

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΩΝ – ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΕ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΗ-ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΧΡΗΣΗΣ



ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ: ΓΚΟΛΓΚΑΚΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ (Α.Μ. 5630)

ΕΠΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΠΑΤΡΑ 2015

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το παρόν τεύχος αποτελεί την πτυχιακή εργασία που εκπονήθηκε στο Τμήμα Μηχανολογίας της Σχολής Τεχνολογικών Εφαρμογών του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πάτρας και έχει σαν θέμα τη μελέτη ανέγερσης ενός μεταλλικού κτιρίου στην περιοχή των Ροϊτίκων Πάτρας για βιομηχανική χρήση.

Θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Γεώργιο Γιαννόπουλο για την υπόδειξη του θέματος καθώς και για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση που μου προσέφερε κατά την διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας.

Γκολγκάκης Νικόλαος
Ιούλιος 2015

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει σαν θέμα τη μελέτη των μεταλλικών κατασκευών στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων. Η εργασία επικεντρώνεται στη μελέτη της ανέγερσης του μεταλλικού κτιρίου που στεγάζει σήμερα τις εγκαταστάσεις της εταιρείας ΑΦΟΙ ΚΩΝΣΤΑΝΤΕΛΟΥ Ο.Ε.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία ιστορική αναδρομή στην εξέλιξη των χαλύβδινων κατασκευών.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύεται η φιλοσοφία των Ευρωκωδίκων και κυρίως οι νεωτερισμοί που εισήγαγε ο Ευρωκώδικας 3 στις μεταλλικές κατασκευές.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται πληροφορίες για την παρασκευή και τις ιδιότητες του δομικού χάλυβα και επίσης τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει έναντι των άλλων δομικών υλικών.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται οι μέθοδοι ανάλυσης των χαλύβδινων κατασκευών.

Στο πέμπτο κεφάλαιο αναλύεται η μελέτη αναγκών που οδήγησε στην επιχειρηματική απόφαση ανέγερσης του συγκεκριμένου μεταλλικού κτιρίου. Παρουσιάζονται επίσης τα βασικά σημεία της σχετικής στατικής μελέτης καθώς και η απαραίτητη σύμφωνα με τη νομοθεσία μελέτη περιβαλλοντικών επιπτώσεων.

Στο έκτο κεφάλαιο δίνονται παραδείγματα υπολογισμών δομικών στοιχείων των μεταλλικών κατασκευών.

Τέλος, στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα μελέτη.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	I
-----------------------	---

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	II
-----------------------	----

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	III
--------------------------	-----

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
-----------------------	---

1. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	4
------------------------------------------------------------	---

2. ΔΟΜΙΚΟΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3

2.1 Το Πλαίσιο των Ευρωκώδικων	10
2.2 Δομή και Φιλοσοφία του Ευρωκώδικα 3.....	11
2.3 Απαιτήσεις Σχεδιασμού και Ασφάλειας.....	14

3. ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

3.1 Γενικά.....	16
3.2 Παρασκευή του Χάλυβα.....	16
3.3 Πλεονεκτήματα και Μειονεκτήματα του Δομικού Χάλυβα.....	21
3.4 Μηχανικές Ιδιότητες του Δομικού Χάλυβα.....	22
3.5 Διατομές των Χαλύβδινων Δομικών Στοιχείων.....	24

3.6 Ταξινόμηση Διατομών σε Κλάσεις.....	26
3.7 Ανακύκλωση του Χάλυβα.....	26

4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 Γενικά.....	28
4.2 Απαιτήσεις Σχεδιασμού.....	28
4.3 Προϋπολογισμός Εργασιών και Κόστους Συντήρησης.....	29
4.4 Μέθοδοι Ανάλυσης Χαλύβδινων Κατασκευών.....	30
4.5 Ευρωστία Χαλύβδινων Κατασκευών.....	31

5. ΜΕΛΕΤΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΟΥ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 Μελέτη Αναγκών.....	36
5.1.1 Γενικά.....	36
5.1.2 Καταγραφή Προηγούμενης Κατάστασης.....	36
5.1.3 Προβλεπόμενες Μελλοντικές Ανάγκες.....	37
5.1.4 Πρόταση.....	38
5.2 Στατική Μελέτη.....	39
5.2.1 Γενικές Αρχές Σχεδιομελέτης.....	39
5.2.2 Τεχνική Περιγραφή.....	40
5.2.3 Φορτία.....	40
5.2.4 Υπολογισμοί.....	41
5.3 Περιγραφή Γερανογέφυρας.....	42
5.4 Σχέδια του Κτιρίου.....	43

6. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

6.1 Γενικά.....	47
6.2 Υπολογισμός Ράβδων σε Λυγισμό.....	47
6.3 Κοχλιώσεις.....	49
6.4 Υπολογισμός Δοκών σε Κάμψη.....	51
6.5 Τυπικοί Υπολογισμοί Ευρωκώδικα.....	54

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	67
------------------------------	-----------

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	68
---------------------------	-----------

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Π1. Αποτελέσματα Τεχνικής Μελέτης.....	69
----------------------------------------	----

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

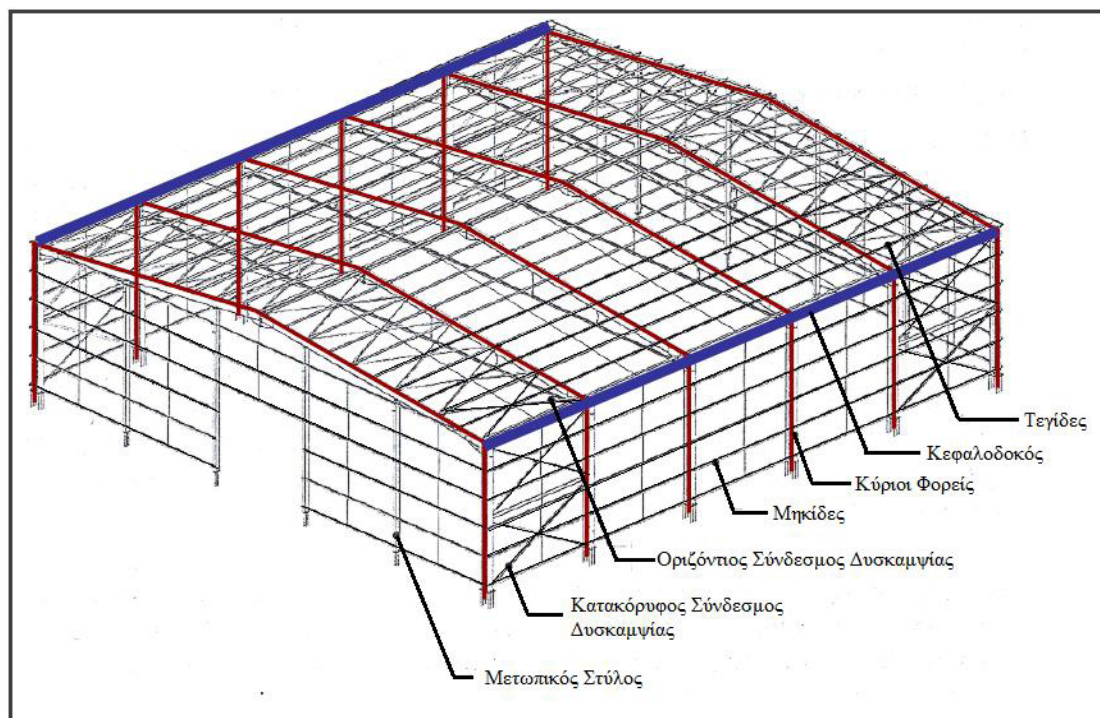
Οι χαλύβδινες κατασκευές αποτελούν σήμερα εκείνον τον τύπο των φορέων οι οποίοι ανεγείρονται τις τελευταίες δεκαετίες παγκοσμίως και τα τελευταία χρόνια στην Ελλάδα όλο και συχνότερα και σε όλο και μεγαλύτερες διαστάσεις. Ταυτόχρονα οι σύγχρονοι Δομικοί Κανονισμοί και ειδικότερα η έκδοση των Ευρωκωδίκων έχουν δημιουργήσει σήμερα ένα ασφαλές πλαίσιο εντός του οποίου ο Μηχανικός καλείται να υλοποιήσει τον σχεδιασμό των χαλύβδινων φορέων. Η ραγδαία άνοδος των χαλύβδινων κατασκευών οφείλεται επίσης στην αντίστοιχη τεχνολογική εξέλιξη των μεθόδων παραγωγής εξαιρετικών ποιοτήτων δομικού χάλυβα.

Το μέγεθος των χαλύβδινων κατασκευών συνεχώς αυξάνεται, τα στατικά τους συστήματα γίνονται όλο και πιο τολμηρά ενώ συχνά οι διαστάσεις των διατομών των δομικών τους στοιχείων μειώνονται.

Τα πρώτα κτίρια που κατασκευάστηκαν από δομικό χάλυβα ήταν κτίρια για βιομηχανική χρήση (βιομηχανικές εγκαταστάσεις, στέγαστρα, αποθήκες). Η χρήση του δομικού χάλυβα δίνει τη δυνατότητα δημιουργίας κτιρίων με μεγάλα ανοίγματα, χωρίς να υπάρχει ανάγκη να τοποθετηθούν ενδιάμεσες κολώνες. Με τον τρόπο αυτό αυξάνεται ο εκμεταλλεύσιμος χώρος για την εξυπηρέτηση κάθε είδους βιομηχανικής δραστηριότητας. Επίσης ένα μεταλλικό κτίριο μπορεί να επεκταθεί ανά πάσα στιγμή γρήγορα και απλά και ακόμη να αποσυναρμολογηθεί και να μεταφερθεί.

Τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κτιρίων και επιπλέον η ποιότητα κατασκευής ώθησαν τους μελετητές και τους κατασκευαστές να χρησιμοποιήσουν το δομικό χάλυβα και σε κατασκευές και κτίρια άλλων χρήσεων (κατοικίες, γέφυρες, σήραγγες κ.τ.λ.).

Ο φέροντας οργανισμός ενός μεταλλικού βιομηχανικού κτιρίου μπορεί να αποτελείται από τους κύριους φορείς, τις κεφαλοδοκούς, τις τεγίδες, τις μηκίδες πλευρικών και μετωπικών όψεων, τους μετωπικούς στύλους, τους οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, τους ελκυστήρες τεγίδων και τους ελκυστήρες μηκίδων πλευρικών όψεων (Σχήμα 1).



Σχήμα 1. Τυπική δομή ενός μεταλλικού βιομηχανικού κτιρίου [4].

Οι κύριοι φορείς είναι τα πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα σε ίσες αποστάσεις μεταξύ τους και παραλαμβάνουν (μέσα στο επίπεδό τους) τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών). Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής και τα μεταφέρουν μέσω της θεμελίωσής τους στο έδαφος.

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων.

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο.

Οι μηκίδες είναι οριζόντιοι δοκοί που τοποθετούνται, ανά ίσες αποστάσεις (συνήθως από 1,50m έως 2,50m), σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής.

Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι

μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν (συνήθως 4,00 έως 7,00m).

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμοιοι σύνδεσμοι), όπως έχει ήδη αναφερθεί, διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων.

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.

1. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι αρχαίοι Έλληνες και οι Ρωμαίοι χρησιμοποίησαν τα μέταλλα μόνο για τη σύνδεση των επιμέρους δομικών στοιχείων των κατασκευών τους και όχι ως φέροντα στοιχεία (πλην των διαφόρων τύπων αλυσίδων). Περί τα μέσα του δέκατου όγδοου αιώνα, με την έναρξη της βιομηχανικής παραγωγής χάλυβα άνοιξε ο δρόμος για την ανέγερση μεταλλικών κατασκευών. Στην αρχή (λόγω του υψηλού κόστους του χάλυβα) κυρίως από χυτοσίδηρο και σφυρηλατημένο σίδηρο και αργότερα από χάλυβα.

Περί τα τέλη του δέκατου όγδοου αιώνα ξεκίνησε η κατασκευή γεφυρών και κτιρίων από κατεργασμένο σίδηρο. Έναν αιώνα αργότερα, στα τέλη του δέκατου ένατου αιώνα άρχισε να παράγεται χάλυβας σε ποσότητες και τιμή κόστους τέτοιες ώστε να είναι ανταγωνιστικός του σιδήρου, οπότε ο χάλυβας άρχισε να χρησιμοποιείται ευρέως στη δόμηση τεχνικών έργων.

Ο χάλυβας, έχοντας διαφορετική περιεκτικότητα σε άνθρακα από αυτήν του κατεργασμένου σιδήρου, παρουσιάζει βελτιωμένες ιδιότητες αντοχής οι οποίες σε συνδυασμό με το μικρότερο κόστος παραγωγής του οδήγησαν τελικά σήμερα στην πλήρη αντικατάσταση του κατεργασμένου σιδήρου στις μεταλλικές κατασκευές από τον χάλυβα.

