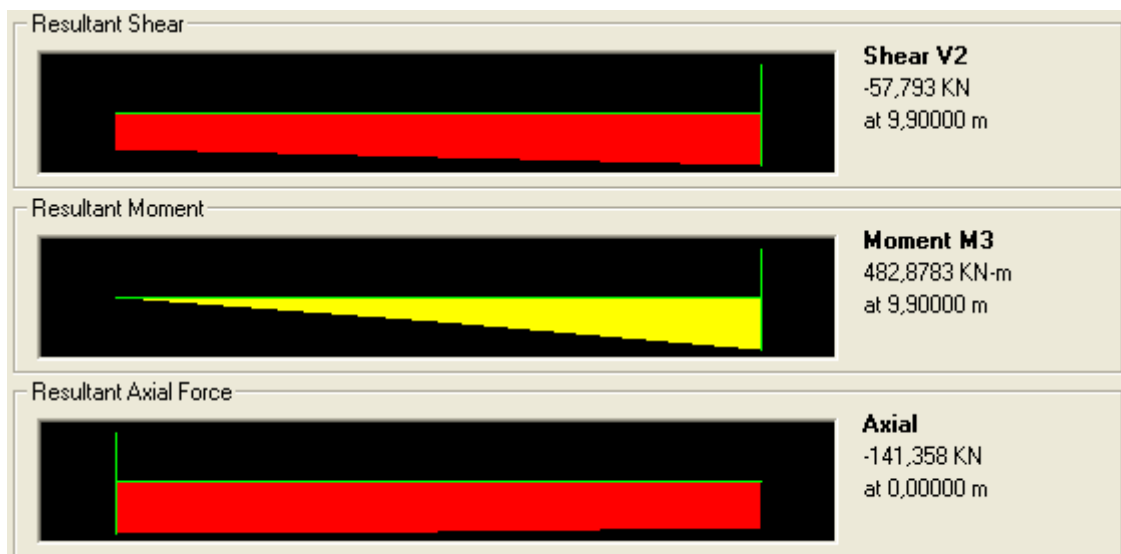
Σχήμα 5.10: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την 1^η λύση

- Στη δεύτερη εναλλακτική λύση:

Το ύψος της διατομής μεταβάλλεται γραμμικά από 200mm σε 550mm, ενώ το πλάτος της από 200mm σε 300mm. Στο υποστύλωμα το πάχος των πελμάτων της διατομής είναι 25mm και το πάχος του κορμού 15mm. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο πέμπτο από το άνοιγμα πλαίσιο για τον συνδυασμό ULS1 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,748.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Units: KN, m, C							
Frame	: 62	Design Sect:	metavkol1				
X Mid	: 22,000	Design Type:	Column				
Y Mid	: 20,000	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 4,950	Sect Class:	Class 1				
Length	: 9,900	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 9,900	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,023	SMajor	: 0,004	rMajor	: 0,230	AUMajor	: 0,008
IMajor	: 0,001	SMinor	: 7,509E-04	rMinor	: 0,071	AUMinor	: 0,013
IMinor	: 1,126E-04	ZMajor	: 0,005	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 0,001	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
9,900	-123,129	482,878	8,184E-04	-57,793	-8,267E-05	0,000	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,748	= 0,081	+ 0,667	+ 0,000	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-123,129	1527,773	4806,818	4336,968	1527,773		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	482,878	1041,477	1041,477	710,481			
Minor Moment	8,184E-04	246,349	246,349				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,002	0,982	1,880		
Minor Moment	1,000	1,000	1,004				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	57,793	1017,580	0,057	OK	0,000		
Minor Shear	8,267E-05	1541,788	0,000	OK	0,000		

Σχίμα 5.11: Ανάλυση υποστλώματος για την 2^η λύση

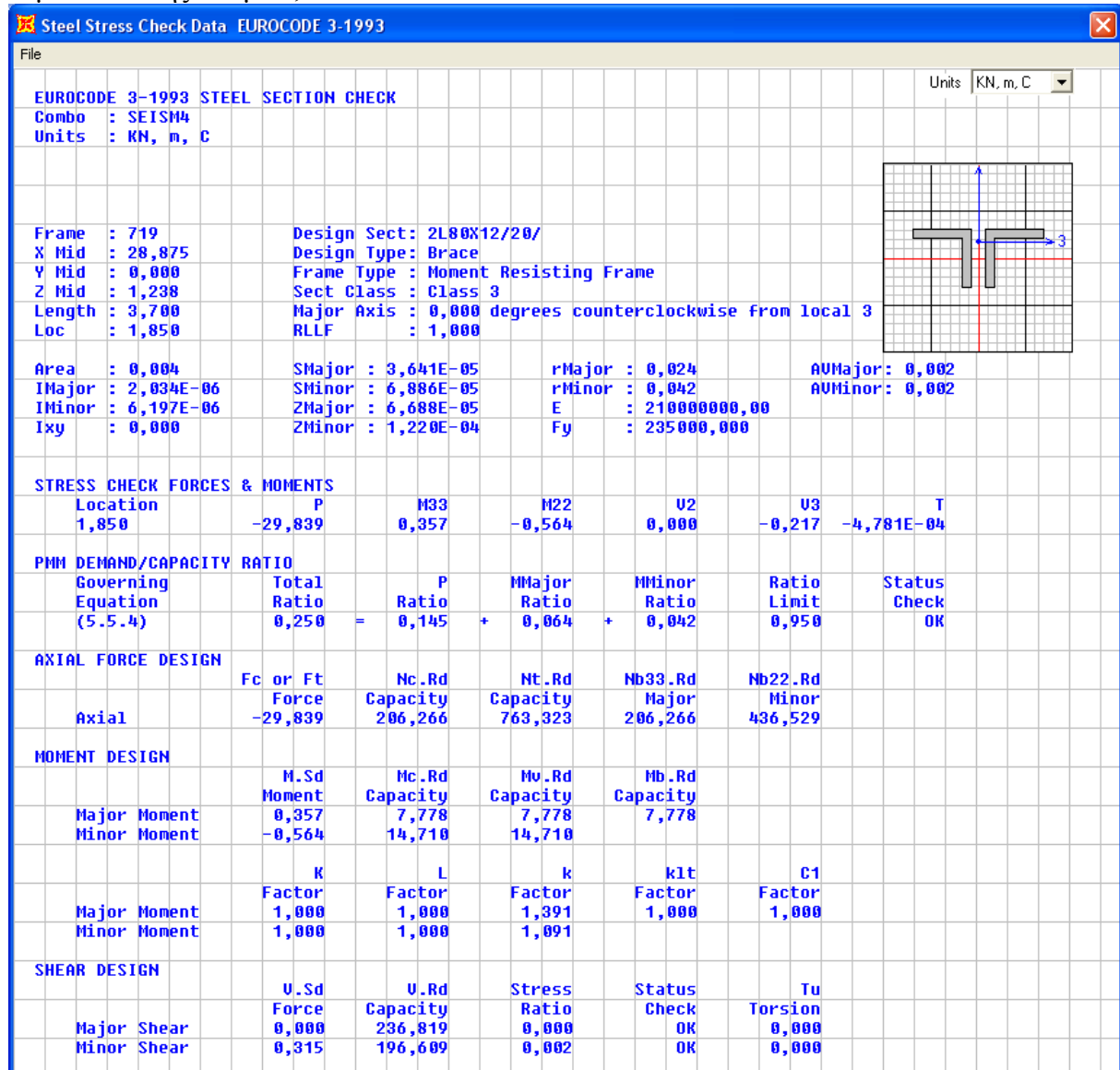


Σχίμα 5.12: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υποστλώματος για την 2^η λύση

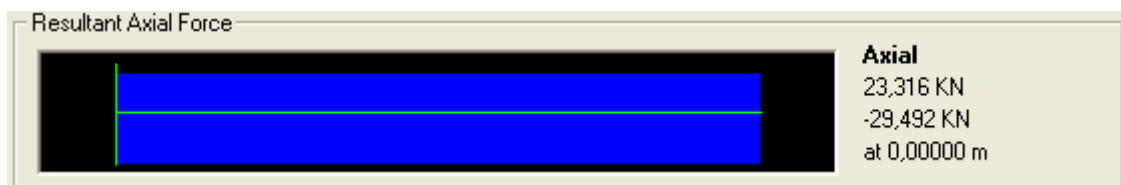
5.4.3 Διαγώνιοι κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

- Στην πρώτη εναλλακτική λύση:

Επιλέχθηκε διατομή 2L80x12. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο δεύτερο από το άνοιγμα σύνδεσμο δυσκαμψίας για τους συνδυασμούς SEISM1-4 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,250.



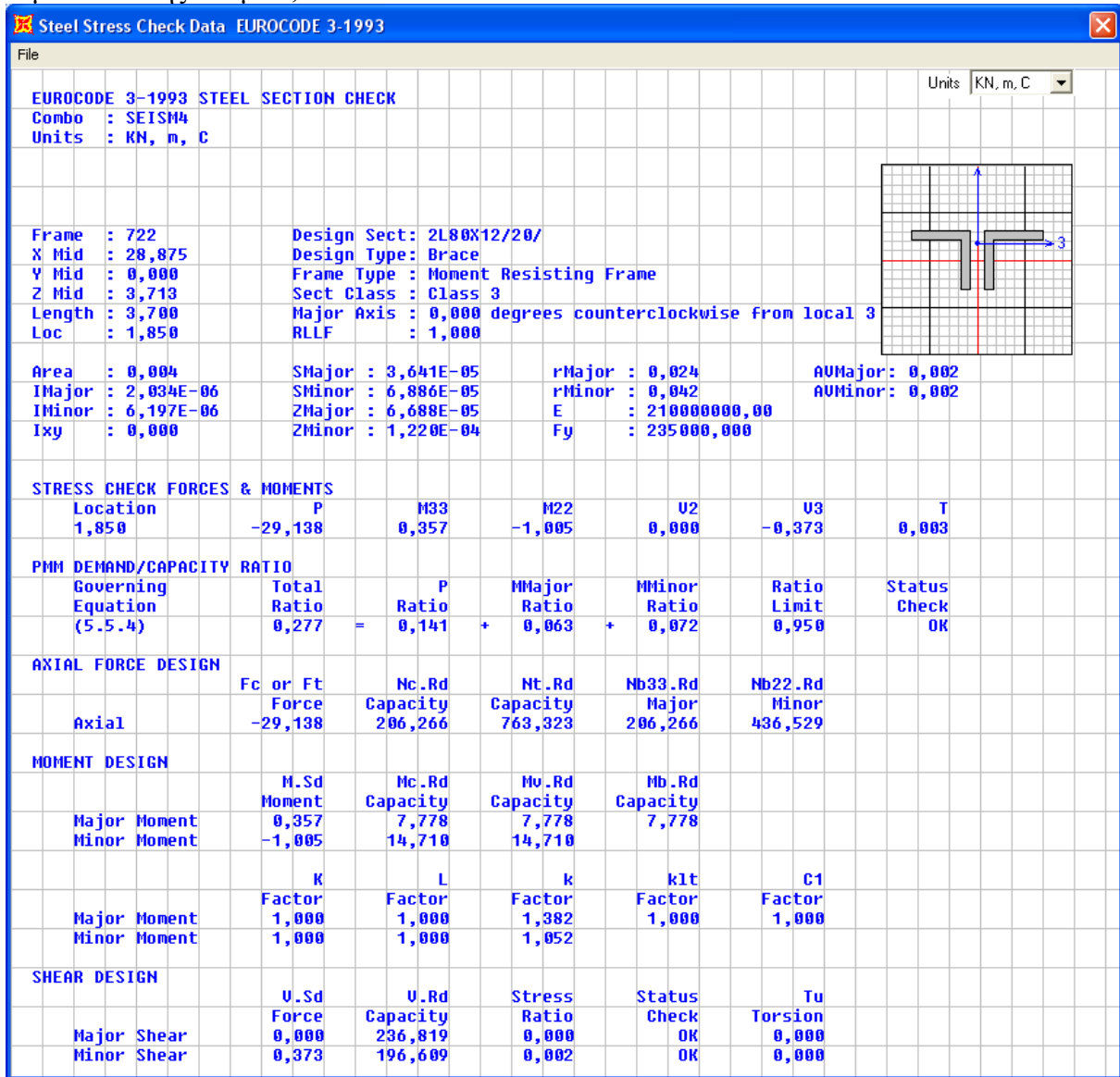
Σχήμα 5.13: Ανάλυση διαγώνιου του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 1^η λύση



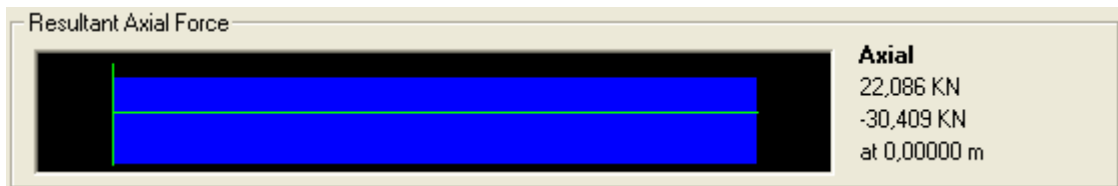
Σχήμα 5.14: Διάγραμμα αξονικής δύναμης της διαγώνιου του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 1^η λύση

- Στη δεύτερη εναλλακτική λύση:

Επιλέχθηκε διατομή 2L80x12. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο δεύτερο από το άνοιγμα σύνδεσμο δυσκαμψίας για τους συνδυασμούς SEISM1-4 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,277.