Το 1779 κατασκευάστηκε η πρώτη χυτοσιδηρή γέφυρα ανοίγματος περίπου 31 m στον ποταμό Severn στη Μεγάλη Βρετανία. Η πρώτη γέφυρα μεγάλων ανοιγμάτων από χάλυβα, η γέφυρα St. Louis στο άκρο του δέλτα του ποταμού Μισισιπή στις Η.Π.Α., ολοκληρώθηκε το 1874. Η γέφυρα αυτή η οποία αποτελείται από τρία συνεχόμενα ανοίγματα της τάξεως των 150 m περίπου το καθένα (153-158-153m), βρίσκεται ακόμη και σήμερα σε λειτουργία. Πέντε χρόνια αργότερα, το 1879, κατασκευάστηκε στον ποταμό Μισισιπή η πρώτη γέφυρα από πλήρως χαλύβδινα δικτυώματα. Η γέφυρα του Brooklyn η οποία κατασκευάστηκε το 1883 στον ποταμό East River της Ν. Υόρκης με μήκος ανοίγματος 486 m, αποτελεί το πρώτο παράδειγμα κρεμαστής γέφυρας με χαλύβδινα καλώδια ανάρτησης.

Κατά την τελευταία δεκαετία του δέκατου ένατου αιώνα, η κατασκευή κτιρίων γραφείων, εκθεσιακών χώρων και άλλων

κατασκευών από χάλυβα άρχισε να γίνεται ιδιαίτερα δημοφιλής τόσο στις Η.Π.Α. όσο και σε πολλές χώρες της Ευρώπης.

Οι θεωρητικές γνώσεις των μηχανικών της εποχής όσον αφορά στη μηχανική συμπεριφορά σιδηρών ή χαλύβδινων δομικών στοιχείων περιορίζονταν ουσιαστικά στον νόμο ελαστικότητας (Hooke 1676), στην θεωρία λυγισμού ράβδων (Euler 1744) και στις διαφορικές εξισώσεις λυγισμού πλακών (Navier 1823).

Μόλις όμως οι μελετητές διαισθάνθηκαν τις προοπτικές οι οποίες ανοίγονταν με την χρησιμοποίηση νέων δομικών υλικών όπως ήταν ο χάλυβας και την εφαρμογή νέων τεχνικών κατασκευής, προχώρησαν σε ρηξικέλευθες, για το τεχνολογικό επίπεδο της εποχής, κατασκευαστικές λύσεις οι οποίες στην πλειονότητά τους θα μπορούσαν να χαρακτηρισθούν ως ιδιαίτερα επιτυχείς, λαμβανομένου υπόψη του γεγονότος ότι την εποχή εκείνη υπήρχε παντελής έλλειψη ειδικών σχετικών κανονισμών και προδιαγραφών.

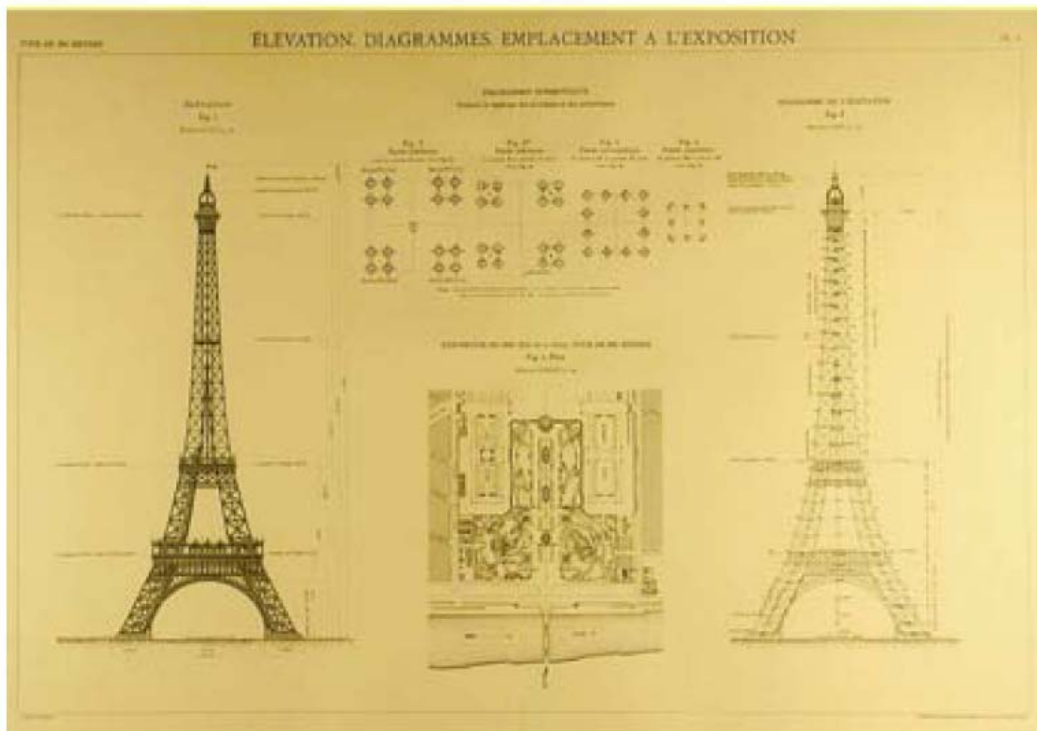
Παρόλα αυτά, τα πρώτα χαλύβδινα κτίρια με ηλώσεις μελετήθηκαν με μια φιλοσοφία σχεδιασμού του στατικού τους συστήματος η οποία δεν απέχει πολύ από τις σύγχρονες αντιλήψεις σχεδιασμού. Ο φορέας είτε αποτελείτο από ένα πολυόροφο πλαίσιο με ενισχυμένους τους κόμβους σύνδεσης ορόφων-υποστυλωμάτων, είτε υπήρχε καθ' ύψος αναπτυγμένο δικτύωμα με ηλώσεις με το οποίο συνδέονταν οι όροφοι, με τον τρόπο αυτόν εξασφαλιζόταν η παραλαβή των αναπτυσσόμενων ροπών λόγω πλευρικών οριζοντίων ωθήσεων (ανέμου, σεισμού, κ.ά.).

Είναι αξιοσημείωτο ότι οι πρώτες χαλύβδινες κατασκευές έγιναν με βάση προδιαγραφές τις οποίες έθεταν οι ίδιοι οι μελετητές τους, οι ιδιοκτήτες των έργων ή οι κατασκευάστριες εταιρείες. Τέτοια παραδείγματα με ιστορικό πλέον ενδιαφέρον αποτελούν οι προδιαγραφές μεταλλικών γεφυρών της Εταιρίας Σιδηροδρόμων Santa Fe (1895) και της Εταιρίας του Καναδικού Σιδηροδρόμου του Ειρηνικού (1901).

Χαρακτηριστικά παραδείγματα των πρώτων χαλύβδινων κτιρίων αποτελούν μεταξύ άλλων και τα εξής κτίρια: Το Crystal Palace στο Λονδίνο (1851), το Εκθεσιακό Κέντρο Jenney το οποίο κατασκευάστηκε το 1892 στο Σικάγο, το 20-όροφο συγκρότημα γραφείων της Εταιρείας Bruce Price's American Surety στη Νέα Υόρκη (1895), ο Πύργος του Eiffel στο Παρίσι (1876) και λίγο αργότερα στο Λονδίνο το ξενοδοχείο Ritz (1904), το κτίριο της Morning Post (1906), το R.A.C. Club (1910), το υψηλής αισθητικής Kodak House (1911) και το γερμανικό περίπτερο στην έκθεση της Βαρκελώνης (1929).

Με την πάροδο του χρόνου, οι διαστάσεις των κατασκευών από χάλυβα ξεπέρασαν κάθε συμβατικό όριο. Κατασκευάστηκαν έτσι καθ' ύψος αναπτυγμένα χαλύβδινα κτίρια με πολύ μεγάλο ύψος, οριζοντίως

αναπτυγμένα κτίρια με πολύ μεγάλο άνοιγμα και γέφυρες με πολύ μεγάλο ελεύθερο άνοιγμα.



Σχήμα 1.1 Ένα από τα πρωτότυπα σχέδια του πύργου του Eiffel [5].

Από το τέλος του Β΄ Παγκοσμίου Πολέμου μέχρι τα τέλη της δεκαετίας του 1970, τα χαλύβδινα πλαίσια χρησιμοποιήθηκαν κυρίως στην κατασκευή βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Από το 1980 και μετά, μία πληθώρα χαλύβδινων κτιρίων ιδιαίτερα μεγάλου μεγέθους και εντυπωσιακής αρχιτεκτονικής έμπνευσης κατασκευάστηκαν σε όλες τις μεγαλουπόλεις του κόσμου.

Ενδεικτικά μόνον αναφέρονται το κτιριακό συγκρότημα γραφείων Broadgate στο Λονδίνο, το Κέντρο G. Pompidou στο Παρίσι, το κτίριο Lloyds Chambers στο Λονδίνο και το Hong-Kong και το Shanghai Banking Corporation Headquarters στο Hong-Kong.

Αξίζει να σημειωθεί ότι σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία του 1990, στη Μεγάλη Βρετανία το 90% των βιομηχανικών κτιριακών εγκαταστάσεων και το 50% των πολυόροφων κτιρίων τα οποία δεν χρησιμοποιούνται ως κατοικίες, είναι χαλύβδινα.

Στο πλαίσιο αυτό και με τη βοήθεια της σύγχρονης τεχνολογίας, τις δύο τελευταίες δεκαετίες κατασκευάστηκαν χαλύβδινα κτίρια με εξαιρετικά μεγάλες διαστάσεις ξεπερνώντας σε ύψος κάθε συμβατικό όριο. Τα εξαιρετικά υψηλά αυτά χαλύβδινα κτίρια ονομάστηκαν από τη δεκαετία του 1930 ουρανοξύστες (skyscrapers).



Σχήμα 1.2 Το κτίριο Empire State στη Νέα Υόρκη [7].

Ορόσημο στην ιστορία των μεταλλικών κατασκευών αποτέλεσε αρχικά η κατασκευή του κτιρίου Empire State (Νέα Υόρκη) με αρχιτεκτονική μορφή art deco του οποίου η κατασκευή διήρκεσε μόνο 14 μήνες και εγκαινιάστηκε το 1931. Το κτίριο έχοντας συνολικό ύψος 381m και 102 ορόφους, διατήρησε τον τίτλο του υψηλότερου κτιρίου της γης για 41 χρόνια. Ορόσημα αποτέλεσαν επίσης η ολοκλήρωση το 1973 των δίδυμων πύργων (110 ορόφων και συνολικού ύψους 410 m) όπου στεγάστηκε το Παγκόσμιο Κέντρο Εμπορίου στη Ν. Υόρκη και το 1974 του ακόμη υψηλότερου Πύργου Sears (109 ορόφων και συνολικού ύψους 442 m) στο Σικάγο. Ο υψηλότερος ουρανοξύστης στον κόσμο είναι

σήμερα ο Burj Khalifa στο Ντουμπάι των Ηνωμένων Αραβικών Εμιράτων με ύψος 828 m. Η κατασκευή του διήρκεσε 5 χρόνια, από το 2004 έως το 2009.



Σχήμα 1.3 Ο ουρανοξύστης Burj Khalifa στο Ντουμπάι [7].

Στην Ελλάδα τα χαλύβδινα κτίρια τα οποία κατασκευάζονται, αντιστοιχούν στην πλειοψηφία τους σε οριζόντια αναπτυγμένα κτίρια (βιομηχανικά υπόστεγα, υπόστεγα αεροσκαφών, αποθήκες, στέγαστρα γηπέδων κ.τ.λ.). Την τελευταία όμως δεκαετία, μελετήθηκαν και ανεγέρθηκαν αρκετές χαλύβδινες κτιριακές μονάδες μεγάλου μεγέθους οι οποίες χρησιμοποιούνται κυρίως ως κτίρια γραφείων.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι πολλά ειδικά έργα όπως είναι οι χαλύβδινοι πύργοι ανεμογεννητριών με ύψη τα οποία κυμαίνονται σήμερα από 80-120 m, οι χαλύβδινες καπνοδόχοι, οι πυλώνες μεταφοράς

ηλεκτρικής ενέργειας, οι χαλύβδινοι ιστοί της κινητής τηλεφωνίας, τα χαλύβδινα δικτυώματα στήριξης κατόπτρων τηλεπικοινωνιών, οι χαλύβδινες δεξαμενές και τα σιλό αποτελούν δείγματα κατασκευών όπου ο σχεδιασμός και η υλοποίησή τους μπορεί να γίνει μόνο με την χρήση του χάλυβα ως δομικού υλικού.

Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί η εφαρμογή των χαλύβδινων κατασκευών στις αναστηλώσεις κτιρίων, μέθοδος η οποία σήμερα αποτελεί ίσως τον πιο συχνά εφαρμοζόμενο τρόπο αναβάθμισης, ενίσχυσης και ανάδειξης ιστορικών κτιρίων.

2. ΔΟΜΙΚΟΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3

2.1 ΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΩΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ

Στα τέλη της δεκαετίας του 1980 η Επιτροπή των Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων ανέλαβε την πρωτοβουλία της καθιέρωσης ενός συνόλου τεχνικών κανόνων για τον σχεδιασμό των κτιρίων και των λοιπών τεχνικών έργων ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού οι οποίοι σε αρχικό στάδιο θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν εναλλακτικά στη θέση των ποικίλων υφιστάμενων εθνικών τεχνικών κανονισμών στα κράτη-μέλη και σε τελικό στάδιο θα τους αντικαθιστούσαν. Οι τεχνικοί αυτοί κανόνες είναι γνωστοί ως *Δομικοί Ευρωκώδικες (Structural Eurocodes)*.

Το 1990 ανατέθηκε από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN, Comite Europeen de Normalisation, European Committee for Standardization) η ευθύνη της σύνταξης, δοκιμαστικής εφαρμογής και οριστικοποίησης των Δομικών Ευρωκώδικων. Μέσα λοιπόν, στην δεκαετία του 1990 η Τεχνική Επιτροπή 250 της Ευρωπαϊκής Επιτροπής Τυποποίησης δημοσιοποίησε και έθεσε αρχικά σε δοκιμαστική, και στη συνέχεια σε πλήρη εφαρμογή στα Ευρωπαϊκά κράτη τα οποία συμμετέχουν στη CEN, τους εξής Δομικούς Ευρωκώδικες:

- EN 1990 Ευρωκώδικας 0 «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις στις κατασκευές»
- EN 1992 Ευρωκώδικας 2 «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
- EN 1994 Ευρωκώδικας 4 «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα»
- EN 1995 Ευρωκώδικας 5 «Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών»
- EN 1996 Ευρωκώδικας 6 «Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία»
- EN 1997 Ευρωκώδικας 7 «Γεωτεχνικός σχεδιασμός»
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8 «Σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών»
- EN 1999 Ευρωκώδικας 9 «Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο»

Στο διάστημα αυτό έγινε με ευθύνη κάθε Κράτους Μέλους της Ευρωπαϊκής Ένωσης και ο καθορισμός σε εθνικό επίπεδο των τιμών ορισμένων παραμέτρων σχεδιασμού που σχετίζονται με θέματα ασφαλείας και γενικά διαφοροποιούνται από χώρα σε χώρα.

Οι κανονισμοί αυτοί εισήγαγαν μια νέα φιλοσοφία στις μεθοδολογίες σχεδιασμού των διαφόρων τύπων κατασκευών η οποία βασίζεται πλέον στη θεώρηση της συνολικής συμπεριφοράς των εξεταζόμενων κατασκευών σε οριακές καταστάσεις όσον αφορά στην αντοχή και στη λειτουργικότητά τους και όχι στον έλεγχο της μέγιστης αναπτυσσόμενης τάσης στις πιο κρίσιμες διατομές τους από πλευράς αντοχής.

Η σημαντικότερη συμβολή της εισαγωγής των Ευρωκωδίκων στο σχεδιασμό έργων είναι η χρήση κοινών κριτηρίων και μεθόδων για την εκπλήρωση των απαιτήσεων για μηχανική αντίσταση, ευστάθεια κ.τ.λ., αλλά και η ύπαρξη ενός συνολικού και ενιαίου πλαισίου παραδοχών, τόσο για τους αναλυτικούς υπολογισμούς, όσο και για τις υπολογιστικές προσομοιώσεις.

2.2 ΔΟΜΗ ΚΑΙ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

Ο Ευρωκώδικας 3 (EN 1993-1-1 Eurocode 3-Design of steel structures) αποτελεί σήμερα το πλαίσιο αρχών και κανόνων εφαρμογής για τον ασφαλή σχεδιασμό των κατασκευών από χάλυβα σε όλα τα Ευρωπαϊκά κράτη τα οποία συμμετέχουν στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης.

Η θεμελιώδης αλλαγή η οποία επήλθε με την εισαγωγή του Ευρωκώδικα 3 στις μελέτες των χαλύβδινων κατασκευών σε σχέση με τους παλαιότερους Κανονισμούς βρίσκεται στην αντικατάσταση της μεθόδου των επιτρεπόμενων τάσεων (admissible stresses) η οποία ήταν σε εφαρμογή μέχρι πρότινος και στην Ελλάδα (DIN 4114, DIN 1050, DIN 4100 κ.ο.κ.) από την μέθοδο των οριακών καταστάσεων (limit states). Η τελευταία η οποία βασίζεται στη χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factors), παρά το γεγονός ότι απαιτεί την εκτέλεση πιο περίπλοκων ελέγχων απ' ότι οι προηγούμενοι κανονισμοί, οδηγεί αφενός σε ορθολογικότερη διαστασιολόγηση και αφετέρου σε σχεδιασμό όλο και πιο τολμηρών, αλλά ταυτόχρονα ασφαλέστερων κατασκευών χάλυβα.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ , οι οποίοι χρησιμοποιούνται στον κανονισμό, είναι αριθμοί μεγαλύτεροι ή ίσοι της μονάδας με τους οποίους είτε πολλαπλασιάζονται οι δράσεις οι οποίες εφαρμόζονται στην κατασκευή, είτε διαιρούνται οι αντιστάσεις (δηλαδή

η φέρουσα ικανότητα και οι σταθερές υλικού) των μελών της κατασκευής.

Προκειμένου να αποφευχθεί η χρήση μεγάλου αριθμού επιμέρους συντελεστών ασφαλείας οι οποίοι αφορούν στις κατασκευές από χάλυβα, χρησιμοποιούνται δύο μόνον κατηγορίες τιμών γι' αυτούς:

α) οι τιμές $\gamma_{M1} = 1.0$ οι οποίες αφορούν στις αντιστάσεις οι οποίες συσχετίζονται με την τάση διαρροής του χάλυβα f_y (π.χ. για όλα τα φαινόμενα πλαστικοποίησης / αστάθειας) και

β) οι τιμές $\gamma_{M2} = 1.25$ οι οποίες αφορούν στις αντιστάσεις οι οποίες συσχετίζονται με την οριακή εφελκυστική αντοχή f_u (π.χ. για την καθαρή διατομή μέλους υπό εφελκυσμό ή για αντιστάσεις συγκολλήσεων ή κοχλιώσεων).

Για ειδικές περιπτώσεις χρησιμοποιούνται επίσης και

γ) οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{M0} = 1.0$. Για τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας στο σχεδιασμό κτιρίων, επιτρέπεται από τις αρχές κάθε κράτους-μέλους να επιλεγεί διαφορετική αριθμητική τιμή από τις προηγούμενες συνιστώμενες τιμές.

Σημειώνεται ότι μεταξύ των πολλών νέων στοιχείων τα οποία εισάγονται με τον Ευρωκώδικα 3 πέραν των προαναφερθέντων, θα μπορούσαν να αναφερθούν και η αλλαγή του συστήματος αξόνων σε μια διατομή (y, z αντί x, y), η χρήση των μονάδων του συστήματος S.I., η υιοθέτηση μειωμένης αντοχής στα ελάσματα μεγάλου πάχους (άνω των 40 mm), η ταξινόμηση των διατομών σε κλάσεις με κριτήριο την πιθανότητα εμφάνισης σ' αυτές φαινομένων διαρροής ή τοπικού λυγισμού κ.ά.

Ειδικά, όσον αφορά στα θέματα ασφάλειας στις χαλύβδινες κατασκευές, στον Ευρωκώδικα 3 καθορίζονται ορισμένες ενδεικτικές τιμές (indicative values) οι οποίες στο κείμενο του κανονισμού δίνονται εντός πλαισίου για τις οποίες προβλέπεται ότι οι αρχές του κάθε κράτους-μέλους καθορίζουν τις αντίστοιχες οριστικές τιμές. Γενικά, η εφαρμογή του κανονισμού γίνεται σε συνδυασμό με τα Εθνικά Κείμενα Εφαρμογής - EKE (National Application Documents, NADs) όπου μεταξύ άλλων καθορίζονται οι προαναφερόμενες οριστικές τιμές σχετικά με θέματα ασφάλειας, γίνεται αναφορά στα πρότυπα τα οποία είναι συμβατά με τον Ευρωκώδικα 3 και ταυτόχρονα παρέχονται γενικές οδηγίες εφαρμογής του κανονισμού σε εθνικό επίπεδο. Στο σημείο αυτό πρέπει να προστεθεί ότι οι κανόνες ορθών διαδικασιών οι οποίες πρέπει να τηρούνται κατά την εκτέλεση των εργασιών σε ένα τεχνικό έργο από χάλυβα παρέχονται από μια σειρά άλλων Ευρωπαϊκών Προτύπων (π.χ. το EN 1090 – Εκτέλεση κατασκευών χάλυβα-Τεχνικές απαιτήσεις (Execution of steel structures-Technical requirements)).

Ο Ευρωκώδικας 3 αποτελείται από τα εξής τμήματα:

- EN 1993-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- EN 1993-2 Γέφυρες από χάλυβα
- EN 1993-3 Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι
- EN 1993-4 Σιλό, δεξαμενές και σωληνώσεις
- EN 1993-5 Πάσσαλοι
- EN 1993-6 Κατασκευές που στηρίζουν γερανογέφυρες

Τα Τμήματα 3-2 έως 3-6 βασίζονται στους γενικούς κανόνες οι οποίοι παρουσιάζονται στο Τμήμα 3-1, ενώ ταυτόχρονα οι κανόνες οι οποίοι δίδονται στα Τμήματα αυτά συμπληρώνουν το εισαγωγικό Τμήμα 3-1. Το Τμήμα 3-1 αποτελείται από τα εξής επιμέρους κεφάλαια:

- ✓ EN 1993-1-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- ✓ EN 1993-1-2 Σχεδιασμός για φωτιά
- ✓ EN 1993-1-3 Λεπτότοιχα μέλη ψυχρής έλασης και χαλυβδόφυλλα
- ✓ EN 1993-1-4 Ανοξείδωτοι χάλυβες
- ✓ EN 1993-1-5 Μέλη από επίπεδα ελάσματα
- ✓ EN 1993-1-6 Αντοχή και ευστάθεια των κελυφωτών κατασκευών
- ✓ EN 1993-1-7 Αντοχή και ευστάθεια επίπεδων ελασμάτων με εγκάρσια φόρτιση
- ✓ EN 1993-1-8 Σχεδιασμός κόμβων
- ✓ EN 1993-1-9 Αντοχή των κατασκευών από χάλυβα σε κόπωση
- ✓ EN 1993-1-10 Επιλογή χάλυβα για αντοχή σε κρούση και ιδιότητες κατά το πάχος του υλικού
- ✓ EN 1993-1-11 Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκυόμενα στοιχεία από χάλυβα

Το βασικό κείμενο των Τμημάτων του Ευρωκώδικα 3 συμπληρώνεται από ορισμένα κανονιστικά (normative) ή πληροφοριακά (informative) Παραρτήματα (Annexes). Σημειώνεται ότι τα κανονιστικά παραρτήματα επέχουν ισότιμη θέση με τα κεφάλαια του Ευρωκώδικα. Στα Παραρτήματα θίγονται ορισμένα ειδικά θέματα όπως είναι για παράδειγμα η στατική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα του υλικού και οι απλοποιητικές διατάξεις για τον σχεδιασμό συνεχών δοκών δαπέδου (Τμήμα EN 1993-3-1, Παράρτημα AB (Πληροφοριακό)).

Ο Κανονισμός συμπληρώνεται επίσης από ορισμένα Πρότυπα EN και EN ISO. Μεταξύ αυτών των προτύπων αναφοράς, ιδιαίτερη μνεία πρέπει να γίνει για το πρότυπο EN10025 το οποίο αφορά στις ιδιότητες τις οποίες παρουσιάζουν οι συγκολλησιμοι δομικοί χάλυβες (weldable structural steels) και ειδικά, οι χάλυβες S235(Fe360) , S275(Fe430) και S355(Fe510) οι οποίοι χρησιμοποιούνται σχεδόν κατ' αποκλειστικότητα στην κατασκευή των χαλύβδινων φορέων.

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι σε μια χαλύβδινη κατασκευή είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπόψη κατά περίπτωση στην ανάλυση και τον σχεδιασμό δεδομένα και παράμετροι από τις προδιαγραφές πολλών

επιμέρους πλαισίων Ευρωκωδίκων όπως έχουν υιοθετηθεί για εφαρμογή σε έργα στην Ελλάδα. Έτσι εκτός του Ευρωκώδικα 3 σε πολλές περιπτώσεις απαιτείται και η χρήση προδιαγραφών που περιέχονται στους Ευρωκώδικες 0, 1, 4, 7, 8, 9.

2.3 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Στον σχεδιασμό των κατασκευών χάλυβα, μετά την εκτέλεση των απαιτούμενων υπολογισμών με τα κατάλληλα υπολογιστικά μοντέλα, θα πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής συνθήκες:

Στην Οριακή Κατάσταση η οποία αφορά στη στατική ισορροπία, στις μετατοπίσεις ή στις παραμορφώσεις της χαλύβδινης κατασκευής πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα:

$$E_{d,stab} \geq E_{d,dst} \quad (2.1)$$

δηλαδή το αποτέλεσμα των σταθεροποιητικών δράσεων (stabilizing actions) $E_{d,stab}$ πρέπει πάντοτε να είναι μεγαλύτερο ή ίσο του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων (destabilizing actions) $E_{d,dst}$.

Στην Οριακή Κατάσταση η οποία αφορά σε θραύση ή σε υπερβολική παραμόρφωση διατομής, μέλους ή σύνδεσης πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$R_d \geq S_d \quad (2.2)$$

δηλαδή η αντίσταση σχεδιασμού διατομής, μέλους ή σύνδεσης R_d πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τιμής σχεδιασμού των αντίστοιχων εσωτερικών δυνάμεων και ροπών S_d .