Σχήμα 5.15: Ανάλυση διαγωνίου του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 2^η λύση



Σχήμα 5.16: Διάγραμμα αξονικής δύναμης της διαγωνίου του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 2^η λύση

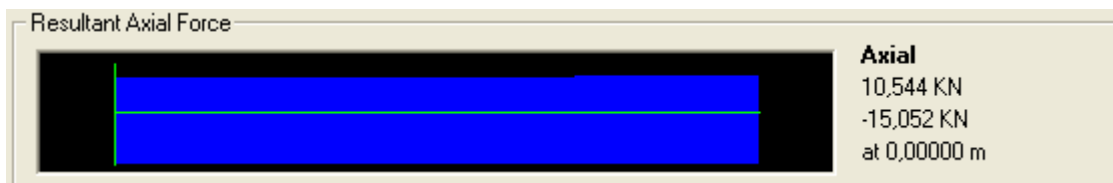
5.4.4 Διαγώνιοι οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

- Στην πρώτη εναλλακτική λύση:

Επιλέχθηκε διατομή 2L80x12. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο πρώτο από το άνοιγμα σύνδεσμο δυσκαμψίας για τους συνδυασμούς SEISM1-4 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,210.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Units: KN, m, C							
Frame	: 642	Design Sect:	2L80X12/20/				
X Mid	: 1,375	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 15,833	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 11,400	Sect Class:	Class 3				
Length	: 3,271	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local				
Loc	: 3,271	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,004	SMajor	: 3,641E-05	rMajor	: 0,024	AUMajor	: 0,002
IMajor	: 2,034E-06	SMinor	: 6,886E-05	rMinor	: 0,042	AUMinor	: 0,002
IMinor	: 6,197E-06	ZMajor	: 6,688E-05	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 1,220E-04	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
3,271		-14,884	0,000	-2,171	0,000	-0,064	2,371E-04
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,210	= 0,059	+ 0,000	+ 0,150	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-14,884	250,291	763,323	250,291	488,023		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	0,000	7,778	7,778	7,778			
Minor Moment	-2,171	14,710	14,710				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,142	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,018				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0,000	236,819	0,000	OK	0,000		
Minor Shear	0,144	196,609	0,001	OK	0,000		

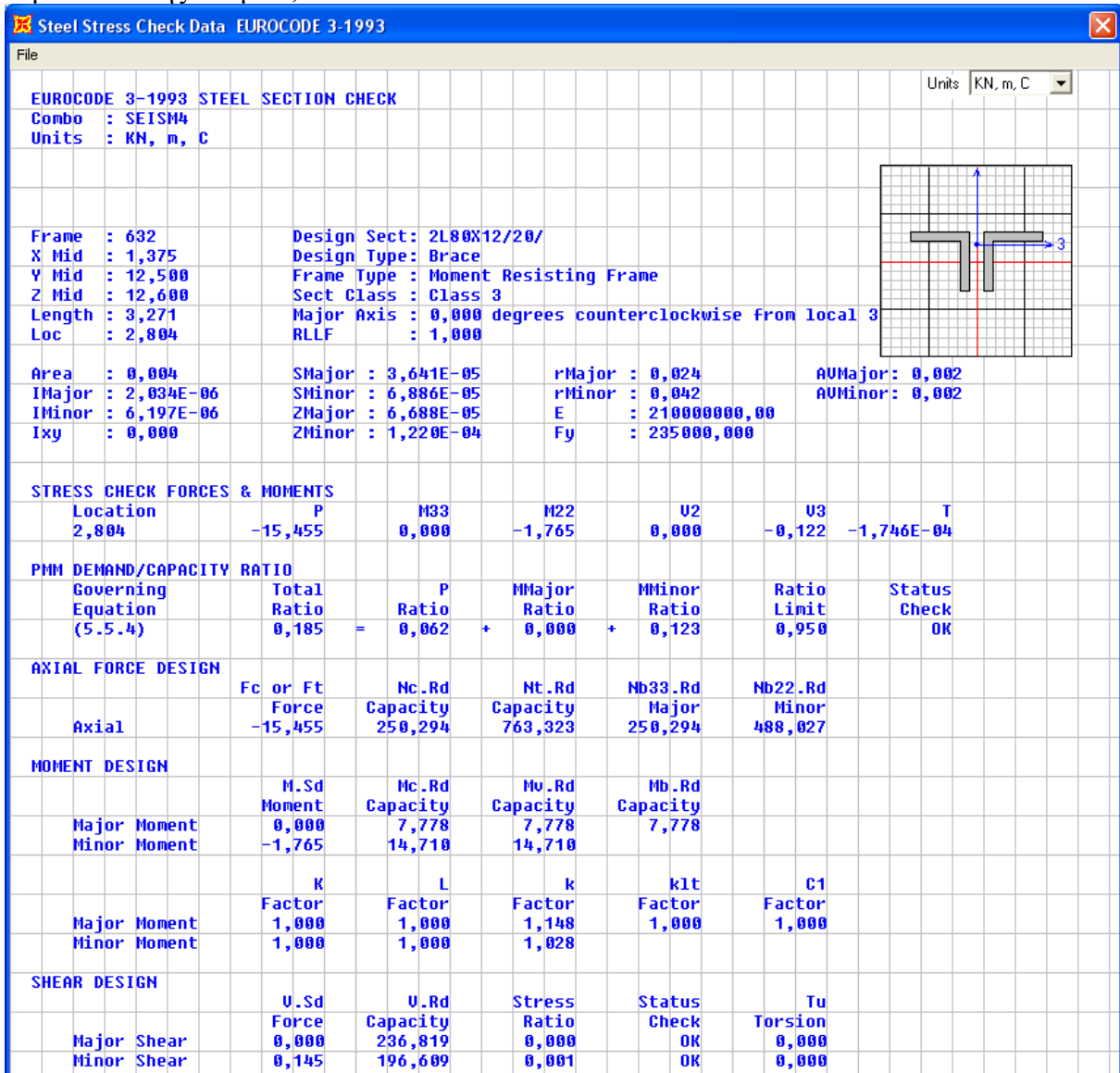
Σχήμα 5.17: Ανάλυση διαγώνιου του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 1^η λύση



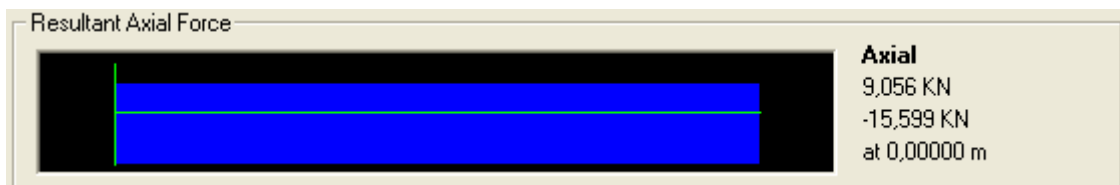
Σχήμα 5.18: Διάγραμμα αξονικής δύναμης της διαγώνιου του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 1^η λύση

- Στη δεύτερη εναλλακτική λύση:

Επιλέχθηκε διατομή 2L80x12. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στον πρώτο και τρίτο από το άνοιγμα σύνδεσμο δυσκαμψίας για τους συνδυασμούς SEISM1-4 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,306.



Σχήμα 5.19: Ανάλυση διαγωνίου του οριζώντιου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 2^η λύση

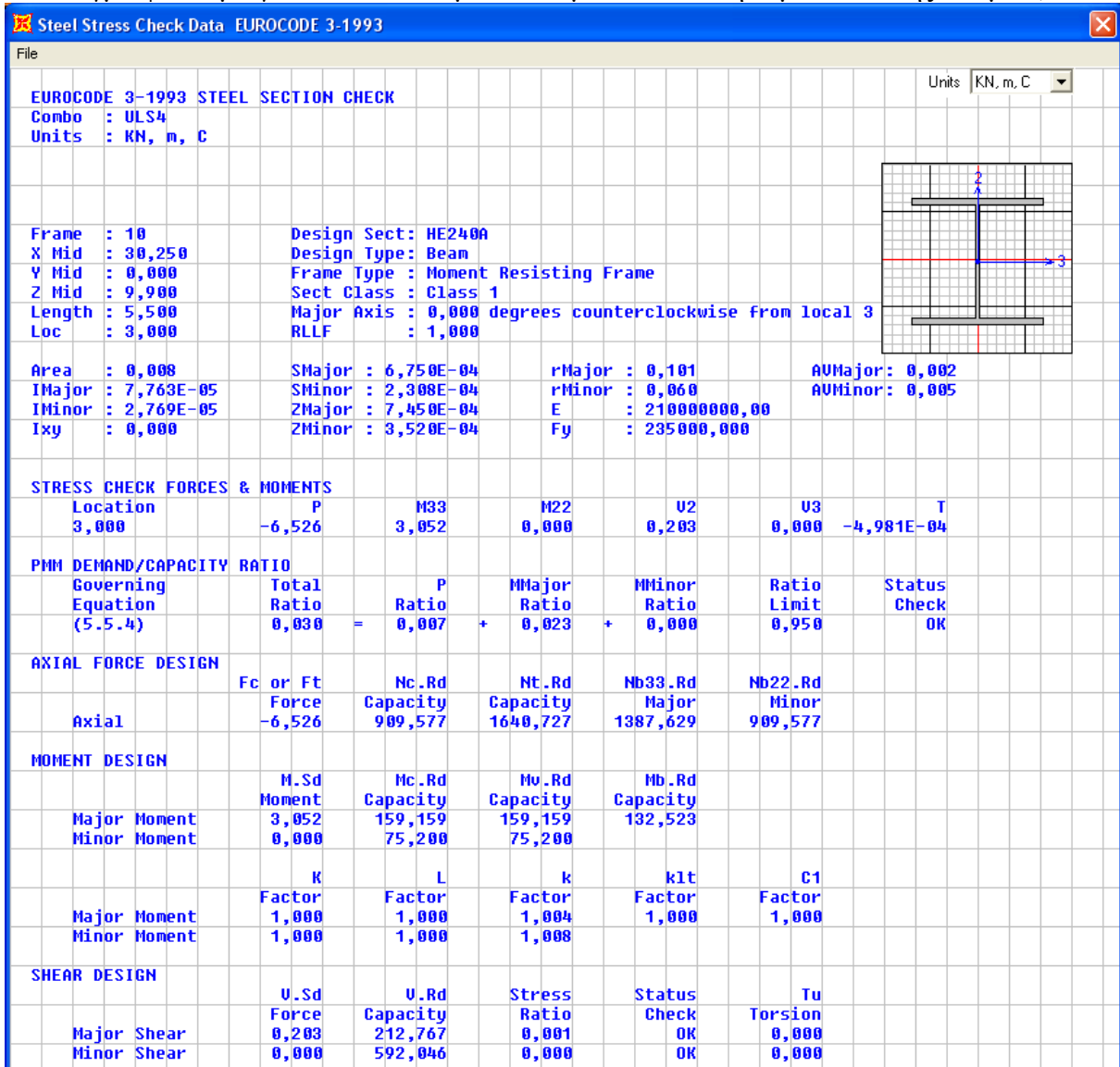


Σχήμα 5.20: Διάγραμμα αξονικής δύναμης της διαγωνίου του οριζώντιου συνδέσμου δυσκαμψίας για την 2^η λύση

5.4.5 Δευτερεύουσες δοκοί – Κεφαλοδοκοί

- Στην πρώτη εναλλακτική λύση:

Επιλέχθηκε διατομή HEA240. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο έκτο από το άνοιγμα φάτνωμα για τον συνδυασμό ULS4 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,030.



Σχήμα 5.21: Ανάλυση κεφαλοδοκού για την 1^η λύση



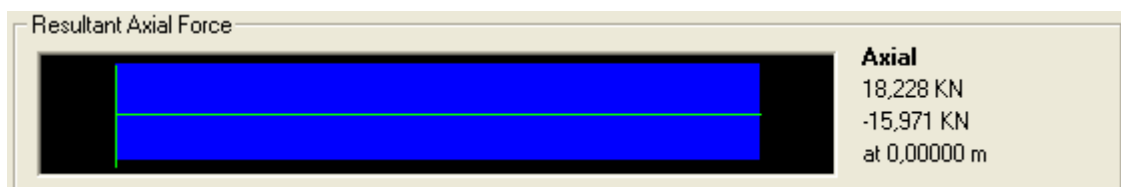
Σχήμα 5.22: Διάγραμμα αξονικής δύναμης της κεφαλοδοκού για την 1^η λύση

- Στη δεύτερη εναλλακτική λύση:

Επιλέχθηκε διατομή HEA240. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο έκτο από το άνοιγμα φάνωμα για τους συνδυασμούς SEISM1-4 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,035.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Units: KN, m, C							
Frame	: 6	Design Sect:	HE240A				
X Mid	: 8,250	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 0,000	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 9,900	Sect Class:	Class 1				
Length	: 5,500	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,008	SMajor	: 6,750E-04	rMajor	: 0,101	AMMajor	: 0,002
IMajor	: 7,763E-05	SMInor	: 2,308E-04	rMInor	: 0,060	AMInor	: 0,005
IMInor	: 2,769E-05	ZMajor	: 7,450E-04	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMInor	: 3,520E-04	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
3,000	-15,971	2,261	0,000	0,151	0,000	-0,007	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5-4)	0,035	= 0,018	+ 0,017	+ 0,000	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor			
Axial	-15,971	909,577	1640,727	1387,629	909,577		
MOMENT DESIGN							
M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity				
Major Moment	2,261	159,159	159,159	132,523			
Minor Moment	0,000	75,200	75,200				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,010	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,020				
SHEAR DESIGN							
U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	0,151	212,767	0,001	OK	0,000		
Minor Shear	0,000	592,046	0,000	OK	0,000		

Σχήμα 5.23: Ανάλυση κεφαλοδοκού για την 2^η λύση



Σχήμα 5.24: Διάγραμμα αξονικής δύναμης της κεφαλοδοκού για την 2^η λύση

5.4.6 Τεγίδες

Οι τεγίδες δεν εισήχθησαν στο λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 και υπολογίστηκαν ξεχωριστά. Έγινε επιλογή τεγίδων διατομής IPE160 και παρουσιάζεται ο έλεγχος για κάθε

συνδυασμό φόρτισης που φαίνεται παρακάτω της αντίστοιχα δυσμενέστερης από άποψη φόρτισης τειγίδας.

Οι τειγίδες είναι τοποθετημένες υπό γωνία $\varphi=19,799^\circ$ και έχουν μήκος $L=5,5\text{m}$. Η απόσταση μεταξύ τους (άρα και η ζώνη επιρροής) είναι μετρημένη σε οριζόντιο επίπεδο ίση με $10/6\text{m}=1,67\text{m}$ και μετρημένη στο κεκλιμένο επίπεδο της στέγης ίση με $1,77\text{m}$.

Τα φορτία που ασκούνται στην τειγίδα είναι τα εξής:

Ίδιο βάρος τειγίδας: $0,158\text{kN/m}$

Πρόσθετο μόνιμο φορτίο (επικάλυψης και Η/Μ εξοπλισμού): $0,30\text{kN/m}^2 \cdot 1,67\text{m}=0,501\text{kN/m}$

Φορτίο χιονιού: $0,64\text{kN/m}^2 \cdot 1,67\text{m}=1,069\text{kN/m}$

Φορτίο ανέμου(προς τα πάνω): $-1,85\text{kN/m}^2 \cdot 1,77\text{m}=-3,28\text{kN/m}$

Κινητό φορτίο στέγης: συγκεντρωμένο φορτίο $Q=1\text{kN}$ (βάρος εργάτη) στο μέσο της τειγίδας.

Λαμβάνεται υπόψη μόνο το πιο δυσμενές φορτίο του ανέμου προς τα πάνω, δηλαδή για διεύθυνση $\theta=0^\circ$, καθώς τα φορτία προς τα κάτω είναι πολύ μικρά σε σχέση με άλλα κινητά όπως το βάρος χιονιού. Η ακραία (προς το άνοιγμα) τειγίδα που δέχεται και το μεγαλύτερο φορτίο αναρρόφησης φορτίζεται και από τις δύο επιφάνειες G και H(όπως περιγράφονται στο κεφάλαιο 4.5.9) και το φορτίο $-1,85\text{kN/m}^2$ προκύπτει από αναλογικό συνδυασμό των φορτίων των δύο επιφανειών.

Το κινητό φορτίο στέγης δε συνδυάζεται με τα υπόλοιπα μεταβλητα φορτία (χιόνι, άνεμο), με την έννοια ότι δεν πρόκειται να πραγματοποιηθεί συντήρηση της μη βατής στέγης σε ακραίες καιρικές συνθήκες.

Στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας μελετώνται οι εξής συνδυασμοί:

- $q = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w$ (κύριο κινητό το χιόνι)
- $q = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s$ (κύριο κινητό ο άνεμος)
- Συνδυασμός με τα μόνιμα φορτία με συντελεστή γ_G και το συγκεντρωμένο κινητό με συντελεστή $\gamma_{Q,1}$, ο οποίος δίνει ροπές $M_{Ed,y} = 446\text{kNcm}$ και $M_{Ed,z} = 28\text{kNcm}$. Οι τελευταίες είναι ευμενέστερες από τις αντίστοιχες του συνδυασμού με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω που φαίνεται παρακάτω.

Συνδυασμός με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω:

$$q = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w \Leftrightarrow q = 1,35g + 1,50s + 0 \cdot 0,60w$$

$$q_z = [1,35(0,158 + 0,501) + 1,50 \cdot 1,069] \cos 19,799^\circ = 2,35 \text{ kN/m}$$

$$q_y = [1,35(0,158 + 0,501) + 1,50 \cdot 1,069] \sin 19,799^\circ = 0,84 \text{ kN/m}$$

Συνδυασμός με δυσμενή τα φορτία προς τα πάνω:

$$q = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s \Leftrightarrow q = 1,00g + 1,50w + 0 \cdot 0,50s$$

$$q_z = [1,00(0,158 + 0,501) - 1,50 \cdot 3,28] \cos 19,799^\circ = -4,30 \text{ kN/m}$$

$$q_y = [1,00(0,158 + 0,501)] \sin 19,799^\circ = 0,22 \text{ kN/m} \text{ (ο άνεμος δρα κάθετα στο επίπεδο της στέγης, άρα δε καταπονεί τον ασθενή άξονα της τειγίδας).}$$

Λόγω μεγάλου βέλους κάμψης στον ασθενή άξονα, όπως φαίνεται στο κεφάλαιο, επιλέχθηκε να τοποθετηθεί ελκυστήρας (ντίζα) εγκάρσια στο μέσο των αμφιέριστων τειγίδων. Με βάση αυτό το στατικό σύστημα προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη:

- Ροπές κάμψης

$$M_{Ed,y} = q_z L^2 / 8$$

$$M_{Ed,z} = 0,07 q_y L^2 \text{ στα ανοίγματα}$$

$$M_{Ed,z} = q_y L^2 / 8 \text{ στη στήριξη της ντίζας}$$

- Τέμνουσες

$$V_{Ed,z} = q_z L / 2$$

$$V_{Ed,y} = 3 q_y L / 8 \text{ στις ακραίες στηρίξεις}$$

$$V_{Ed,y} = 5 q_y L / 8 \text{ στη μεσαία στήριξη – θέση ντίζας}$$

- Αντιδράσεις στις στηρίξεις κατά τον τοπικό άξονα y

$$R_y = 3 q_y L / 8 \text{ στις ακραίες στηρίξεις}$$

$$R_y = 10 q_y L / 8 \text{ στη μεσαία στήριξη – θέση ντίζας}$$

Επιλέγεται να γίνει ελαστικός έλεγχος των τεγίδων, υπέρ της ασφαλείας, αν και η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Για το δυσμενή συνδυασμό με φορτία προς τα κάτω έχω:

- Ροπές κάμψης

$$M_{Ed,y} = 2,35 \cdot 5,5^2 / 8 = 8,88 \text{ kNm} = 888 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,z} = 0,07 \cdot 0,84 \cdot (5,5/2)^2 = 1,24 \text{ kNm} = 124 \text{ kNcm} \text{ στα ανοίγματα}$$

$$M_{Ed,z} = 0,84 \cdot (5,5/2)^2 / 8 = 2,22 \text{ kNm} = 222 \text{ kNcm} \text{ στη στήριξη της ντίζας}$$

- Τέμνουσες

$$V_{Ed,z} = 2,35 \cdot 5,5 / 2 = 6,46 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 3 \cdot 0,84 \cdot (5,5/2) / 8 = 0,87 \text{ kN} \text{ στις ακραίες στηρίξεις}$$

$$V_{Ed,y} = 5 \cdot 0,84 \cdot (5,5/2) / 8 = 1,44 \text{ kN} \text{ στη μεσαία στήριξη – θέση ντίζας}$$

- Αντιδράσεις στις στηρίξεις στη διεύθυνση y

$$R_y = 3 \cdot 0,84 \cdot 2,75 / 8 = 0,87 \text{ kN} \text{ στις ακραίες στηρίξεις}$$

$$R_y = 10 \cdot 0,84 \cdot 2,75 / 8 = 2,89 \text{ kN} \text{ στη μεσαία στήριξη – θέση ντίζας}$$

Ελαστικός έλεγχος αντοχής σε διαξονική κάμψη:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Ed,y}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{el,Rd,z}} &\leq 1 \\ \frac{M_{Ed,y}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{el,Rd,z}} &= \frac{M_{Ed,y}}{W_{el,y} f_y} + \frac{M_{Ed,z}}{W_{el,z} f_y} = \\ &= \frac{888 \text{ kNcm}}{108,7 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2} + \frac{222 \text{ kNcm}}{16,66 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,915 \leq 1 \end{aligned}$$

Ο έλεγχος είναι οριακός, αλλά έχει χρησιμοποιηθεί ο συντηρητικός ελαστικός έλεγχος. Ο πλαστικός έλεγχος θα ήταν με βεβαιότητα επαρκής. Ο έλεγχος είναι δεκτός.

Ελαστικός έλεγχος διατμητικών τάσεων:

- Κατά τον τοπικό άξονα z

Το εμβαδόν του κορμού είναι: $A_w = h_w \cdot t_w = (16,0\text{cm} - 2 \cdot 0,74\text{cm}) \cdot 0,5\text{cm} = 7,26\text{cm}^2$

$$\tau_{Ed,xz} = \frac{V_{Ed,z}}{A_w} = \frac{6,46\text{kN}}{7,26\text{cm}^2} = 0,89\text{kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{f_y} = \frac{0,89\text{kN/cm}^2}{23,5\text{kN/cm}^2} = 0,065 \leq 1$$
$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,89\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00}$$

Ο έλεγχος είναι δεκτός.

- Κατά τον τοπικό άξονα y

Ο έλεγχος θα πρέπει να γίνει με την μέγιστη τάση στο μέσον κάθε πέλματος, η οποία είναι ίση με 1,50 επί τη μέση τάση.

Το εμβαδόν κάθε πέλματος είναι: $A_f = b \cdot t_f = 8,2\text{cm} \cdot 0,74\text{cm} = 6,07\text{cm}^2$

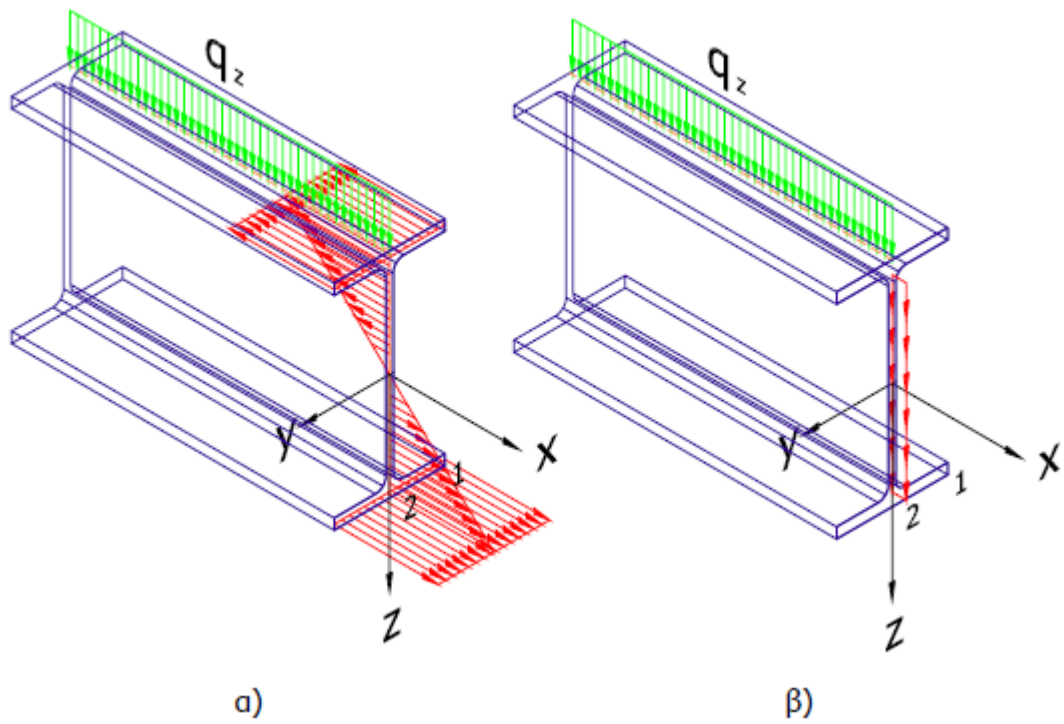
$$\tau_{Ed,xz} = 1,50 \cdot \frac{V_{Ed,y}}{2A_f} = 1,50 \cdot \frac{1,44\text{kN}}{2 \cdot 6,07\text{cm}^2} = 0,18\text{kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{f_y} = \frac{0,18\text{kN/cm}^2}{23,5\text{kN/cm}^2} = 0,013 \leq 1$$
$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,18\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00}$$

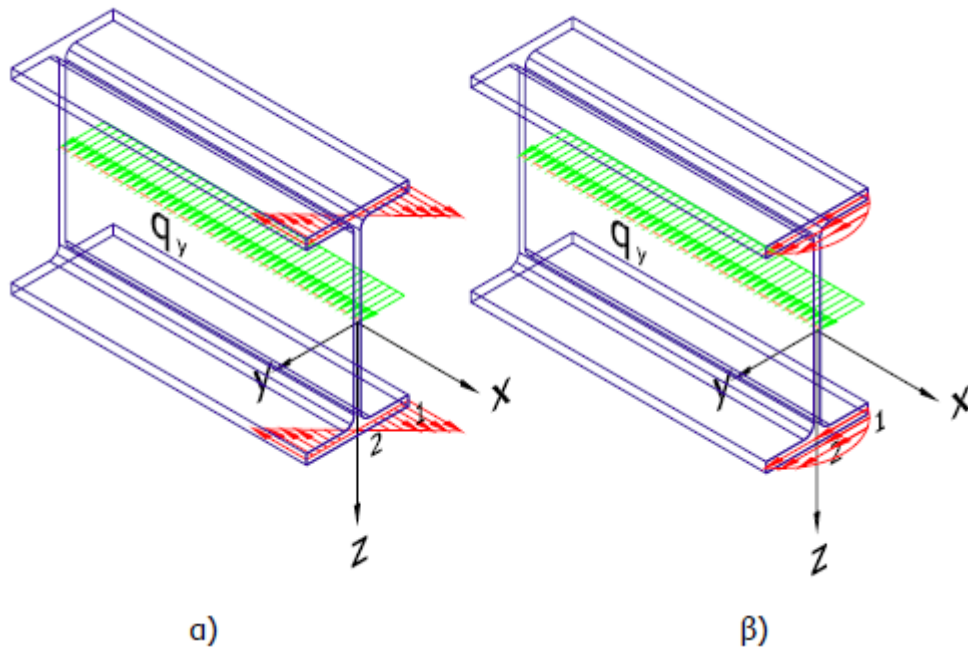
Ο έλεγχος είναι δεκτός.