Στην Οριακή Κατάσταση η οποία αφορά στην επίδραση των δράσεων πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα:

$$C_d \geq E_d \quad (2.3)$$

δηλαδή η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού της κατασκευής για τις δράσεις C_d πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τιμής σχεδιασμού των αντίστοιχων δράσεων E_d .

Επομένως, για κάθε πιθανό συνδυασμό φόρτισης, η συνολική αντίσταση της χαλύβδινης κατασκευής επιβάλλεται να υπερτερεί της οιασδήποτε πιθανής εντατικής κατάστασής της.

Για τη διασφάλιση της ανθεκτικότητας (durability) μιας χαλύβδινης κατασκευής στον χρόνο, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό της διάφοροι παράγοντες όπως η χρήση η οποία προβλέπεται για την κατασκευή, τα κριτήρια συμπεριφοράς, οι αναμενόμενες συνθήκες περιβάλλοντος, η σύνθεση, οι ιδιότητες και η συμπεριφορά του υλικού, οι τύποι των διατομών στα δομικά στοιχεία και οι τύποι συνδέσεων, η ποιότητα κατασκευής και ο ποιοτικός έλεγχος κατά την παράδοση της κατασκευής, τα μέτρα προστασίας (π.χ. σε διάβρωση), καθώς επίσης και η αλληλεπίδραση όλων των προηγούμενων παραγόντων.

3. ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο χάλυβας (ή ατσάλι), είναι κράμα σιδήρου-άνθρακα που περιέχει λιγότερο από 2.06% άνθρακα, λιγότερο από 1% μαγγάνιο και πολύ μικρά ποσοστά πυριτίου, θείου, φωσφόρου και οξυγόνου. Ανάλογα με τις απαιτήσεις χρήσεως του χάλυβα, μπορούν να μεταβληθούν ορισμένες ιδιότητες κατά την παραγωγή του, με μεταβολή της χημικής σύνθεσης ή της κρυσταλλικής κατάστασης, με θερμική επεξεργασία κ.ά.

Οι δύο βασικές κατηγορίες δομικών χαλύβων που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές είναι οι μη κραματωμένοι χάλυβες π.χ. οι κοινοί χάλυβες και οι κραματωμένοι χάλυβες π.χ. οι αντιδιαβρωτικοί χάλυβες (weathering steels) και οι ανοξείδωτοι χάλυβες (stainless steels). Κραματωμένος ονομάζεται ο χάλυβας του οποίου η περιεκτικότητα σε κραματικά στοιχεία (π.χ. νικέλιο, χρώμιο, πυρίτιο κ.ά.) είναι συνολικά μεγαλύτερο του 5% με σκοπό την βελτίωση ορισμένων χαρακτηριστικών όπως η αντοχή σε διάβρωση κ.τ.λ.

Ο χάλυβας δεν είναι συστατικό του σκυροδέματος, αλλά χρησιμοποιείται μαζί με αυτό και μας δίνει το οπλισμένο σκυρόδεμα, γνωστό και με τον γαλλικό όρο “μπετόν – αρμέ”. Ειδικός χάλυβας επίσης χρησιμοποιείται και για το προεντεταμένο σκυρόδεμα. Το υλικό αυτό δεν είναι ένα νέο βελτιωμένο είδος οπλισμένου σκυροδέματος, αλλά ένα εντελώς νέο δομικό υλικό, το οποίο απλά είναι συγγενές με αυτό.

Ως δομικό στοιχείο είναι γνωστή η χρήση του εδώ και δεκαετίες στον οπλισμό σκυροδέματος. Ωστόσο, οι υψηλές του επιδόσεις σε συνδυασμό με την ραγδαία εξέλιξη της τεχνολογίας επεξεργασίας και βιομηχανοποίησής του, έχουν καταστήσει το χάλυβα ως την κορυφαία επιλογή δομικού στοιχείου σε κατ’ εξοχήν χαλύβδινους φέροντες οργανισμούς.

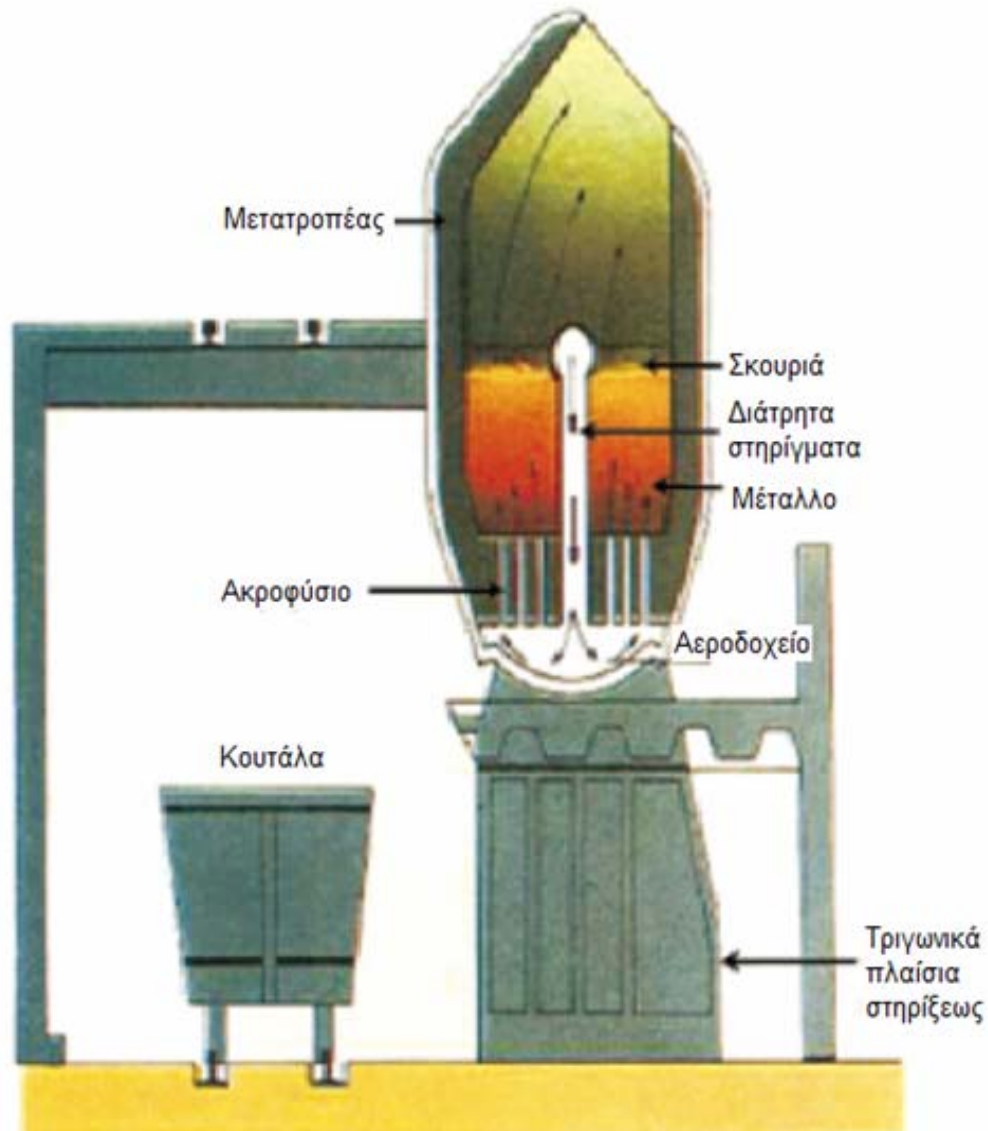
3.2 ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Ο χάλυβας λαμβάνεται από τον κοινό χυτοσίδηρο (χαλυβοποίηση του χυτοσιδήρου), με τις ακόλουθες μεθόδους:

- Μέθοδος Bessemer

- Μέθοδος Siemens – Martin (ανοικτής εστίας)
- Μέθοδος εμφύσησης οξυγόνου
- Μέθοδος ηλεκτρικής καμίνου

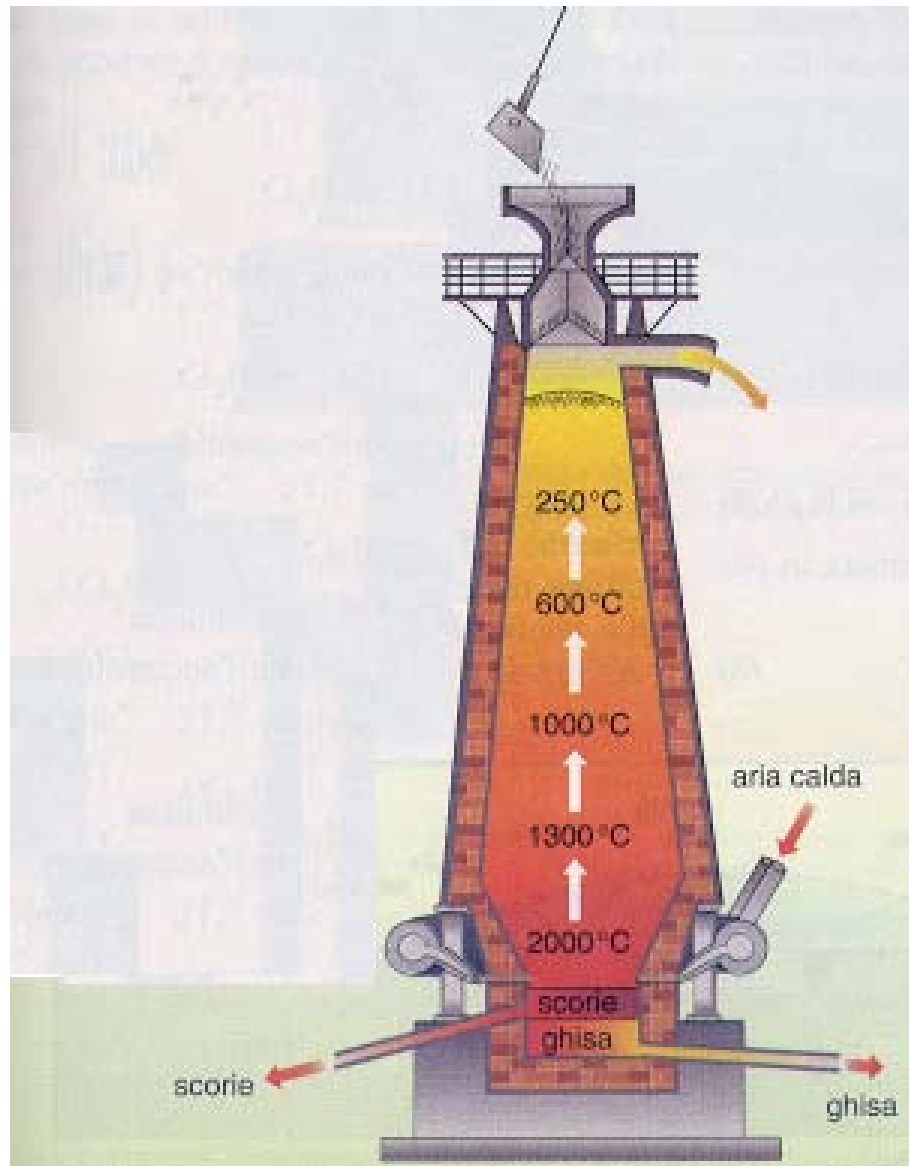
Σήμερα κυριαρχεί η μέθοδος εμφύσησης οξυγόνου και ακολουθεί η μέθοδος της ηλεκτρικής καμίνου.



Σχήμα 3.1 Μέθοδος Bessemer [6].