Σύνθετος έλεγχος κατά Von Mises – Έλεγχος αλληλεπίδρασης λόγω διατμητικών τάσεων:

Σύμφωνα με τον σύνθετο έλεγχο κατά Von Mises θα πρέπει να ισχύει σε κάθε σημείο της τεγίδας: $\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{Ed,xy}^2 + 3\tau_{Ed,xz}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$



Σχήμα 5.25: Ορθές και διατμητικές τάσεις τεγίδας στεγάστρου 2 λόγω φορτίου q_z
 α) σ_x λόγω $\max M_y$ στο μέσον της τεγίδας β) τ_{xz} λόγω $\max V_z$ στα άκρα της τεγίδας



Σχήμα 5.26: Ορθές και διατμητικές τάσεις τεγίδας στεγάστρου 2 λόγω φορτίου q_y
 α) σ_x λόγω $\max M_z$ στη θέση της ντίζας β) τ_{xy} λόγω $\max V_y$ στη θέση της ντίζας

Ο έλεγχος είναι δεκτός.

Ελαστικός έλεγχος διατμητικών τάσεων:

- Κατά τον τοπικό άξονα z

Το εμβαδόν του κορμού είναι: $A_w = h_w \cdot t_w = (16,0\text{cm} - 2 \cdot 0,74\text{cm}) \cdot 0,5\text{cm} = 7,26\text{cm}^2$

$$\tau_{Ed,xz} = \frac{V_{Ed,z}}{A_w} = \frac{11,83\text{kN}}{7,26\text{cm}^2} = 1,63\text{kN/cm}^2$$
$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{f_y} = \frac{1,63\text{kN/cm}^2}{23,5\text{kN/cm}^2} = 0,12 \leq 1$$
$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1,63\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00}$$

Ο έλεγχος είναι δεκτός.

- Κατά τον τοπικό άξονα y

Ο έλεγχος θα πρέπει να γίνει με την μέγιστη τάση στο μέσον κάθε πέλματος, η οποία είναι ίση με 1,50 επί τη μέση τάση.

Το εμβαδόν κάθε πέλματος είναι: $A_f = b \cdot t_f = 8,2\text{cm} \cdot 0,74\text{cm} = 6,07\text{cm}^2$

$$\tau_{Ed,xz} = 1,50 \cdot \frac{V_{Ed,y}}{2A_f} = 1,50 \cdot \frac{0,38\text{kN}}{2 \cdot 6,07\text{cm}^2} = 0,05\text{kN/cm}^2$$
$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{f_y} = \frac{0,05\text{kN/cm}^2}{23,5\text{kN/cm}^2} = 0,003 \leq 1$$
$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,05\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00}$$

Ο έλεγχος είναι δεκτός.

Σύνθετος έλεγχος κατά Von Mises – Έλεγχος αλληλεπίδρασης λόγω διατμητικών τάσεων:

Σύμφωνα με τον σύνθετο έλεγχο κατά Von Mises θα πρέπει να ισχύει σε κάθε σημείο της τεγίδας: $\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{Ed,xy}^2 + 3\tau_{Ed,xz}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Εξετάζεται η διατομή στο μέσον της τεγίδας, δηλαδή στη θέση της ντίζας, όπου παρουσιάζονται οι μέγιστες ροπές κάμψης M_y και M_z καθώς και η μέγιστη τέμνουσα δύναμη V_y . Στη θέση αυτή η τέμνουσα δύναμη V_z είναι ίση με μηδέν.

- Σημείο 1:

$$\sigma_x = \frac{M_{Ed,y}}{W_{el,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{W_{el,z}} = \frac{888\text{kNcm}}{108,7\text{cm}^3} + \frac{222\text{kNcm}}{16,66\text{cm}^3} = 16,22\text{kN/cm}^2 \leq \frac{23,5}{1,00}\text{kN/cm}^2$$

επομένως

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{Ed,xy}^2} = \sqrt{21,49^2 + 3 \cdot 0^2} = 16,22\text{kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23,5\text{kN/cm}^2$$

- Σημείο 2:

$$\sigma_x = \frac{M_{Ed,y}}{W_{el,y}} = \frac{1626\text{kNcm}}{108,7\text{cm}^3} = 14,96\text{kN/cm}^2 \leq \frac{23,5}{1,00}\text{kN/cm}^2$$

επομένως

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{Ed,xy}^2} = \sqrt{14,96^2 + 3 \cdot 0,05^2} = 14,96 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Διαστασιολόγηση ελκυστήρα (ντίζας)

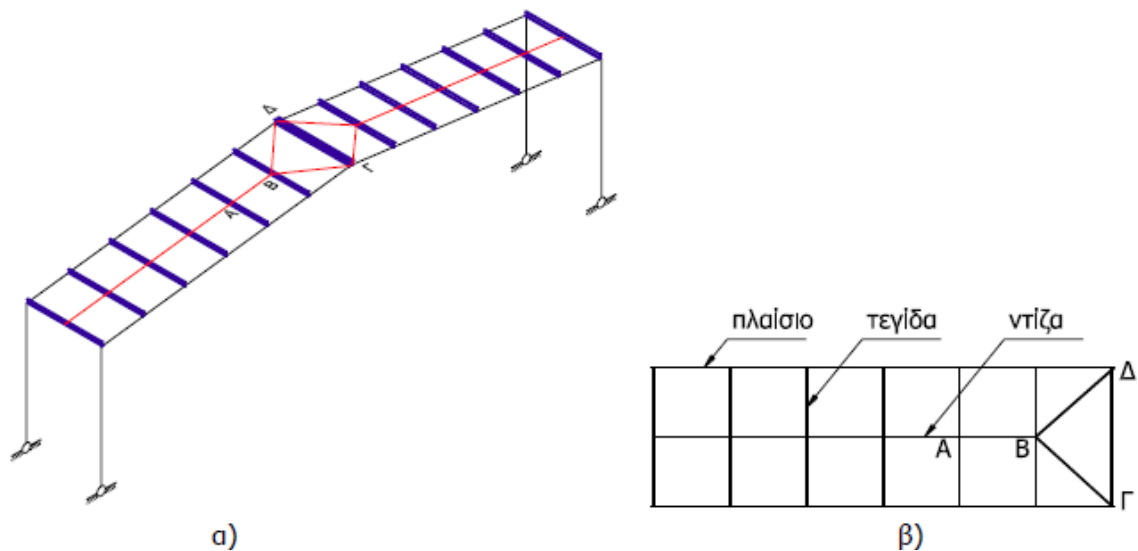
Πιο δυσμενής είναι ο συνδυασμός με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω και με αυτόν υπολογίζεται η ντίζα.

Η αντίδραση στο μέσον της τεγίδας κατά τον ασθενή άξονα για τις 5 ενδιάμεσες είναι

$$R_y = 2,89 \text{ kN}$$

ενώ για την ακραία, για την οποία το εύρος ζώνης επιρροής είναι ίσο με $1,77/2$ m, η αντίδραση κατά τον ασθενή άξονα είναι ίση με:

$$R_y = 2,89 / 2 = 1,44 \text{ kN}$$



Σχήμα 5.27: α) Προοπτικό, β) Κάτοψη ντίζας

Η μέγιστη συνολική δύναμη που καταπονεί το ευθύγραμμο τμήμα του ελκυστήρα είναι ίση με:

$$F_{Ed,AB} = 4 \cdot 2,89 + 1 \cdot 1,44 = 13 \text{ kN}$$

Ενώ η συνολική δύναμη στο σημείο διακλάδωσης του ελκυστήρα είναι ίση με:

$$F = 5 \cdot 2,89 + 1 \cdot 1,44 = 15,89 \text{ kN}$$

Η γωνία στη θέση διακλάδωσης είναι: $\phi = \arctan\left(\frac{1,77}{5,5/2}\right) = 32,77^\circ$

και η εφελκυστική δύναμη του λοξού ελκυστήρα είναι:

$$F_{Ed,B\Gamma} = F_{Ed,BA} = \frac{15,89}{2 \cdot \sin 32,77^\circ} = 14,68 \text{ kN}$$

Επειδή ισχύει $F_{Ed,BF} > F_{Ed,AB}$, η δύναμη σχεδιασμού για τον ελκυστήρα θα είναι η $F_{Ed,BF} = 14,68kN$. Για τον ελκυστήρα επιλέγεται διατομή Φ16 ποιότητας S235 με εμβαδόν διατομής στο σπείρωμα ίση με $A_s = 1,57cm^2$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,90 \cdot 23,5 \cdot 1,57}{1,25} = 26,56kN > 15,89kN$$

Επομένως η επιλεχθείσα διατομή επαρκεί.

5.4.7 Μηκίδες

Οι μηκίδες που επιλέχθηκαν είναι διατομής IPE160. Έχουν μήκος 5,5m και είναι τοποθετημένες ανά $9,9/6=1,65m$, δηλαδή το εύρος της ζώνης επιρροής για τα φορτία είναι 1,65m.

Τα φορτία που ασκούνται στη μηκίδα είναι τα εξής:

Ίδιο βάρος μηκίδας: 0,158kN/m

Φορτίο ανέμου: $(-1,647) \cdot 1,65 = -2,72kN/m$

Στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ισχύει:

$$q = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w \Leftrightarrow q = 1,35g + 1,50w$$

$$q_z = 1,35g + 1,50w \Leftrightarrow q_z = 1,35g + 1,50w = 1,35 \cdot 0 + 1,50 \cdot (-2,72) = -4,08kN/m$$

$$q_y = 1,35g + 1,50w \Leftrightarrow q_y = 1,35g + 1,50w = 1,35 \cdot 0,158 + 1,50 \cdot 0 = 0,213kN/m$$

Εξετάζεται η ακραία (προς το άνοιγμα) μηκίδα, η οποία δέχεται και το μεγαλύτερο φορτίο ανέμου.

Επιλέγεται να γίνει πλαστικός έλεγχος της μηκίδας, καθώς η IPE160 είναι διατομή κατηγορίας 1.

Πλαστικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^b \leq 1$$

Για διατομές I και H ισχύει: $\alpha=2$ και $\beta=5n$ αλλά $\beta \geq 1$

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$, αλλά $N_{Ed} = 0$, οπότε $\alpha=2$ και $\beta=1$

$$M_{y,Ed} = \frac{q_z L^2}{8} = \frac{4,08 \cdot 5,5^2}{8} = 1542kNcm$$

$$M_{z,Ed} = \frac{q_y L^2}{8} = \frac{0,213 \cdot 5,5^2}{8} = 80kNcm$$

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,Rd,y} \cdot f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,Rd,z} \cdot f_y} \right]^1 = \left[\frac{1542kNcm}{123,9cm^3 \cdot 23,5kN/cm^2} \right]^2 + \frac{80kNcm}{26,1cm^3 \cdot 23,5kN/cm^2} = 0,410 \leq 1$$

Ο έλεγχος είναι δεκτός.

Πλαστικός έλεγχος για τέμνουσα:

$$V_{Ed} = \frac{q_z L}{2} = \frac{4,08 \cdot 5,5}{2} = 11,22 \text{ kN}$$

Το εμβαδόν της τεμνόμενης επιφάνειας για τη διατομή IPE160 είναι $A_{vz} = 9,66 \text{ cm}^2$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{9,66 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 131 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Ο έλεγχος είναι δεκτός.

Άρα η διατομή επαρκεί.

5.5 Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Στην παράγραφο αυτή θα ελεγχθούν τα βέλη από τα δυσμενέστερα μέλη κάθε ομάδας στοιχείων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, και θα συγκριθούν με τις αντίστοιχες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης του Πίνακα (Κεφάλαιο 5.3).

Τα βέλη υπολογίζονται από το SAP2000 για ανάλυση με τους συνδυασμούς σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

5.5.1 Τεγίδες

Εδώ παρουσιάζονται οι έλεγχοι πριν την τοποθέτηση του ελκυστήρα (ντίζας) εγκάρσια στις τεγίδες.

- Συνδυασμοί με μόνιμα και κινητά φορτία:

Συνδυασμός με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω:

$$q = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w \Leftrightarrow q = 1,00g + 1,00s + 0 \cdot 0,60w$$

$$q_z = [1,00(0,158 + 0,501) + 1,00 \cdot 1,069] \cos 19,799^\circ = 1,62 \text{ kN/m}$$

$$q_y = [1,00(0,158 + 0,501) + 1,00 \cdot 1,069] \sin 19,799^\circ = 0,58 \text{ kN/m}$$

Τα βέλη είναι:

$$\delta = w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 0,0162 \text{ kN/cm} \cdot 550^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 869,3 \text{ cm}^4} = 1,06 \text{ cm} < 2,75 \text{ cm} = \frac{L}{200} = \delta_{\max}$$

$$\delta = w_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z} = \frac{5 \cdot 0,0058 \text{ kN/cm} \cdot 550^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 68,31 \text{ cm}^4} = 4,82 \text{ cm} > 2,75 \text{ cm} = \frac{L}{200} = \delta_{\max} \text{ που δεν}$$

είναι αποδεκτό και αντιμετωπίζεται με την προσθήκη του ελκυστήρα, ο οποίος μειώνει το βέλος στον ασθενή άξονα στο 1/16 του βέλους χωρίς ελκυστήρα, το οποίο είναι αποδεκτό σε όλες τις παρακάτω περιπτώσεις.