Μέθοδος Bessemer: Κατά τη μέθοδο αυτή, ο κοινός χυτοσίδηρος φέρεται εντός μετατροπέα από τον πυθμένα του οποίου εμφυσείται θερμός αέρας (ή αέρας και οξυγόνο) με τη βοήθεια ακροφυσίων. Ο αέρας αυτός κατακαίει (οξειδώνει) τις ακαθαρσίες του λιωμένου χυτοσιδήρου και έτσι λαμβάνεται χυτοσίδηρος σχεδόν πλήρως απαλλαγμένος από τον άνθρακα. Στη συνέχεια προστίθεται η επιθυμητή ποσότητα του άνθρακα. Ανάλογα με την περιεκτικότητα του χυτοσιδήρου σε φώσφορο,

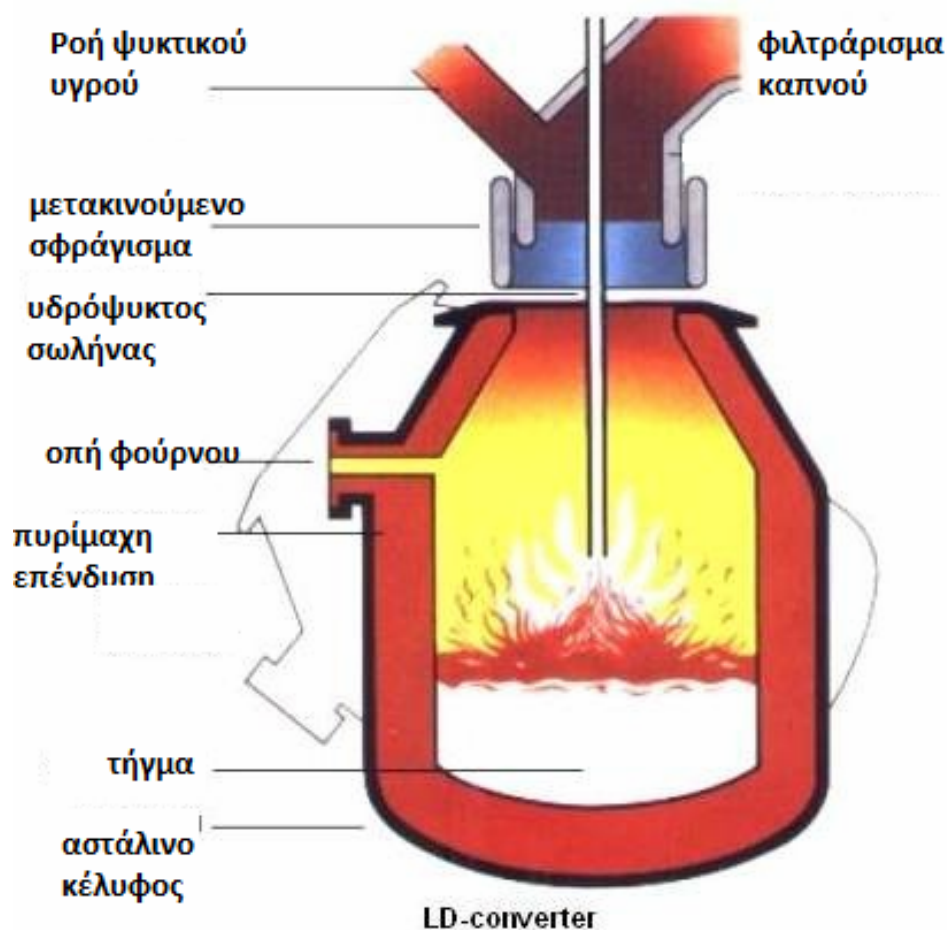
επενδύεται και ο μετατροπέας με όξινη ή βασική επένδυση. Για χυτοσίδηρο φτωχό σε φώσφορο, η επένδυση είναι όξινη και για χυτοσίδηρο πλούσιο σε φώσφορο, βασική (σε αυτήν την περίπτωση ονομάζεται μέθοδος Thomas). Η όξινη πυρίμαχη επένδυση, αποτελείται από άργιλο και διοξείδιο του πυριτίου ενώ η βασική επένδυση, είναι πλούσια σε βασικά οξείδια του οξειδίου του ασβεστίου και του οξειδίου του μαγνησίου και λαμβάνεται με πύρωση του δολομίτη.



Σχήμα 3.2 Μέθοδος Siemens – Martin [6].

Μέθοδος Siemens – Martin: Κατά τη μέθοδο αυτή χρησιμοποιούνται αβαθείς κάμινοι με μεγάλη επιφάνεια αντίδρασης της επένδυσης, η οποία μπορεί να είναι βασική ή όξινη. Η θερμοκρασία στην κάμινο, φθάνει τους 1500 – 1700 C. Η υψηλή θερμοκρασία και η μεγάλη επιφάνεια της

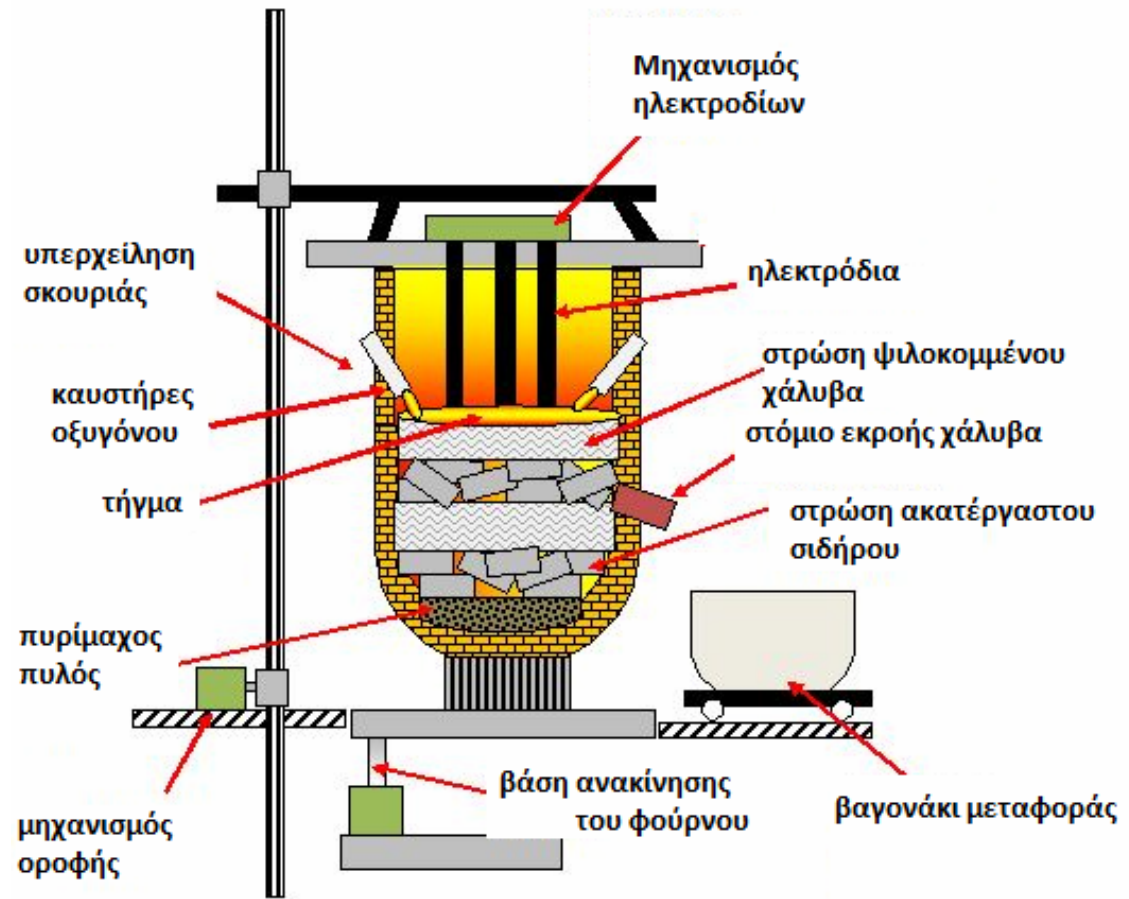
επένδυσης της καμίνου, επιτρέπουν την προγραμματισμένη επίδραση των οξειδωτικών αντιδράσεων. Με τη χρήση αυτής της μεθόδου, καθίσταται δυνατή η παραγωγή χάλυβα, με διάφορους τρόπους, ανάλογα με την τροφοδοσία της καμίνου. Όπως πχ η ράβδος κοινού χυτοσιδήρου και μεταλλεύματος (χυτοσίδηρος περίπου 75%), η μέθοδος κοινού χυτοσιδήρου και απορριμμάτων σφυρήλατου σιδήρου και χάλυβα (χυτοσίδηρος περίπου 25%) κλπ. Η μέθοδος Siemens – Martin, είναι κατάλληλη για παραγωγή οποιουδήποτε χάλυβα και επιτρέπει μία ακριβή σύνθεση των κραμάτων.



Σχήμα 3.3 Μέθοδος εμφύσησης οξυγόνου [6].

Μέθοδος εμφύσησης οξυγόνου: Σύμφωνα με την μέθοδο οξυγόνου τροφοδοτείται τήγμα χυτοσιδήρου μέσα σε μια δεξαμενή ή μετατροπέα, ο οποίος είναι μονωμένος με πυρίμαχη επένδυση. Η δεξαμενή είναι στερεωμένη κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μπορεί να περιστρέφεται προς τα πλάγια για την τροφοδότηση του τήγματος και να φέρεται μετά σε κατακόρυφη θέση για το επόμενο στάδιο της διεργασίας. Κατά το στάδιο αυτό, μέσα στην δεξαμενή κατεβαίνει ένας σωλήνας ο οποίος ψύχεται με νερό και χρησιμεύει για την εμφύσηση οξυγόνου μέσα στο τήγμα. Ο

σωλήνας οξυγόνου κατεβαίνει τόσο ώστε το χείλος του να βρίσκεται μόλις πάνω από την επιφάνεια του τήγματος. Μεταξύ οξυγόνου και άνθρακα πραγματοποιείται ταχύτατη χημική αντίδραση. Ο στροβιλισμός που δημιουργείται εξασφαλίζει την επαφή του άνθρακα με το οξυγόνο. Στο τέλος της διαδικασίας η δεξαμενή περιστρέφεται για να γίνει η συλλογή του χάλυβα και η απομάκρυνση της σκουριάς και των άλλων ακαθαρσιών.



BASIC LAYOUT OF ELECTRIC ARC FURNACE

Σχήμα 3.4 Μέθοδος ηλεκτρικής καμίνου [6].

Μέθοδος ηλεκτρικής καμίνου: Με τη μέθοδο της ηλεκτρικής καμίνου, λαμβάνεται χάλυβας εξαιρετικής ποιότητας και γι' αυτό χρησιμοποιείται για τη βελτίωση χάλυβα Bessemer ή Siemens – Martin, καθώς επίσης και για την Παρασκευή ειδικών χαλύβων. Η θερμότητα παράγεται από ηλεκτρική ενέργεια, είτε διά σχηματισμού ηλεκτρικών τόξων μεταξύ ηλεκτροδίων από άνθρακα και του τήγματος, είτε διά καύσεως κωκ, μέσα στην υψικάμινο, με τη βοήθεια ηλεκτρικών αντιστάσεων. Στη δεύτερη

περίπτωση, προστίθεται τόσο κοκ, όσο απαιτείται για την αντίδραση της αναγωγής του μεταλλεύματος.

Ανάλογα με τον τρόπο της περαιτέρω κατεργασίας, οι χάλυβες μπορούν να ταξινομηθούν στις παρακάτω κατηγορίες:

- Χάλυβες διαμόρφωσης. Αυτοί υφίστανται περαιτέρω μηχανική κατεργασία (έλαση, διέλαση)
- Χυτοχάλυβες. Παράγονται απευθείας με χύτευση υπό μορφή "χελωνών" και επαναχυτεύονται για τη δημιουργία χυτών εξαρτημάτων.

3.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Από επιστημονικής πλευράς, ο χάλυβας πλεονεκτεί σε μια σειρά από διάφορους παράγοντες σε σχέση με άλλα δομικά υλικά, όπως το μπετόν και το ξύλο. Ενδεικτικά αναφέρονται τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

- Έχει σχετικά μεγάλη περιοχή πλαστικής παραμόρφωσης στο διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι ο χάλυβας είναι αρκετά ελαστικός, ώστε να αντέξει φορτίσεις πέραν του ορίου διαρροής του μέχρι της τελική του αστοχία.
- Αποτελεί το πλέον οικολογικό υλικό, μιας και είναι κατά 100% ανακυκλώσιμο. Ενδεικτικό είναι το γεγονός ότι το 40% της παραγωγής χάλυβα στη Γαλλία προκύπτει από την ανακύκλωση, εξοικονομώντας έτσι περίπου το 60% της ενέργειας που χρειάζεται για την παραγωγή του από πρώτες ύλες.
- Σε σύγκριση με το μπετόν είναι εξ αρχής σε πλήρη ικανότητα φόρτισης και δε χρειάζεται χρόνο για να «δέσει».
- Συγκριτικά με το ξύλο δεν παραμορφώνεται, δεν στρεβλώνει και είναι εμφανώς πιο ανθεκτικό στις μεταβολές της θερμοκρασίας και γενικά σε ακραίες περιβαλλοντικές συνθήκες.
- Διαθέτει εξαιρετικές και κυρίως σταθερές μηχανικές ιδιότητες.
- Διαθέτει τον υψηλότερο λόγο αντοχής προς ειδικό βάρος, κάτι που εξασφαλίζει το σχεδιασμό ελαφρύτερων κατασκευών, ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση, οικονομία χώρου και άρα μεγαλύτερες αρχιτεκτονικές παρεμβάσεις. Το σχετικά μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών σε συνδυασμό και με τα άλλα χαρακτηριστικά του καθιστά το χάλυβα ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές
- Ομογένεια υλικού που εξασφαλίζει την ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής.

- Με την κατάλληλη συντήρηση εξασφαλίζεται απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής.
- Ολκιμότητα, δηλαδή η ιδιότητα του υλικού να μπορεί να υποφέρει εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία κάτω από υψηλές εφελκυστικές τάσεις.
- Άλλα πλεονεκτήματα είναι η βιομηχανοποιημένη παραγωγή (τυποποίηση, προκατασκευή), η δυνατότητα διάνοιξης οπών ή παραγωγής κυψελωτών διατομών για την όδευση ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων, η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης τμημάτων της κατασκευής όταν αυτή αποσυνδεθεί, η ταχύτητα ανέγερσης κατασκευών και η ευκολία ενίσχυσης υφισταμένων κατασκευών.