Συνδυασμός με δυσμενή τα φορτία προς τα πάνω:

$$q = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s \Leftrightarrow q = 1,00g + 1,00w + 0 \cdot 0,50s$$

$$q_z = [1,00(0,158 + 0,501) - 1,00 \cdot 3,28] \cos 19,799^\circ = -2,65 \text{ kN/m}$$

$$q_y = [1,00(0,158 + 0,501)] \sin 19,799^\circ = 0,22 \text{ kN/m} \text{ (ο άνεμος δρα κάθετα στο επίπεδο της στέγης, άρα δε καταπονεί τον ασθενή άξονα της τεγίδας).}$$

Τα βέλη είναι:

$$\delta = w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 0,0265 \text{ kN/cm} \cdot 550^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 869,3 \text{ cm}^4} = 1,73 \text{ cm} < 2,75 \text{ cm} = \frac{L}{200} = \delta_{\max}$$

$$\delta = w_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z} = \frac{5 \cdot 0,0022 \text{ kN/cm} \cdot 550^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 68,31 \text{ cm}^4} = 1,83 \text{ cm} < 2,75 \text{ cm} = \frac{L}{200} = \delta_{\max}$$

Το συνιστάμενο βέλος είναι $w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = 2,52 \text{ cm} < 2,75 \text{ cm} = \frac{L}{200} = \delta_{\max}$

- Συνδυασμοί μόνο με κινητά φορτία:

Συνδυασμός με δυσμενή τα φορτία προς τα κάτω:

$$q = \gamma_{Q,1}s + \gamma_{Q,2}\psi_{0,2}w \Leftrightarrow q = 1,00s + 0 \cdot 0,60w$$

$$q_z = 1,00 \cdot 1,069 \cdot \cos 19,799^\circ = 1,01 \text{ kN/m}$$

$$q_y = 1,00 \cdot 1,069 \cdot \sin 19,799^\circ = 0,36 \text{ kN/m}$$

Τα βέλη είναι:

$$\delta_2 = w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 0,0101 \text{ kN/cm} \cdot 550^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 869,3 \text{ cm}^4} = 0,66 \text{ cm} < 2,2 \text{ cm} = \frac{L}{250} = \delta_{2\max}$$

$$\delta_2 = w_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z} = \frac{5 \cdot 0,0036 \text{ kN/cm} \cdot 550^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 68,31 \text{ cm}^4} = 2,99 \text{ cm} > 2,2 \text{ cm} = \frac{L}{250} = \delta_{2\max} \text{ που δεν}$$

είναι αποδεκτό και αντιμετωπίζεται με την προσθήκη του ελκυστήρα.

Συνδυασμός με δυσμενή τα φορτία προς τα πάνω:

$$q = \gamma_{Q,1}w + \gamma_{Q,2}\psi_{0,2}s \Leftrightarrow q = 1,00w + 0 \cdot 0,50s$$

$$q_z = 1,00 \cdot (-3,28) = -3,28 \text{ kN/m}$$

$q_y = 0 \text{ kN/m}$ (ο άνεμος δρα κάθετα στο επίπεδο της στέγης, άρα δε καταπονεί τον ασθενή άξονα της τεγίδας).

Τα βέλη είναι:

$$\delta_2 = w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 0,0328 \text{ kN/cm} \cdot 550^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 869,3 \text{ cm}^4} = 2,14 \text{ cm} < 2,2 \text{ cm} = \frac{L}{250} = \delta_{2\max}$$

$$w_y = 0$$

Τα βέλη περί τον ισχυρό άξονα είναι εντός ορίων, άρα η διατομή IPE160 είναι αποδεκτή. Όσον αφορά στα βέλη περί τον ασθενή άξονα που υπερβαίνουν τα όρια, όπως έχει προαναφερθεί μειώνονται δραστικά με την προσθήκη ελκυστήρα.

5.5.2 Ζυγώματα πλαισίων

Το μέγιστο βέλος παρουσιάζεται σε όλες τις εναλλακτικές λύσεις στα ζυγώματα που αποτελούν τα πέλματα των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας που βρίσκονται στο $\frac{1}{4}$ του μήκους του κτηρίου μετρούμενο από την ανοιχτή πλευρά.

Τα παρακάτω βέλη υπολογίζονται για τους συνδυασμούς της ΟΚΛ από το πρόγραμμα SAP2000.

Τα μέγιστα επιτρεπόμενα βέλη είναι σύμφωνα με το κεφάλαιο 5.3:

$$\text{Για βέλη λόγω μόνιμων και κινητών φορτίων: } \delta_{\max} = L/200 = 2000/200 = 10\text{cm}$$

$$\text{Για βέλη λόγω κινητών φορτίων μόνο: } \delta_{2\max} = L/250 = 2000/250 = 8\text{cm}$$

Στην πρώτη εναλλακτική (με τα αμφίπακτα πλαίσια και τα μέλη σταθερής διατομής) είναι:

$$\delta = 3,38\text{cm} < \delta_{\max} = 10\text{cm} \text{ για τον συνδυασμό SLS3}$$

$$\delta_2 = 1,74\text{cm} < \delta_{2\max} = 8\text{cm} \text{ για το κινητό φορτίο χιονιού (SNOW)}$$

που είναι αποδεκτά.

Στην δεύτερη εναλλακτική (με τα τριαρθρωτά πλαίσια και τα μέλη μεταβλητής διατομής) είναι:

$$\delta = 7,41\text{cm} < \delta_{\max} = 10\text{cm} \text{ για τον συνδυασμό SLS3}$$

$$\delta_2 = 3,65\text{cm} < \delta_{2\max} = 8\text{cm} \text{ για το κινητό φορτίο χιονιού (SNOW)}$$

Παρατηρείται ότι ικανοποιείται ο έλεγχος βελών.

Όπως αναφέρεται στην παράγραφο 5.5.3 είναι επιθυμητή στη 2^η εναλλακτική λύση η αύξηση της δυσκαμψίας μέσω της προσθήκης στα πλαίσια αντιρίδων κοίλης τετραγωνικής διατομής TUBO140x140x10.

Μετά την προσθήκη των αντιρίδων είναι:

$$\delta = 3,17\text{cm} < \delta_{\max} = 5,32\text{cm} \text{ για τον συνδυασμό SLS3}$$

$$\delta_2 = 1,54\text{cm} < \delta_{2\max} = 4,25\text{cm} \text{ για το κινητό φορτίο χιονιού (SNOW)}$$

που είναι αποδεκτά.

5.5.3 Έλεγχος σε οριζόντια μετατόπιση

Όπως ειπώθηκε στο κεφάλαιο 5.3, πρέπει οι οριζόντιες μετατοπίσεις στην ΟΚΛ να μην υπερβαίνουν το $u_{\max} = H/150 = 990/150 = 6,6\text{cm}$.

Οι παρακάτω μετατοπίσεις υπολογίζονται για τους συνδυασμούς της ΟΚΛ από το πρόγραμμα SAP2000.

Οι μετατοπίσεις u_x παράλληλα στον διαμήκη άξονα του κτηρίου (άξονα X) είναι αμελητέες για όλες τις εναλλακτικές.

Στην πρώτη εναλλακτική (με τα αμφίπακτα πλαίσια και τα μέλη σταθερής διατομής) ισχύει:

Η μέγιστη μετατόπιση παράλληλα στον άξονα Y του κτηρίου είναι:

$$u_y = 3,28\text{cm} < u_{\max} = 6,6\text{cm} \text{ για τον συνδυασμό SLS2}$$

Στην δεύτερη εναλλακτική (με τα τριαρθρωτά πλαίσια και τα μέλη μεταβλητής διατομής) είναι:

Η μέγιστη μετατόπιση παράλληλα στον άξονα Y του κτηρίου είναι:

$$u_y = 11,17\text{cm} > u_{\max} = 6,6\text{cm} \text{ για τον συνδυασμό SLS2}$$

Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται με την προσθήκη των αντιρίδων διατομής TUBO140x140x10 που διαστασιολογούνται στην παράγραφο 5.8 και οι οποίες αυξάνουν την ακαμψία των πλαισίων στο επίπεδό τους.

Μετά την προσθήκη των αντιρίδων είναι:

Η μέγιστη μετατόπιση παράλληλα στον άξονα Y του κτηρίου είναι:

$$u_y = 6,12\text{cm} < u_{\max} = 6,6\text{cm} \text{ για τον συνδυασμό SLS2}$$

5.6 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

α) Για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα:

$$d_{r,v} \leq 0,005h$$

β) Για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_{r,v} \leq 0,0075h$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_{r,v} \leq 0,010h$$

όπου:

h είναι το ύψος του ορόφου.

ν είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Οι συνιστώμενες τιμές του είναι $\nu=0.4$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II και $\nu=0.5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV.

d_r η μετατόπιση του ορόφου.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

όπου:

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού.

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q η εκτός αν ορίζεται διαφορετικά.

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού.

Η υπό μελέτη κατασκευή ανήκει στην περίπτωση β οπότε πρέπει:

$$d_r \nu \leq 0,0075h$$

Επίσης ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III, οπότε λαμβάνεται:

$$\nu=0,5.$$

• Για σεισμό κατά X:

Οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από το σεισμό στη διεύθυνση X είναι αμελητέες.

• Για σεισμό κατά Y:

Στην πρώτη εναλλακτική (με τα αμφίπακτα πλαίσια και τα μέλη σταθερής διατομής) ισχύει:

$$d_e = 2,92cm$$

$$q_d = 1,5$$

$$\nu = 0,5$$

$$h = 990cm$$

$$d_r = d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 2,92 = 4,38cm$$

$$d_r \nu = 4,38 \cdot 0,5 = 2,19cm \leq 0,0075 \cdot 990 = 7,425cm$$

Στην δεύτερη εναλλακτική (με τα τριαρθρωτά πλαίσια και τα μέλη μεταβλητής διατομής) είναι:

$$d_e = 5,55cm$$

$$q_d = 1,5$$

$$\nu = 0,5$$

$$h = 990cm$$

$$d_r = d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 5,55 = 8,33cm$$

$$d_r \nu = 8,33 \cdot 0,5 = 4,165cm \leq 0,0075 \cdot 990 = 7,425cm$$

Μετά την προσθήκη των αντιρίδων είναι:

$$d_e = 4,88cm$$

$$q_d = 1,5$$

$$\nu = 0,5$$

$$h = 990cm$$

$$d_r = d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 4,88 = 7,32cm$$

$$d_r \nu = 7,32 \cdot 0,5 = 3,66cm \leq 0,0075 \cdot 990 = 7,425cm$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις.

5.7 Έλεγχος επιρροών 2^{ας} τάξεως

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

όπου:

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου.

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

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

h είναι το ύψος του ορόφου.

Επιπλέον,

Εάν $0,1 < \theta < 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$ και Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Για το δυσμενέστερο πλαισιακό σύστημα προσδιορίζεται ο δείκτης θ και για τις δυο κατευθύνσεις X, Y:

• Για σεισμό κατά X:

Οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από το σεισμό στη διεύθυνση X είναι αμελητέες.

• Για σεισμό κατά Y:

Στην πρώτη εναλλακτική (με τα αμφίπακτα πλαίσια και τα μέλη σταθερής διατομής) ισχύει:

$$P_{tot} = 1531kN$$

$$V_{tot} = 417kN$$

$$h = 990cm$$

$$d_r = d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 2,92 = 4,38cm$$

$$\theta = \frac{1531kN \cdot 4,38cm}{417kN \cdot 990cm} = 0,016 \leq 0,10$$

Στην δεύτερη εναλλακτική (με τα τριαρθρωτά πλαίσια και τα μέλη μεταβλητής διατομής) είναι:

$$P_{tot} = 1715kN$$

$$V_{tot} = 312kN$$

$$h = 990cm$$

$$d_r = d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 5,55 = 8,33cm$$

$$\theta = \frac{1715kN \cdot 8,33cm}{312kN \cdot 990cm} = 0,046 \leq 0,10$$

Μετά την προσθήκη των αντιρίδων είναι:

$$P_{tot} = 1874kN$$

$$V_{tot} = 417kN$$

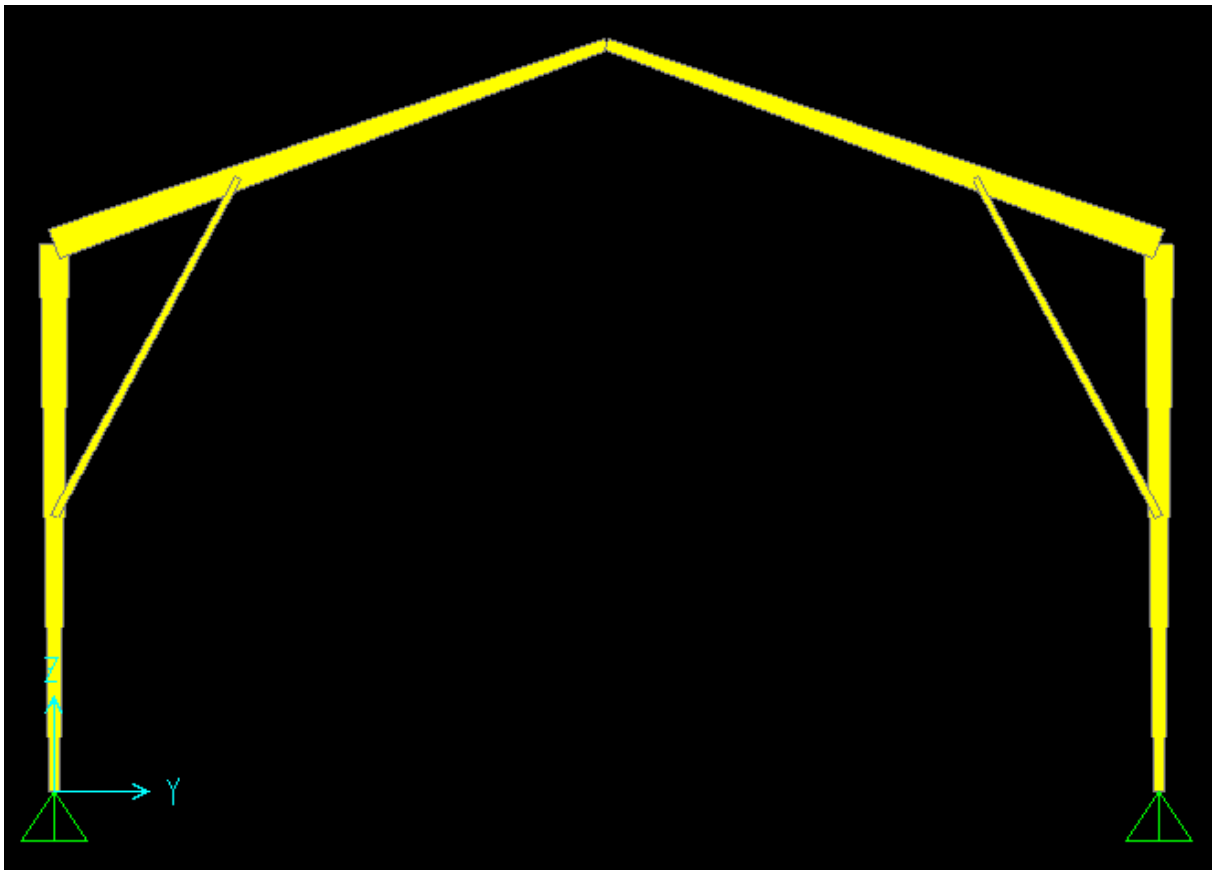
$$h = 990cm$$

$$d_r = d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 4,88 = 7,32cm$$

$$\theta = \frac{1874kN \cdot 7,32cm}{417kN \cdot 990cm} = 0,033 \leq 0,10$$

Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται και δεν απαιτείται να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως.

5.8 Έλεγχος αντιρίδας για την αντιμετώπιση των προβλημάτων λειτουργικότητας



Σχήμα 5.28: Όψη του πλαισίου της 2^{ης} λύσης μετά την προσθήκη των αντιρίδων

Επιλέχθηκε διατομή TUBO140x140x10. Η πιο δυσμενής περίπτωση παρατηρείται στο έκτο από το άνοιγμα πλαίσιο για τον συνδυασμό ULS1 με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,608.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
File							
Units: KN, m, C							
Combo : ULS1 Units : KN, m, C							
Frame	: 132	Design Sect:	TUB0140X140X10				
X Mid	: 33,000	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 18,333	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 0,025	Sect Class:	Class 1				
Length	: 6,995	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3,498	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,005	SMajor	: 2,104E-04	rMajor	: 0,053	AUMajor	: 0,003
IMajor	: 1,473E-05	SMinor	: 2,104E-04	rMinor	: 0,053	AUMinor	: 0,003
IMinor	: 1,473E-05	ZMajor	: 2,540E-04	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 2,540E-04	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
3,498		-244,617	1,606	1,356	0,000	-0,183	-0,081
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation		Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)		0,608	= 0,527	+ 0,044	+ 0,037	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-244,617	464,513	1110,909	464,513	464,513		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	1,606	54,264	54,264	53,807			
Minor Moment	1,356	54,264	54,264				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,500	0,961	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,500				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0,000	345,360	0,000	OK	0,000		
Minor Shear	0,183	345,360	0,001	OK	0,000		

Σχήμα 5.29: Ανάλυση της αντιρίδας



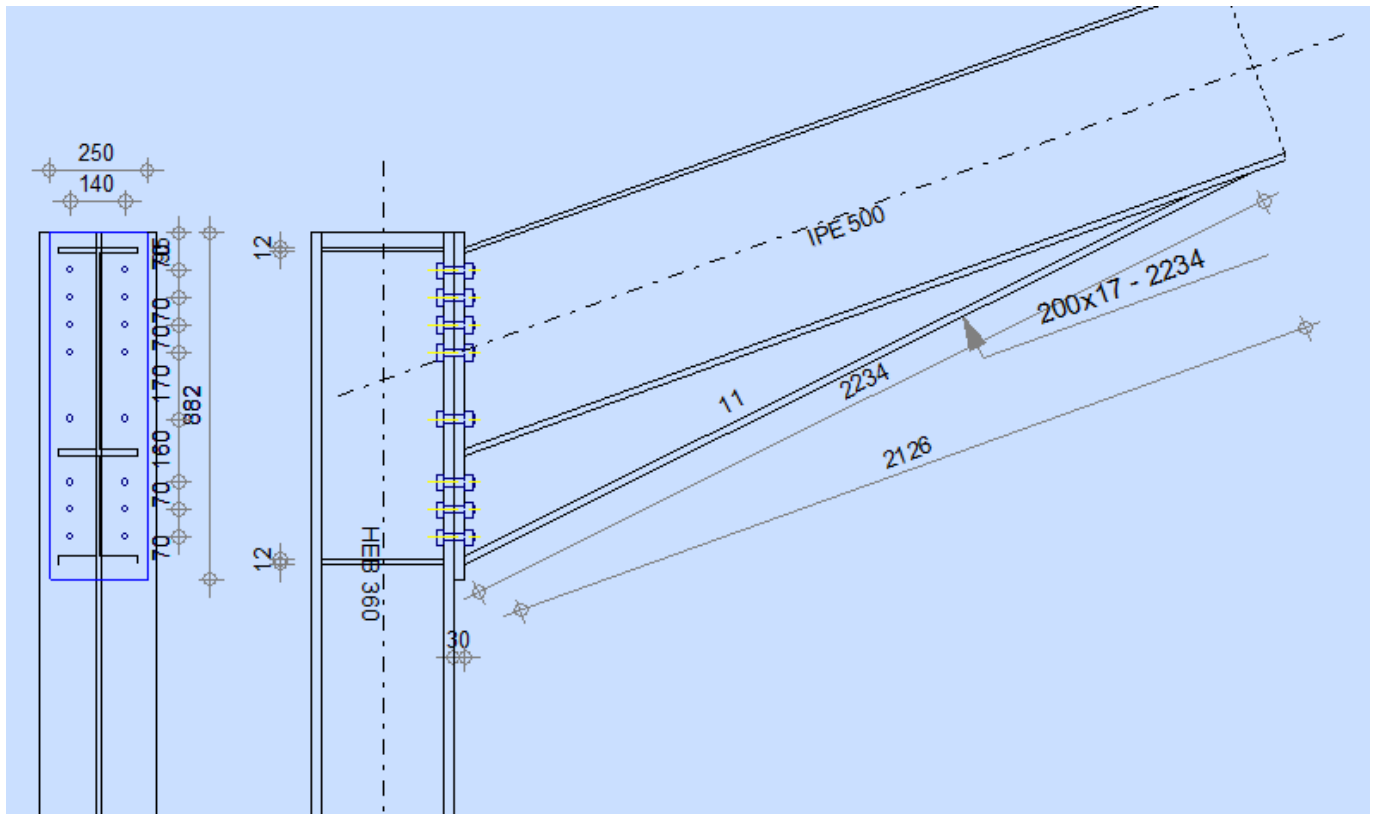
Σχήμα 5.30: Διάγραμμα αξονικής δύναμης της αντιρίδας

Έγινε έλεγχος και των υπόλοιπων μελών του φορέα της δεύτερης εναλλακτικής μετά την προσθήκη των αντιρίδων, καθώς άλλαξε το στατικό σύστημα του φορέα. Στον έλεγχο φάνηκε πως όλα τα μέλη είναι επαρκή.

5.9 Έλεγχος συνδέσεων

Σε αυτή την παράγραφο γίνεται ενδεικτικά ο έλεγχος ορισμένων κοχλιωτών συνδέσεων της κατασκευής σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-8:2005/AC:2009) με τη χρήση του λογισμικού Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Οι συνδέσεις που ελέγχονται φαίνονται παρακάτω.

5.9.1 Σύνδεση δοκού - υποστυλώματος στην πρώτη εναλλακτική λύση.



Σχήμα 5.31: Άποψη της σύνδεσης

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι ο ULS1 και στο σχήμα φαίνονται οι φορτίσεις της σύνδεσης.

Manual Connection Verification

Node number:

Connection number:

Internal forces in the beam (right side):

Bending moment $M_{b1,Ed} = 282,49$ kN*m

Shear force $V_{b1,Ed} = 81,78$ kN

Axial force $N_{b1,Ed} = -91,83$ kN

Internal forces in the beam (left side):

Bending moment $M_{b2,Ed} = 0,00$ kN*m

Shear force $V_{b2,Ed} = 0,00$ kN

Axial force $N_{b2,Ed} = 0,00$ kN

Internal forces in the column (bottom):

Bending moment $M_{c1,Ed} = 282,49$ kN*m

Shear force $V_{c1,Ed} = -59,98$ kN

Axial force $N_{c1,Ed} = -113,49$ kN

Internal forces in the column (top):

Bending moment $M_{c2,Ed} = 0,00$ kN*m

Shear force $V_{c2,Ed} = 0,00$ kN

Axial force $N_{c2,Ed} = 0,00$ kN

Simplified note

Σχήμα 5.32: Φόρτιση της σύνδεσης

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 360

$\alpha = -90,0$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: IPE 500

$\alpha = 19,8$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 20$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tRd} = 176,40$ [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 20$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $n_h = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_v = 8$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $h_1 = 95$ [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i = 140$ [mm]
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i = 70; 70; 70; 170; 160; 70; 70$ [mm]

ΠΛΑΚΑ

$h_p = 882$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $b_p = 250$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_p = 30$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d = 200$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_{fd} = 17$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
 $h_d = 275$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_{wd} = 11$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
 $l_d = 2126$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $\alpha = 26,4$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΑΝΩ

$h_{su} = 315$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $b_{su} = 144$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
 $t_{hu} = 12$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ

$h_{sd} = 315$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $b_{sd} = 144$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
 $t_{hd} = 12$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

$a_w = 5$ [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
 $a_f = 8$ [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
 $a_s = 5$ [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ
 $a_{fd} = 5$ [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} = 282,49$ [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
 $V_{b1,Ed} = 81,78$ [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
 $N_{b1,Ed} = -91,83$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$N_{cb,Rd} = 2714,77$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN1993-1-1:[6.2.4]
 $V_{cb,Rd} = 1226,51$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,07 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,07)
 $M_{b,pl,Rd} = 515,65$ [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{cb,Rd} = 896,23$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]
 $F_{c,fb,Rd} = 1136,91$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,wb,Rd,low} = 1010,50$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$V_{wp,Ed} = 431,93$ [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ [5.3.(3)]
 $V_{wp,Rd} = 768,65$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,56 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,56)
 $F_{c,wc,Rd} = 1583,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1582,57$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$N_{j,Rd} = 2021,00$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,05)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	738	352,80	352,80	660,33	352,80	892,25	352,80	732,87
2	668	228,77	352,80	660,33	352,80	732,82	352,80	732,87
3	598	106,81	352,80	660,33	352,80	732,82	352,80	732,87
4	528	80,27	352,80	660,33	352,80	732,82	352,80	732,87
5	358	-	352,80	660,33	352,80	732,82	352,80	732,87
6	198	-	352,80	660,33	352,80	732,82	352,80	732,87
7	128	-	352,80	660,33	352,80	732,82	352,80	732,87
8	58	-	352,80	660,33	352,80	732,82	352,80	732,87

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

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

$M_{j,Rd} = 519,29$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,54 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,54)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd} = 1977,84$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,04)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$132,65 < 360,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,37)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$126,93 < 360,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,35)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$66,33 < 259,20$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,26)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$S_{j,ini} = 186312,35$ [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

$S_j = 93156,18$ [kN*m] ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$S_{j,rig} = 74083,70$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4630,23$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ ΣΤΑΘΕΡΗ

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΒΑΣΕΙ ΑΝΤΟΧΗΣ.

$M_{pl,Rd,lim} = \text{Max}(M_{b,pl,Rd}, \text{Max}(M_{c,pl,Rd}))$

$M_{pl,Rd,lim} = 630,54$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΠΛΗΡΟΥΣ ΠΑΚΤΩΣΗΣ [5.2.3]

$0.25 M_{pl,Rd,lim} < M_{j,Rd} < M_{pl,Rd,lim}$ ΜΕΡΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΕΛΕΓΞΕ: ΑΚΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

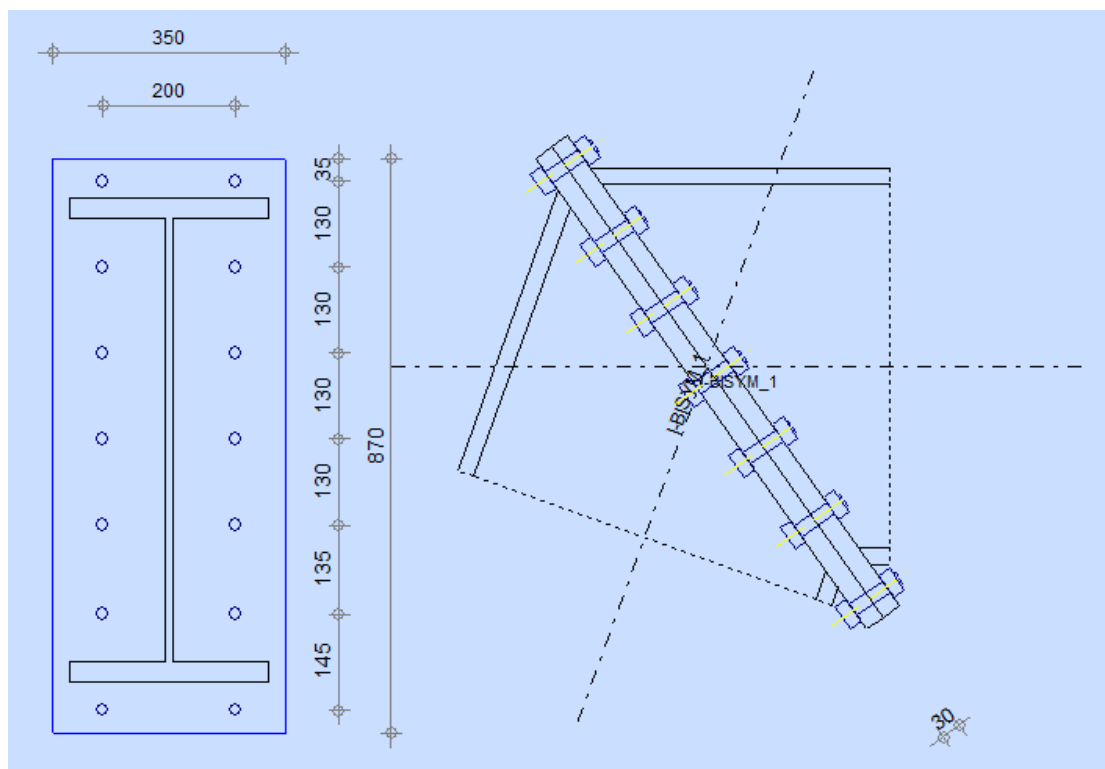
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΑΡΘΡΟ 6.4, Η ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΕΙΝΑΙ ΚΑΤΑΛΛΗΛΗ.

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ- ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,56

5.9.2 Σύνδεση δοκού - υποστρώματος στη δεύτερη εναλλακτική λύση.



Σχήμα 5.33: Άποψη της σύνδεσης

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι ο ULS1.

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: I-BISYM_1

$\alpha = -109,8$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: I-BISYM_1

$\alpha = 0,0$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

d =	20	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
F _{tRd} =	176,40	[kN]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n _n =	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
n _v =	7		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
h ₁ =	35	[mm]	Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ e _i =	200	[mm]	
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ p _i =	130;130;130;130;135;145	[mm]	

ΠΛΑΚΑ

h _{pr} =	870	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
b _{pr} =	350	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
t _{pr} =	30	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S235		
f _{yp} =	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

a _w =	5	[mm]	ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
a _t =	8	[mm]	ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

γ _{M0} =	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ _{M1} =	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ _{M3} =	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

M _{b1,Ed} =	512,55	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
V _{b1,Ed} =	97,35	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
N _{b1,Ed} =	-130,22	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

N _{cb,Rd} =	5076,00	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.4]
V _{cb,Rd} =	895,47	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
V _{b1,Ed} / V _{cb,Rd} ≤	1,0	0,11 < 1,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,11)
M _{b,pl,Rd} =	1226,70	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
M _{cb,Rd} =	1226,70	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]
F _{c,fb,Rd} =	2133,39	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

N _{j,Rd} =	5076,00	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	[6.2]
---------------------	---------	------	--------------------------	-------

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,03)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	743	352,80	-	-	352,80	-	352,80	977,16
2	613	291,08	-	-	352,80	1463,02	352,80	977,16
3	483	229,36	-	-	352,80	1260,89	352,80	977,16
4	353	167,64	-	-	352,80	1260,89	352,80	977,16
5	223	105,92	-	-	352,80	1260,89	352,80	977,16
6	88	41,82	-	-	352,80	1260,89	352,80	977,16
7	-57	-	-	-	352,80	-	352,80	977,16

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 637,92 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,80 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,80)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd} = 1396,64 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,07 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,07)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$206,36 < 360,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,57)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$191,08 < 360,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,53)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$103,18 < 259,20$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,40)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$$S_{j,ini} = 915337,72 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 305112,57 \text{ [kN*m]} \text{ ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$$S_{j,rig} = 222366,89 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 13897,93 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ ΣΤΑΘΕΡΗ}$$

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΒΑΣΕΙ ΑΝΤΟΧΗΣ.

$$M_{pl,Rd,lim} = M_{b,pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd,lim} = 1226,70 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΠΛΗΡΟΥΣ ΠΑΚΤΩΣΗΣ} \quad [5.2.3]$$

$$0.25 M_{pl,Rd,lim} < M_{j,Rd} < M_{pl,Rd,lim} \text{ ΜΕΡΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ}$$

ΕΛΕΓΞΕ: ΑΚΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

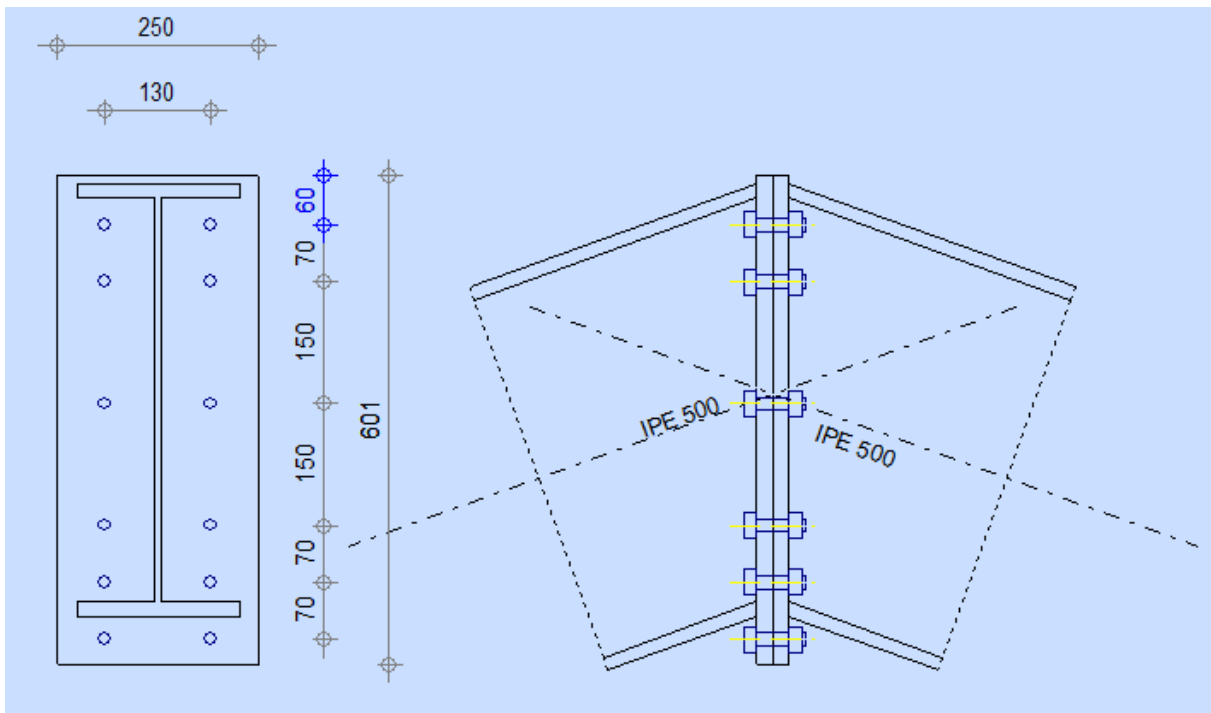
Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙ ΤΙΣ ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΤΗΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΑΡΘΡΟ 6.4.-

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,80

5.9.3 Σύνδεση δοκών στην κορυφή του ζυγώματος στην πρώτη εναλλακτική λύση.



Σχήμα 5.34: Άποψη της σύνδεσης

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι ο ULS3

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: IPE 500

$\alpha = -160,2$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 500
 $\alpha = -19,8$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία
 $n_h = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_v = 6$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $h_1 = 60$ [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i = 130$ [mm]
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i = 70;150;150;70;70$ [mm]

ΠΛΑΚΑ

$h_{pr} = 601$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $b_{pr} = 250$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_{pr} = 20$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ypr} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

$a_w = 5$ [mm] ΣΥΓΚΟΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
 $a_f = 8$ [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} = 127,36$ [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
 $V_{b1,Ed} = 11,65$ [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
 $N_{b1,Ed} = -36,22$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$N_{cb,Rd} = 2714,77$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} = 812,35$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)
$M_{b,pl,Rd} = 515,65$ [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 515,65$ [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 1065,39$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$N_{j,Rd} = 2714,77$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	473	226,08	-	-	226,08	816,94	226,08	521,15
2	403	172,39	-	-	226,08	699,86	226,08	521,15
3	253	120,91	-	-	226,08	699,86	226,08	521,15
4	103	49,20	-	-	226,08	699,86	226,08	521,15
5	33	15,73	-	-	226,08	699,86	226,08	521,15
6	-37	-	-	-	226,08	-	226,08	521,15

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

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

$M_{j,Rd} = 212,53$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,60 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,60)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd} = 881,74$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$110,02 < 360,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,31)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$93,60 < 360,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,26)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$55,01 < 259,20$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,21)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$S_{j,ini} = 196367,07$ [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

$S_j = 196367,07$ [kN*m] ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι ο ULS1

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 360

$L_c = 9,90$ [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S235

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$l_{pd} = 800$ [mm] ΜΗΚΟΣ

$b_{pd} = 800$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$t_{pd} = 35$ [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

$f_{upd} = 360,00$ [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΑΓΚΥΡΩΣΗ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$d = 20$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$n_H = 4$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$n_V = 6$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_{Hi} = 200;200$ [mm]

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_{Vi} = 125;125;125$ [mm]

ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 200

$l_w = 200$ [mm] ΜΗΚΟΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$l_s = 700$ [mm] ΜΗΚΟΣ

$w_s = 700$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$h_s = 400$ [mm] ΥΨΟΣ

$t_s = 10$ [mm] ΠΑΧΟΣ

$d_1 = 20$ [mm] ΤΟΜΗ

$d_2 = 20$ [mm] ΤΟΜΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_C = 1,50$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

L = 2000 [mm] ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ
B = 2000 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ
H = 1000 [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C25/30

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

$t_g = 30$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$C_{f,d} = 0,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_p = 8$ [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$a_w = 8$ [mm] ΠΤΕΡΥΓΙΟ

$a_s = 8$ [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{j,Ed} = -133,98$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,y} = -41,97$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{j,Ed,y} = -222,24$ [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$c = 62$ [mm] ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΖΩΝΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,n} = 9671,59$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 4401,35$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ M_y [6.2.8.3.(1)]

ΠΕΛΜΑ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$M_{c,Rd,y} = 1171,27$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 386$ [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = 3032,04$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 9671,59$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{c,Rd,y} = 3032,04$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

ΖΩΝΗ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

$F_{t,Rd,s1} = 149,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
 $F_{t,Rd,s2} = 183,75$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
 $F_{t,Rd,s} = 149,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ

$F_{t,Rd,p} = 108,30$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$N_{Rk,c} = 378,0$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c} = 171,9$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ

$N_{Rk,c} = 607,16$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.5]
 $F_{t,Rd,sp} = 238,44$ [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$
 $F_{t,Rd} = 108,30$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ

$F_{t,pl,Rd,y} = 544,74$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ [6.2.4]

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$
 $F_{T,Rd,y} = 544,74$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,01 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

$M_{j,Rd,y} = 304,04$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,73 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,73)

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

$F_{1,vb,Rd,y} = 504,00$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$F_{2,vb,Rd} = 62,33$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 19,63$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$F_{v,Rd,cp} = 343,87$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$F_{v,Rd,c,y} = 425,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$F_{f,Rd} = 40,19$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ [6.2.2.(6)]

ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$F_{v,Rd,wg,y} = 933,33$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,op}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$
 $V_{j,Rd,y} = 1287,66$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]
 $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,03)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_d = 3,03$ [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_g = 84,74$ [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\tau = 99,54$ [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_z = 172,44$ [MPa] ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,73 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,73)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_d = 2,58$ [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_g = 30,83$ [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\tau = 33,73$ [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_z = 58,48$ [MPa] ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,25 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,25)

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$\sigma_{\perp} = 29,65$ [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 29,65$ [MPa] ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\tau_{yII} = -1,89$ [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]
 $\tau_{zII} = 0,00$ [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]
 $\beta_w = 0,80$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,11 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,11)
 $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,16 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,16)
 $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,14)

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 79,19$ [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 79,19$ [MPa] ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\tau_{II} = 62,22$ [MPa] ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\sigma_z = 191,56$ [MPa] ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\beta_w = 0,80$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,53 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,53)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 27,95$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 27,95$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 21,08$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 66,77$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,19 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,19)

ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 103,51$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 103,51$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 83,23$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 252,27$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,70 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,70)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 29,81$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 29,81$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 28,26$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 77,14$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,21 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,21)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 29$ [mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]
$k_{15,y} = 5$ [mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]
$k_{16,y} = 2$ [mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