Τα βασικά μειονεκτήματα του δομικού χάλυβα είναι τα εξής:

- Είναι υλικό ευαίσθητο σε υψηλές θερμοκρασίες (πυρκαγιές)
- Μικρή αντοχή σε φαινόμενα λυγισμού
- Ευαισθησία σε φαινόμενα επαναλαμβανόμενης φόρτισης (κόπωση)

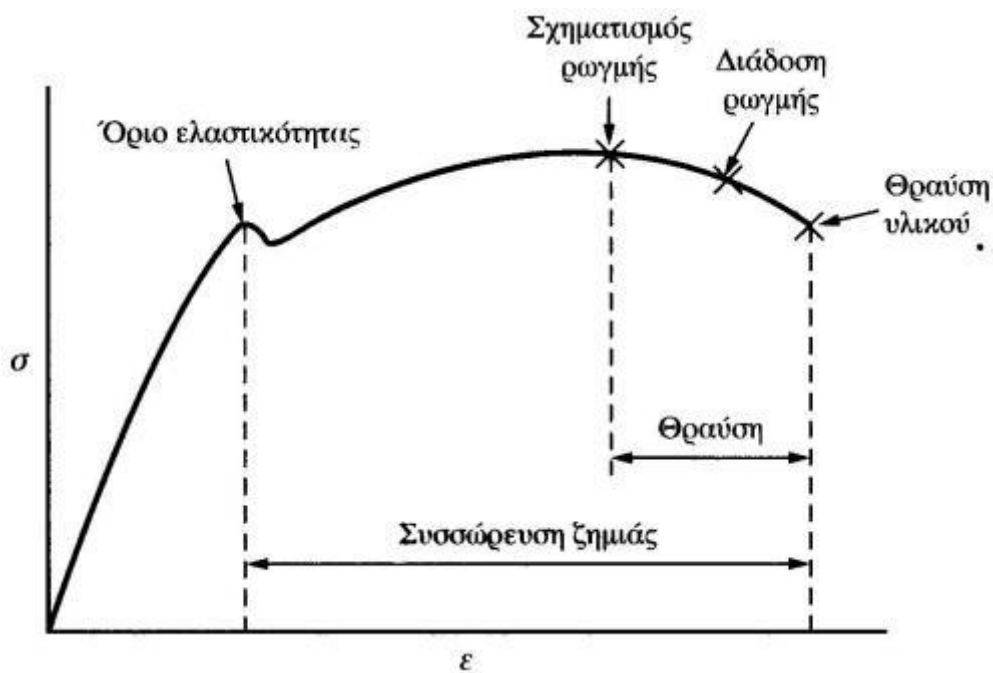
3.4 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί ο χάλυβας είναι όλκιμο υλικό. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο χάλυβας να διαρρέει τοπικά σε σημεία συγκέντρωσης τάσεων και έτσι να προλαβαίνει πρόωρες αστοχίες, ή να υφίσταται μεγάλες παραμορφώσεις κάτω από υψηλά φορτία που είναι ορατή απόδειξη επικείμενης αστοχίας. Η ολκιμότητα του χάλυβα έχει μεγάλη σημασία σε κατασκευές κάτω από δυναμικές καταπονήσεις (π.χ. σεισμό) γιατί τότε ο χάλυβας έχει την ικανότητα να απορροφά μεγάλα ποσοστά ενέργειας αποτρέποντας έτσι την κατάρρευση της κατασκευής, κάτι που δεν συμβαίνει σε ψαθυρά υλικά όπως το σκυρόδεμα. Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 για τους χάλυβες που χρησιμοποιούνται σε δομικά έργα απαιτείται μια ελάχιστη ολκιμότητα η οποία θα πρέπει να εκφράζεται υπό μορφή ορίων για:

- Το λόγο $\frac{f_u}{f_y}$ της προδιαγεγραμμένης ελάχιστης οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u ως προς την προδιαγεγραμμένη ελάχιστη αντοχή διαρροής f_y .

- Την επιμήκυνση στην αστοχία ενός δοκιμίου μήκους $5.65\sqrt{A_0}$ (όπου A_0 είναι η αρχική επιφάνεια της διατομής)
- την οριακή παραμόρφωση ϵ_u , όπου η ϵ_u αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή f_u .

Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις, όπως φαίνεται και από το σχετικό διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων:



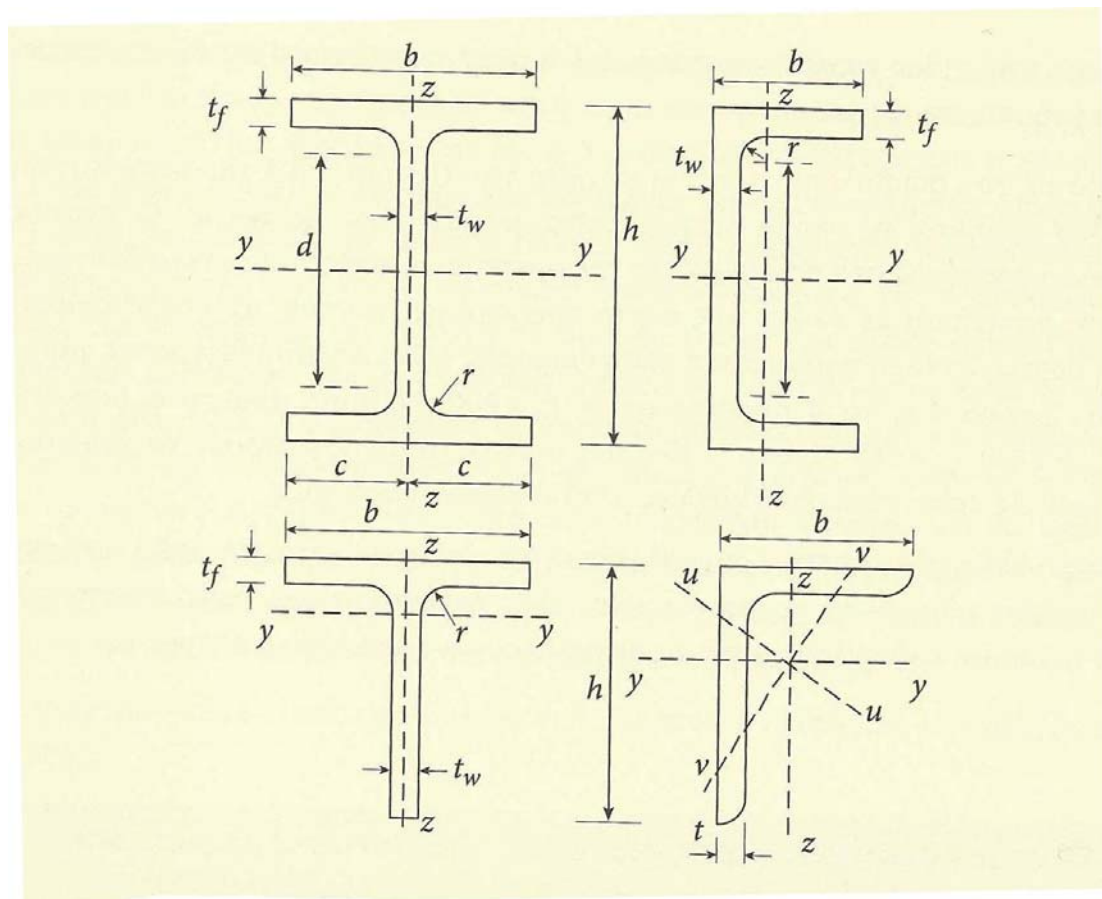
Σχήμα 3.5 Τυπικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα [2].

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες λαμβάνονται ως εξής:

- μέτρο ελαστικότητας: $E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- μέτρο διάτμησης: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 8.1 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
- συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ανά $^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$)
- πυκνότητα: $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

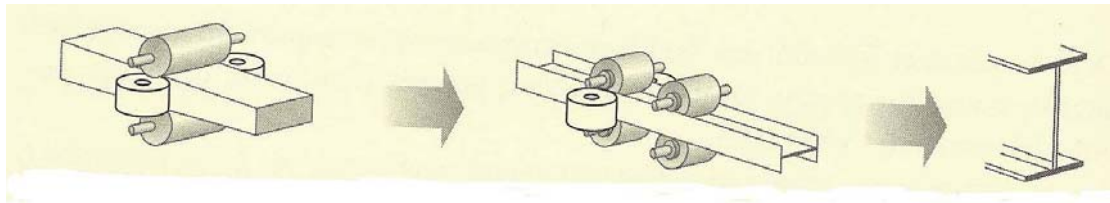
3.5 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Οι διατομές των χαλύβδινων δομικών στοιχείων αντιστοιχούν σε μια σχετικά μεγάλη ποικιλία μορφών. Οι πιο συνηθισμένες από αυτές παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.6.



Σχήμα 3.6 Τυπικές διατομές χαλύβδινων δομικών στοιχείων και σχετικοί συμβολισμοί [5].

Οι χαλύβδινες διατομές διακρίνονται με κριτήριο τον τρόπο παραγωγής τους σε δύο βασικές κατηγορίες: τις ελατές διατομές (rolled sections) και τις συγκολλητές διατομές (welded sections). Οι πρώτες παράγονται απευθείας από τη βιομηχανία μέσω διαδικασίας έλασης εν θερμώ (Σχήμα 3.7) ενώ οι δεύτερες δημιουργούνται με συγκόλληση ελασμάτων χάλυβα.



Σχήμα 3.7 Σχηματική παρουσίαση της διαδικασίας παραγωγής εν θερμώ ελατών διατομών χάλυβα [5].

Τελευταία χρησιμοποιούνται ευρύτητα και οι κοιλοδοκοί (hollow sections). Λόγω του κλειστού σχήματός τους οι διατομές αυτές πέραν της βελτιωμένης αισθητικής εμφάνισής τους, διαθέτουν εξαιρετική ικανότητα παραλαβής στρεπτικής καταπόνησης, θλίψης και κάμψης. Επιπρόσθετα το κλειστό σχήμα των διατομών αυτών περιορίζει το κόστος προστασίας έναντι της οξείδωσης.

Οι σειρές κοιλοδοκών χαρακτηρίζονται από τη γεωμετρική μορφή της διατομής τους και είναι οι εξής: κοιλοδοκοί κυκλικής διατομής, κοιλοδοκοί ορθογωνικής διατομής, κοιλοδοκοί τετραγωνικής διατομής (Πίνακας 3.1).

Πίνακας 3.1 Οι βασικές μορφές των σειρών κοιλοδοκών [5]

Κοιλοδοκοί		
Κοιλοδοκοί κυκλικής διατομής	Κοιλοδοκοί ορθογωνικής διατομής	Κοιλοδοκοί τετραγωνικής διατομής
<i>Circular Hollow Sections</i>	<i>Rectangular Hollow Sections</i>	<i>Quadratic/Square Hollow Sections</i>
(CHS)	(RHS)	(QHS ή SHS)

3.6 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΚΛΑΣΕΙΣ

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να περιγράψει τον βαθμό κατά τον οποίο η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη, δηλαδή από την τοπική τους λυγηρότητα.

Συνοπτικά οι τέσσερις κλάσεις διατομών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 έχουν τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

Κατηγορία 1. Μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Κατηγορία 2. Μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.

Κατηγορία 3. Η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά συμβαίνει τοπικός λυγισμός πριν την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Κατηγορία 4. Συμβαίνει τοπικός λυγισμός πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής

3.7 ΑΝΑΚΥΚΛΩΣΗ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Για την παραγωγή χάλυβα είναι απαραίτητος ο οπτάνθρακας (κοκ) και το σιδηρομετάλλευμα, η διαδικασία εξόρυξης του οποίου, επιβαρύνει σημαντικά το περιβάλλον. Παράλληλα, κατά την διαδικασία παραγωγής του, παράγονται αέρια, τα οποία συντελούν στα φαινόμενα του θερμοκηπίου και της όξινης βροχής.

Η χρήση ανακυκλωμένου χάλυβα εξοικονομεί 30% της κατανάλωσης ενέργειας συγκριτικά με την ενέργεια που δαπανάται για την πρωτογενή παραγωγή του. Ο χάλυβας είναι 100% ανακυκλώσιμος. Κατά την βασική διαδικασία παραγωγής μεταλλικών σκελετών σε κλίβανο οξυγόνου, χρησιμοποιείται τουλάχιστον 25% ανακυκλωμένος χάλυβας (έμμεση ανακύκλωση). Τα προγράμματα ανακύκλωσης του χάλυβα διαφυλάσσουν τους φυσικούς πόρους και ελαττώνουν σημαντικά την παραγωγή αποβλήτων. Κάθε τόνος ανακυκλωμένου χάλυβα εξοικονομεί 1.114 κιλά σιδηρομεταλλεύματος, 635 κιλά άνθρακα, και 55 κιλά ασβεστόλιθου.

Υπάρχουν βέβαια και περιπτώσεις άμεσης ανακύκλωσης του χάλυβα όπως η γέφυρα τρένου που επαναχρησιμοποιήθηκε στο Άμστερνταμ για να φτιαχτεί ένα εστιατόριο.



Σχήμα 3.9 Το εστιατόριο που κατασκευάστηκε από την άμεση ανακύκλωση του χάλυβα μιας σιδηροδρομικής γέφυρας στο Άμστερνταμ [8].