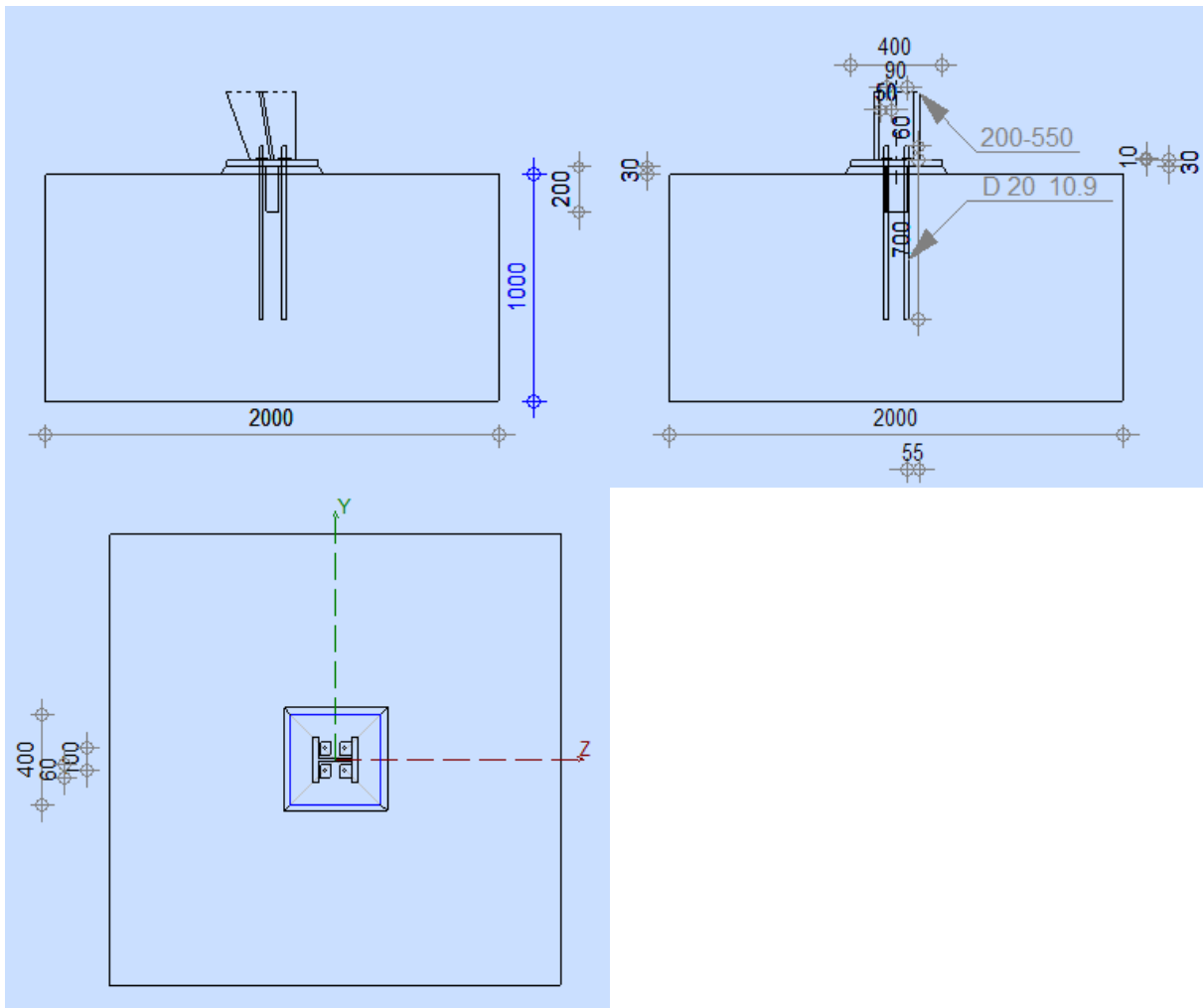
$\lambda_{0,y} = 0,68$	ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 50800,85$ [kN*m]	ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 6.12]
$S_{j,rig,y} = 274867,73$ [kN*m]	ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	ΗΜΙΣΤΑΘΕΡΗ	[5.2.2.5.(2)]

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΕΝΙΣΧΥΣΗ - ΑΝΤΟΧΗ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,73

5.9.5 Σύνδεση στη βάση του υποστυλώματος στη δεύτερη εναλλακτική λύση



ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: 200-550

$L_c = 9,90$ [m]

ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S235

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$l_{pd} = 400$ [mm] ΜΗΚΟΣ

$b_{pd} = 400$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$t_{pd} = 30$ [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

$f_{upd} = 360,00$ [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΩΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΑΓΚΥΡΩΣΗ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΩΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ
$f_{ub} =$	1000,0 0	[MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
$d =$	20	[mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$n_v =$	2	ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_H =$	2	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_H =$	90	[mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$e_v =$	100	[mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 100

$l_w = 200$ [mm] ΜΗΚΟΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_c = 1,50$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$L = 2000$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$B = 2000$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$H = 1000$ [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C25/30

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

$t_g = 30$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$C_{f,d} = 0,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_p = 4$ [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$a_w = 4$ [mm] ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{j,Ed} = 83,77$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,z} = 67,83$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΖΩΝΗ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

$F_{t,Rd,s1} = 149,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 183,75$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 149,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ

$F_{t,Rd,p} = 118,45$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$N_{Rk,c}^0 = 602,42$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.4]
 $F_{t,Rd,c} = 277,07$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΩΝΟΥ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ

$N_{Rk,c}^0 = 694,51$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.5]
 $F_{t,Rd,sp} = 256,92$ [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$
 $F_{t,Rd} = 118,45$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ

$F_{t,pl,Rd} = 236,91$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ [6.2.4]

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,wc,Rd} = 395,26$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.3.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$N_{j,Rd} = 473,81$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [6.2.8.3]

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,18 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,18)

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

$F_{1,vb,Rd,z} = 432,00$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$F_{2,vb,Rd} = 62,33$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 28,47$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$F_{v,Rd,cp} = 554,15$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$F_{v,Rd,c,z} = 554,26$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ [6.2.2.(6)]

ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$F_{v,Rd,wg,z} = 256,67$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 370,54 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,18)$$

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$$\sigma_{\perp} = 13,84 \text{ [MPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 13,84 \text{ [MPa]} \quad \text{ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 56,52 \text{ [MPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,05)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,08)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,28)$$

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,28

6 Συμπεράσματα

Ένα από τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα διπλωματική εργασία είναι το ότι επιβεβαιώνεται το γεγονός ότι ο άνεμος αποτελεί σημαντική φόρτιση, όπως άλλωστε αναμένεται σε τέτοιου είδους κατασκευές. Αν και στην πραγματικότητα το υπαρκτό υπόστεγο είναι περικλεισμένο από άλλα κτήρια στις τρεις του πλευρές, κάτι που περιορίζει τις φορτίσεις λόγω ανέμου, εντούτοις στη μελέτη λαμβάνεται υπόψη υπέρ της ασφαλείας και η φόρτιση με προσήνεμη τη μεγάλη πλευρά του κτηρίου. Στην ΟΚΑ ο συνδυασμός με κύρια φόρτιση τον άνεμο (ULS2) δεν είναι ο δυσμενέστερος για τα περισσότερα μέλη, εκτός από τις δοκούς των ζυγμάτων στη πρώτη λύση. Ωστόσο, στην ΟΚΛ ο άνεμος (συνδυασμός SLS2) είναι κύρια υπεύθυνος για τις οριζόντιες μετατοπίσεις της κατασκευής και στις δύο εναλλακτικές.

Επιπλέον, λόγω μικρού βάρους της κατασκευής και για φόρτιση με προσήνεμη την πλευρά του ανοίγματος, η δύναμεις προς τα πάνω που ασκούνται υπερβαίνουν τα ίδια βάρη και η συνισταμένη έχει φορά προς τα πάνω. Οι εφελκυστικές αυτές δυνάμεις παραλαμβάνονται από τις θεμελιώσεις (αγκύρια σε σκυρόδεμα).

Ειδικά στη εναλλακτική λύση με τα τριαρθρωτά πλαίσια, αν και τα μέλη είναι επαρκή στην ΟΚΑ, στην ΟΚΛ οι οριζόντιες μετατοπίσεις λόγω ανέμου στον άξονα Υ, υπήρξαν πολύ μεγάλες (εκτός ορίων). Το ζήτημα αυτό αντιμετωπίστηκε με την προσθήκη αντιρίδων (βλ. Σχήμα 5.28) στα πλαίσια για τη αύξηση της δυσκαμψίας στο επίπεδο τους. Επομένως, εάν το υπόστεγο κατασκευαστεί με τριαρθρωτά πλαίσια σε συνθήκες διαφορετικές από αυτές του υπαρκτού (δηλαδή χωρίς τα περιβάλλοντα κτήρια), απαιτείται ενίσχυση των πλαισίων π.χ. με την προσθήκη των αντιρίδων όπως μελετήθηκε στην εργασία.

Το γεγονός ότι τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη και οι σημαντικότερες οριζόντιες μετατοπίσεις δε προκύπτουν για τους σεισμικούς συνδυασμούς οφείλεται στο μικρό βάρος της κατασκευής, δηλαδή στη μικρή ταλαντούμενη μάζα του κτηρίου. Το φαινόμενο αυτό είναι σύνηθες για βιομηχανικά και άλλα παρόμοιου τύπου με το μελετούμενο υπόστεγα.

Όσον αφορά στη σύγκριση μεταξύ των εναλλακτικών λύσεων που μελετήθηκαν σε σχέση με το βάρος του χρησιμοποιούμενου χάλυβα, προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

- Στην πρώτη εναλλακτική (με τα αμφίπακτα πλαίσια και τα μέλη σταθερής διατομής) το συνολικό βάρος του χάλυβα είναι ίσο με 207,3t.
- Στην δεύτερη εναλλακτική (με τα τριαρθρωτά πλαίσια και τα μέλη μεταβλητής διατομής) το συνολικό βάρος του χάλυβα είναι ίσο με 221,7t.
- Μετά την προσθήκη των αντιρίδων το συνολικό βάρος του χάλυβα είναι ίσο με 235,5t.

Παρατηρείται ότι όλες οι λύσεις έχουν μικρότερο συνολικό βάρος χάλυβα σε σχέση με αυτό που χρησιμοποιήθηκε για την ανέγερση του υπάρχοντος έργου, το οποίο ανέρχεται σε 375t περίπου.

Το βάρος του χάλυβα δεν αποτελεί τον μοναδικό παράγοντα που επηρεάζει το κόστος της κατασκευής. Επίσης, είναι γνωστό ότι την εποχή της κατασκευής του στεγάστρου στο σταθμό του Πειραιά, το 1926, το κόστος του υλικού ήταν μεγαλύτερο απ' ό τι σήμερα, ενώ το κόστος των εργατικών μικρότερο απ' ό τι σήμερα. Ταυτόχρονα, όμως μια λύση όπως αυτή της πρώτης εναλλακτικής που μελετήθηκε, είναι ευρύτατα διαδεδομένη στις μέρες μας και η διαδικασία κατασκευής της είναι αρκετά τυποποιημένη, κάτι που συμβάλλει στη μείωση του κόστους της. αυτό οδηγεί στην εκτίμηση ότι το κόστος μιας σύγχρονης κατασκευής, όπως αυτές που μελετήθηκαν στην εργασία, θα είναι μικρότερο από αυτό του παλαιού υπόστεγου.

Η λύση με τα τριαρθρωτά πλαίσια και τα μέλη μεταβλητής διατομής επιλέχθηκε να μελετηθεί ως η πιο κοντινή στο φορέα του πραγματικού στεγάστρου. Με βάση, όμως, τα παραπάνω δε θα επιλεγθεί σε περίπτωση κατασκευής (ή ανακατασκευής) του έργου. Η μη ικανοποιητική συμπεριφορά με τις μεγάλες παραμορφώσεις και την απαίτηση ενίσχυσης, σε συνδυασμό με το μεγαλύτερο κόστος λόγω της χρήση περισσότερου υλικού, αλλά και του αυξημένου κόστους των συγκολλητών μελών που απαιτούνται στη λύση αυτή, οδηγούν στην επιλογή της πρώτης εναλλακτικής.

Τέλος, γνώμη του συγγραφέα της παρούσας εργασίας είναι ότι σε περίπτωση καταστροφής και ανάγκης ανακατασκευής του υπαρκτού τοξωτού στεγάστρου στον σταθμό του ηλεκτρικού στον Πειραιά, και λόγω του ιδιαίτερου χαρακτήρα και της αισθητικής του, θα πρέπει να ακολουθηθεί μια λύση πανομοιότυπης μορφής με το γνωστό σε μας έργο. Επίσης, θα πρέπει να δοθεί έμφαση στο σχεδιασμό του υπόστεγου έναντι της φόρτισης του ανέμου, ώστε να αντιμετωπιστούν οι μετατοπίσεις. Η μελέτη αυτή έναντι ανέμου θα απαιτηθεί και σε περίπτωση που κατασταφεί κάποιο από τα κτήρια που περικλείουν το υπαρκτό στέγαστρο.

Η παρούσα εργασία αποτέλεσε μια πολύ διδακτική εφαρμογή των γνώσεων που αποκτήθηκαν στη σχολή, αλλά και μια ευκαιρία για περαιτέρω εξοικείωση με τη λογική του σχεδιασμού, της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης ενός κτηρίου και τη χρήση προγράμματος σε Η/Υ για τις διαδικασίες αυτές.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2009). «Σιδηρές κατασκευές. Ανάλυση και εφαρμογή», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία κτίρια CEN, Απρίλιος 2002
6. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες- Γενικοί κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
7. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις- Φορτία χιονιού CEN Ιούλιος 2003
8. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου CEN, Ιανουάριος 2004
9. EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Γενικοί κανόνες- Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Anil Chopra (2007). «Δυναμική των κατασκευών. Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
12. Ιστοσελίδα εταιρείας CSI (Computers and Structures,Inc.) για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000: <http://www.csiberkeley.com/support/watch-andlearn>
13. Χατζηδάκης Άρης (2003). «Η μεταλλική κατασκευή του σταθμού του Η.Σ.Α.Π. στον Πειραιά», ιστοσελίδα <http://www.e-archimedes.gr>