4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο σχεδιασμός μιας χαλύβδινης κατασκευής αρχίζει από τον καθορισμό των στόχων της κατασκευής ο οποίος οδηγεί στην επιλογή της μορφής και καταλήγει στον ακριβή υπολογισμό και τα σχέδια των κατασκευαστικών λεπτομερειών (σχέδια εφαρμογής) του κτιρίου. Έχει δε ως αντικείμενο την υλοποίηση μιας κατασκευής η οποία να ικανοποιεί τα επιλεγέντα κριτήρια ασφάλειας, λειτουργικότητας και οικονομίας ή και άλλα δευτερεύοντα. Η μελέτη ξεκινά από τον καθορισμό των απαιτήσεων του εντολέα ο οποίος συνήθως παρέχει στον μελετητή τα απαραίτητα στοιχεία σχετικά με το σκοπό του έργου και τα όρια του προϋπολογισμού.

Τα στοιχεία αυτά αποτελούν την αρχική πηγή πληροφοριών τις οποίες ο μηχανικός πρέπει να λάβει υπόψη, να τις επεξεργαστεί στα πλαίσια της επιστήμης, των κανονισμών και της πρακτικής της αγοράς και να τις βελτιώσει έτσι ώστε το τελικό αποτέλεσμα να είναι ένα σωστό από πλευράς σχεδιασμού χαλύβδινο κτίριο.

Την προκαταρκτική αυτή φάση σχεδιασμού ακολουθεί ο καθεαυτού σχεδιασμός του έργου. Είναι προφανές ότι καθ'όλη τη διάρκεια της φάσης αυτής απαιτείται συνεχής αλληλοενημέρωση και ανταλλαγή απόψεων των εμπλεκόμενων μερών ώστε να προκύψει εν τέλει το βέλτιστο αποτέλεσμα.

4.2 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Ένα δόμημα πρέπει να μελετάται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε κατά την σκοπούμενη διάρκεια ζωής του και μέσα στα κατάλληλα πλαίσια αξιοπιστίας και οικονομίας:

- Να έχει επαρκή αντοχή, λειτουργικότητα και αξιοπιστία.
- Να παραμένει κατάλληλο για την χρήση για την όποια προορίζεται
- να αναλαμβάνει όλες τις δράσεις και επιρροές, οι οποίες είναι ενδεχόμενο να συμβούν κατά τη διάρκεια κατασκευής και χρήσης του.
- Να είναι εύκολα και οικονομικά συντηρούμενο και καθαριζόμενο.
- Να έχει υψηλή αισθητική.

Εκτός από τις παραπάνω γενικές απαιτήσεις πρέπει κατά περίπτωση να λαμβάνεται μέριμνα ώστε το χαλύβδινο κτίριο να ικανοποιεί και ένα πλήθος ειδικών απαιτήσεων όπως είναι ενδεικτικά οι παρακάτω:

- Να υπάρχει πρόβλεψη τοποθέτησης και δυνατότητας κίνησης γερανογεφυρών (cranes) και κινητών φορτίων μονής τροχιάς (monorails), καθώς επίσης και ανελκυστήρων.
- Ο φυσικός φωτισμός να είναι σωστός.
- Ο κλιματισμός του κτιρίου να καλύπτει πλήρως τις ανάγκες σε θέρμανση και ψύξη.
- Ο φυσικός ή τεχνητός αερισμός του κτιρίου να είναι ο καλύτερος δυνατός.
- Η στεγάνωση των εσωτερικών χώρων να είναι απόλυτη.
- Η διάταξη των φερόντων στοιχείων χάλυβα να είναι τέτοια ώστε να επιτρέπει την κίνηση μηχανημάτων (π.χ. ανυψωτικών μηχανημάτων) και τη μεταφορά ογκωδών φορτίων.
- Να υπάρχει πρόβλεψη για μελλοντικές επεκτάσεις του κτιρίου και πιθανή αλλαγή χρήσης του.

4.3 ΠΡΟΫΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΡΓΑΣΙΩΝ ΚΑΙ ΚΟΣΤΟΥΣ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ

Ο ολοκληρωμένος σχεδιασμός ενός χαλύβδινου κτιρίου πρέπει να περιλαμβάνει και τον ακριβή υπολογισμό του κόστους ανέγερσης αλλά και πρόβλεψη του κόστους συντήρησής του. Παραδείγματος χάριν να αναφέρουμε οι λύσεις με συγκολλητές διατομές και πολύπλοκες συνδέσεις αντιστοιχούν σε υψηλό κόστος εργατικών ενώ αντίθετα χρήση εν θερμώ εξηλασμένων διατομών οι οποίες κυκλοφορούν στην αγορά σε συνδυασμό με απλές συνδέσεις οδηγούν σε πιο οικονομική κατασκευή.

Από την άλλη μεριά πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε να προβλέπεται εύκολη συντήρηση της χαλύβδινης κατασκευής. Λαμβανομένου υπόψη του γεγονότος ότι οι κατασκευές χάλυβα αν δεν συντηρηθούν έγκαιρα και με το σωστό τρόπο έχουν προβλήματα διάβρωσης και συνεπώς έλλειψη ασφάλειας λόγω μείωσης της αντοχής απαιτείται εξαρχής να υπάρχει σχετική μελέτη και να έχει διερευνηθεί το κόστος συντήρησης. Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι εφόσον στον προϋπολογισμό κατασκευής ενός χαλύβδινου τεχνικού έργου προστεθεί το κόστος συντήρησής του με ορίζοντα ορισμένων ετών ή δεκαετιών, τότε οι λύσεις οι οποίες με μια πρώτη εξέταση μοιάζουν πολύ ακριβότερες από μία άλλη λύση ενδεχομένως να αποδειχθούν ανταγωνιστικές διότι έχουν πολύ χαμηλότερο κόστος συντήρησης κατά τη διάρκεια της λειτουργίας τους.

4.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Μια κατασκευή από χάλυβα μπορεί να σχεδιαστεί είτε ως ένα στατικά ορισμένος (statically determinate) είτε ως ένας στατικά αόριστος (statically redundant) φορέας. Στην πρώτη περίπτωση οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές υπολογίζονται με την χρησιμοποίηση των εξισώσεων ισορροπίας ενώ στη δεύτερη περίπτωση είτε με ελαστική καθολική ανάλυση (elastic global analysis) είτε με πλαστική καθολική ανάλυση (plastic global analysis).

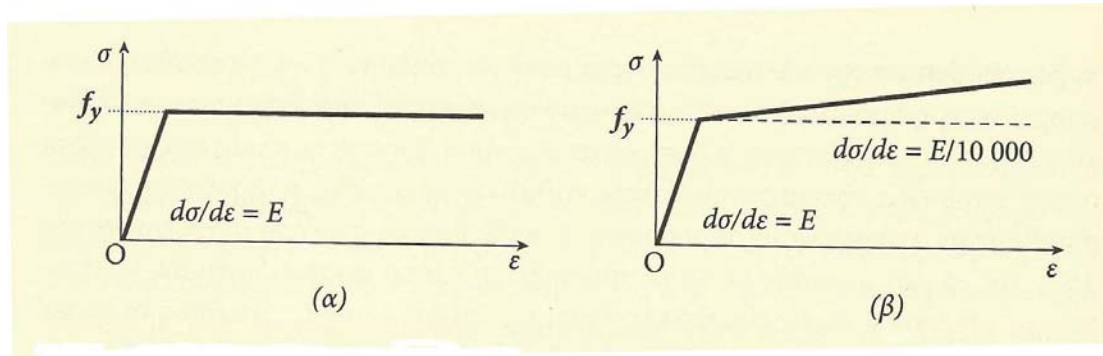
Ελαστική καθολική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών μιας κατασκευής σε όλες τις περιπτώσεις, ενώ πλαστική καθολική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο εφόσον οι διατομές και ο δομικός χάλυβας ικανοποιούν τις απαιτήσεις τις οποίες θέτει ο Ευρωκώδικας 3.

Συνήθως τα φορτία διατομής υπολογίζονται στα πλαίσια της θεωρίας α΄ τάξης, δηλαδή βάσει της αρχικής γεωμετρίας του φορέα. Όταν όμως υπάρχει κίνδυνος απώλειας ευστάθειας της κατασκευής τότε συχνά οι απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού αποδεικνύονται ανεπαρκείς και απαιτείται η προσφυγή στη θεωρία β΄ τάξης όπου λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των παραμορφώσεων στην εντατική κατάσταση της κατασκευής.

Η ελαστική καθολική ανάλυση βασίζεται στην υπόθεση ότι η σχέση τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του υλικού είναι γραμμική, όποια και να είναι η στάθμη της τάσης. Αυτή η υπόθεση μπορεί να διατηρείται και για τις δύο, πρώτης τάξης και δεύτερης τάξης ελαστική ανάλυση, ακόμα και όταν η αντίσταση της διατομής του δομικού στοιχείου βασίζεται σε πλαστικό υπολογισμό.

Η πλαστική ελαστική ανάλυση βασίζεται στην υπόθεση ότι ο φορέας βρίσκεται στην κατάσταση τελικής αστοχίας και υπολογίζεται το φορτίο αστοχίας με προσεγγιστικούς τρόπους. Η πλαστική καθολική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί είτε μέσω μιας στερεοπλαστικής (rigid-plastic) είτε μέσω μιας ελαστοπλαστικής (elastic-plastic) μεθόδου.

Στην ελαστοπλαστική ανάλυση, που συνήθως εφαρμόζεται, για τις ποιότητες δομικού χάλυβα του Ευρωκώδικα 3 χρησιμοποιείται συνήθως η διγραμμική σχέση τάσης-παραμόρφωσης του Σχήματος 4.1α ή (ακόμη καλύτερα) του Σχήματος 4.1β.



Σχήμα 4.1 (α) Διγραμμική σχέση τάσης-παραμόρφωσης
(β) Εναλλακτική διγραμμική σχέση τάσης-παραμόρφωσης για ελαστοπλαστική ανάλυση [5].

Για μια διατομή χαλύβδινου μέλους ροπής αδράνειας J η οποία παραλαμβάνει ροπή M , η αναπτυσσόμενη τάση $\sigma(z)$ δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma(z) = \frac{M}{J} z \quad (4.1)$$

Η τάση αυτή λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της για $z = z_{\max}$ (στην ακρότατη ίνα της διατομής), οπότε:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{J} z_{\max} \quad (4.2)$$

Επομένως, η μέγιστη ροπή M_{\max} η οποία μπορεί να παραληφθεί ελαστικά από τη διατομή αντιστοιχεί σε:

$$\sigma_{\max} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.3)$$

όπου f_y είναι η τάση διαρροής και γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για αντίσταση της διατομής σε πλήρη πλαστικοποίηση. Οι τιμές του γ_{M0} εμφανίζονται να διαφέρουν ελαφρά από κράτος σε κράτος όπου έχει εισαχθεί και χρησιμοποιείται ο Ευρωκώδικας 3. Πιο συγκεκριμένα οι τιμές του γ_{M0} κυμαίνονται από 1.0 έως 1.10.

Στην περίπτωση όπου θεωρείται ελαστική κατανομή της τάσης κατά το ύψος της διατομής, η ελαστική ροπή η οποία παραλαμβάνεται από τη διατομή δίνεται από τη σχέση:

$$M = \frac{J}{\sigma_{\max}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.4)$$

Ο λόγος $\frac{J}{\sigma_{\max}}$ ονομάζεται ελαστική αντίσταση (elastic resistance) της διατομής και συμβολίζεται ως w_{el} . Εάν η διατομή είναι ορθογωνική με πλάτος b και ύψος h , τότε: $z_{\max} = \frac{h}{2}$ οπότε η ελαστική αντίσταση είναι ίση με:

$$w_{el} = \frac{bh^3}{\frac{12}{h}} = \frac{bh^2}{6} \quad (4.5)$$

Εφόσον θεωρηθεί ότι η διαρροή του υλικού δεν περιορίζεται μόνο στις ακρότατες ίνες αλλά εισχωρεί και επεκτείνεται εντός της διατομής και σε τελική φάση η τάση λαμβάνει σε όλα τα σημεία της διατομής την τιμή της τάσης διαρροής $\sigma_{\max} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$, τότε συμβαίνει πλήρης πλαστικοποίηση της διατομής η οποία ισοδυναμεί με δημιουργία άρθρωσης στο σημείο αυτό. Αυτή είναι η επονομαζόμενη πλαστική άρθρωση (plastic hinge). Η ροπή η οποία παραλαμβάνεται τότε από τη διατομή ονομάζεται ροπή πλαστικοποίησης ή πλαστική ροπή (Plastic moment) και αντίστοιχα η αντίσταση της διατομής ονομάζεται πλαστική αντίσταση (plastic resistance) και συμβολίζεται ως w_{pl} .

Στην ορθογωνική διατομή που θεωρήσαμε παραπάνω η ροπή πλαστικοποίησης είναι:

$$M_{pl} = b \frac{h}{2} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \frac{h}{2} = \frac{bh^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.6)$$

οπότε η πλαστική αντίσταση ορθογωνικής διατομής είναι:

$$w_{pl} = \frac{bh^2}{4} \quad (4.7)$$

Συγκρίνοντας την ελαστική με την πλαστική αντίσταση ορθογωνικής διατομής προκύπτει ότι:

$$w_{pl} = 1.5w_{el} \quad (4.8)$$

4.5 ΕΥΡΩΣΤΙΑ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Μία χαλύβδινη κατασκευή πρέπει να έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί έτσι ώστε αν συμβεί κάποιο τυχηματικό γεγονός (π.χ. σεισμός, έκρηξη αερίου, πρόσκρουση οχήματος κ.τ.λ.) τότε οι βλάβες οι οποίες θα προκληθούν να μην είναι δυσανάλογα μεγάλες σε σχέση με την αιτία η οποία τις προκάλεσε. Γενικά οι τυχηματικές βλάβες είναι περιορισμένες όταν τα αίτια τα οποία τις προκαλούν έχουν μελετηθεί σωστά, ο φέρων οργανισμός έχει σχεδιαστεί σωστά ώστε να μην καταρρέει μετά από καταστροφή ενός ή περισσοτέρων δομικών στοιχείων του και ταυτόχρονα η ποιότητα κατασκευής του δομικού συστήματος είναι αξιόπιστη. Πρέπει δηλαδή η κατασκευή να είναι εύρωστη ή αλλιώς στιβαρή (robust).

Πρέπει να σημειωθεί ότι η εξασφάλιση της ευρωστίας μιας μεταλλικής κατασκευής δεν σημαίνει σε καμία περίπτωση τη δημιουργία υπερβολικών φορέων με υπερβολικά μεγάλα περιθώρια ασφάλειας.

Η συστηματική μελέτη της ευρωστίας ξεκίνησε το 1968 όταν συνέβη μία έκρηξη φυσικού αερίου σε ένα γωνιακό διαμέρισμα στον 18^ο όροφο του 22-όροφου κτιρίου Ronan Point στο Λονδίνο. Η έκρηξη ήταν τόσο μικρή που οι ένοικοι του διαμερίσματος επέζησαν αλλά οι τοίχοι του διαμερίσματος αποκολλήθηκαν λόγω της κακής σύνδεσής τους παρασύροντας όλους τους γωνιακούς τοίχους του κτιρίου (Σχήμα 4.2). Δηλαδή, μια μικρή τοπική βλάβη προκάλεσε μια προοδευτική κατάρρευση δυσανάλογη της έντασης του αρχικού αιτίου.



Σχήμα 4.2 Το πολυώροφο κτίριο Ronan Point μετά την έκρηξη του φυσικού αερίου το 1968 στο Λονδίνο [7].

Στον Ευρωκώδικα 3 για τη μελέτη της ασφάλειας μιας χαλύβδινης κατασκευής χρησιμοποιείται μια ημιπιθανοτική μέθοδος η οποία βασίζεται στην εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών ασφάλειας (partial safety factors) προκειμένου να καλυφθούν οι αβεβαιότητες οι οποίες εισάγονται σε όλα τα στάδια μελέτης, ανέγερσης και λειτουργίας της κατασκευής. Τέτοιες αβεβαιότητες είναι π.χ.:

- Οι αποκλίσεις μεταξύ των τιμών που προβλέπονται από τους κανονισμούς για τις φορτίσεις από τις τιμές εκείνες οι οποίες μπορεί να εμφανιστούν κατά το χρόνο ζωής των κατασκευών.
- Οι πιθανές ελλείψεις των παραδοχών, μεθόδων και προσομοιωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση της κατασκευής.
- Οι αποκλίσεις μεταξύ πραγματικών και θεωρητικών τιμών όσον αφορά τις μηχανικές ιδιότητες του δομικού υλικού.

Στον Ευρωκώδικα 1 ως δράσεις (actions) F θεωρούνται τα εξωτερικά φορτία ή οι καταναγκασμοί (π.χ. η μεταβολή θερμοκρασίας)

που επιβάλλονται στην κατασκευή και αποτελούν την αιτία ανάπτυξης των εσωτερικών δυνάμεων. Οι τιμές των δράσεων αυτών καθώς και οι πιθανοί συνδυασμοί τους είναι αδύνατο να προβλεφθούν με ακρίβεια. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη με τον πιο πρόσφορο τρόπο ο στοχαστικός χαρακτήρας των δράσεων, οι τιμές τους πολλαπλασιάζονται με τους αντίστοιχους επιμέρους συντελεστές ασφάλειας.

Οι δράσεις ταξινομούνται:

1. Ανάλογα με τη μεταβολή τους ως προς το χρόνο σε:
 - Μόνιμες δράσεις (π.χ. ίδιο βάρος)
 - Μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι)
 - Τυχηματικές δράσεις (π.χ. σεισμικά φορτία, φορτία από έκρηξη)
2. Ανάλογα με τη μεταβολή τους ως προς το χώρο σε:
 - Αμετακίνητες δράσεις ή δράσεις σταθερής θέσης (π.χ. ίδιο βάρος)
 - Κινητές δράσεις ή δράσεις μεταβλητής θέσης (π.χ. κινητά φορτία, φορτία από γερανογέφυρες)

5. ΜΕΛΕΤΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΟΥ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΑΓΚΩΝ

5.1.1 Γενικά

Η διαγνωστική μελέτη αναγκών είναι η καταγραφή και ανάλυση των ελλείψεων που έχει μια επιχείρηση είτε σε κτιριακές και υλικοτεχνικές υποδομές, είτε σε εξειδικευμένο προσωπικό, είτε σε marketing κ.τ.λ. Φυσικά μπορεί να περιλαμβάνει δύο ή περισσότερους από τους τομείς που αναφέρθηκαν. Κατά την καταγραφή των ελλείψεων-αναγκών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όχι μόνο η παρούσα κατάσταση της εταιρείας αλλά και τα επιχειρηματικά σχέδια και οι στόχοι που έχουν τεθεί μεσοπρόθεσμα και μακροπρόθεσμα.

Στην παρούσα ενότητα δίνεται η μελέτη των αναγκών σε κτιριακές υποδομές της εταιρείας Αφοί Κωνσταντέλου Ο.Ε. πριν το 2012. Οι ανάγκες αυτές της εταιρείας οδήγησαν στη λήψη της απόφασης για τη μεταστέγασή της σε νέο ιδιόκτητο κτίριο στα Γουμενιτσάνικα Ροϊτίκων Αχαΐας το 2012. Η μελέτη αναγκών σε κτιριακές υποδομές μιας εταιρείας πρέπει γενικά να περιλαμβάνει:

- Καταγραφή της υπάρχουσας κατάστασης
- Καταγραφή των σημείων στα οποία οι σημερινές υποδομές κρίνονται ως ανεπαρκείς.
- Καταγραφή προβλεπόμενων μελλοντικών αναγκών Πρόταση συνολικής λύσης.

5.1.2 Καταγραφή Προηγούμενης Κατάστασης

Η εταιρεία Αφοί Κωνσταντέλου Ο.Ε. δραστηριοποιείται στο χώρο των μεταλλικών κατασκευών από το 1994 με πολλές κατασκευές σε διάφορες περιοχές της Ελλάδας. Αρχικά στεγάστηκε σε μισθωμένο χώρο συνολικού εμβαδού περίπου 200 τ.μ. στα Γουμενιτσάνικα Ροϊτίκων Αχαΐας. Δεν υπήρχαν ξεχωριστοί χώροι μηχανουργείου και σιδηρουργείου ούτε ξεχωριστός χώρος γραφείων. Ο αποθηκευτικός χώρος ήταν μικρός για τις ανάγκες της επιχείρησης. Γενικά, η στενότητα του χώρου δημιούργησε προβλήματα στη λειτουργική αποθήκευση των πρώτων υλών και τη

λειτουργία του μηχανουργείου. Ο ακάλυπτος χώρος που περιβάλλει το κτίριο δεν ήταν αρκετά μεγάλος για να καλυφθούν οι ανάγκες στάθμευσης φορτηγών και των αυτοκινήτων των υπαλλήλων και των πελατών.

Δεν υπήρχε ένα ξεχωριστό τμήμα πωλήσεων όπου ο υποψήφιος πελάτης θα μπορούσε σε ένα ήσυχο και φιλικό περιβάλλον να συζητήσει και να ενημερωθεί για τις δυνατότητες και τα προϊόντα της εταιρείας. Σίγουρα η συνολική εικόνα που αντίκρυζε ο υποψήφιος πελάτης που επισκεπτόταν την εταιρεία για να πάρει προσφορά για κάποιο έργο δεν του άφηνε τις καλύτερες εντυπώσεις. Οποσδήποτε ο χώρος στον οποίο ήταν εγκατεστημένη η εταιρεία δεν αντανακλούσε το υψηλό επίπεδο τεχνογνωσίας και εμπειρίας που κατέχει η εταιρεία στον κατασκευαστικό τομέα και το επίσης υψηλό επίπεδο υπηρεσιών που η εταιρεία προσφέρει στους πελάτες της από το 1994.

Τέλος, το ενοίκιο που πλήρωνε η εταιρεία για τη χρήση του χώρου αυτού ήταν αρκετά υψηλό και επιβάρυνε τα λειτουργικά της έξοδα.

5.1.3 Προβλεπόμενες Μελλοντικές Ανάγκες

Από την ίδρυση της εταιρείας ο κύκλος εργασιών της παρουσίασε ανοδική πορεία και άρχισε σταθερά να καθιερώνεται στο χώρο των μεταλλικών κατασκευών. Αρχικά στην περιοχή της Αχαΐας αλλά πολύ σύντομα άρχισε να αναλαμβάνει έργα και σε γειτονικές περιοχές. Μετά το 2012 η διεύθυνση της εταιρείας έθεσε ως πρωταρχικό στόχο την αναβάθμιση του προφίλ της εταιρείας. Η διεύθυνση έλαβε υπόψη της τις παρακάτω παραμέτρους:

- Την συνεχή αύξηση του κύκλου εργασιών της εταιρείας και την εκτίμηση ότι η αυξητική αυτή τάση θα συνεχιστεί και στο άμεσο, τουλάχιστον, μέλλον.
- Το όραμα της για επέκταση της εταιρείας με την παραγωγή και προώθηση νέων προϊόντων.
- Τον ανταγωνισμό με άλλες εταιρείες του κατασκευαστικού χώρου που καθιστούσε επιτακτική την ανάγκη να στεγαστεί η εταιρεία σε έναν χώρο που θα έκανε καλύτερη την εικόνα που δείχνει η εταιρεία προς τα έξω.
- Την ανάγκη αύξησης της παραγωγικότητας για να μπορέσει η εταιρεία να ανταποκριθεί στις αυξημένες ανάγκες της στο άμεσο μέλλον χωρίς να αναγκαστεί να προβεί σε νέες προσλήψεις κάτι που θα επιβάρυνε σημαντικά το λειτουργικό της κόστος. Ένας χώρος εργονομικά σχεδιασμένος θα μπορούσε να βελτιώσει σημαντικά τις

συνθήκες εργασίας των εργαζομένων στην εταιρεία, θα επέτρεπε τον καλύτερο συντονισμό των εργασιών και συνολικά θα δημιουργούσε τις κατάλληλες συνθήκες για την αύξηση της παραγωγικότητας των εργαζομένων και συνολικά της εταιρείας.

5.1.4 Πρόταση

Είναι αρκετά δύσκολο να βρεθεί κτίριο προς αγορά ή ενοικίαση που να ικανοποιεί όλες τις απαιτήσεις που αναφέρθηκαν στα προηγούμενα. Ακόμη και αν βρισκόταν το κόστος αγοράς θα ήταν μεγάλο και το κόστος του ενοικίου θα επιβάρυνε σημαντικά τα λειτουργικά έξοδα της εταιρείας. Προτείνεται η αγορά οικοπέδου και η κατασκευή μεταλλικού κτιρίου από την ίδια την εταιρεία. Αυτή η λύση έχει προφανώς σημαντικά χαμηλότερο κόστος. Επιπλέον, το κτίριο αυτό θα αποτελεί διαφήμιση των δυνατοτήτων και της τεχνογνωσίας που κατέχει η εταιρεία, ξεχωριστός χώρος γραφείων, χώρος φόρτωσης-εκφόρτωσης και γερανογέφυρα για τη μεταφορά φορτίων.

Το κτίριο αυτό θα πρέπει να είναι σαφώς μεγαλύτερου εμβαδού από το προηγούμενο και πιο λειτουργικό. Πρέπει να υπάρχουν ξεχωριστοί χώροι μηχανουργείου-σιδηρουργείου

Πρέπει να αναζητηθεί οικόπεδο εκτός σχεδίου, κατάλληλο για επαγγελματική χρήση στην ευρύτερη περιοχή γύρω από την Πάτρα κοντά σε εθνική οδό με όσο το δυνατόν γρηγορότερη πρόσβαση στο νέο λιμάνι.

Το οικόπεδο αυτό πρέπει να είναι αρκετά μεγάλο ώστε να υπάρχει ελεύθερος χώρος που θα χρησιμοποιηθεί για τη στάθμευση και την φόρτωση/εκφόρτωση μεγάλων φορτηγών. Ακόμη πρέπει να υπάρχει χώρος στάθμευσης για τους εργαζομένους και τους πελάτες και συνεργάτες της εταιρείας.

Το οδικό δίκτυο της περιοχής πρέπει να είναι σε πολύ καλή κατάσταση. Το υφιστάμενο δίκτυο της ΔΕΗ πρέπει να μπορεί να καλύψει τις απαιτήσεις του έργου σε ηλεκτρική ισχύ. Ομοίως, το δίκτυο ύδρευσης του Δήμου, στην επικράτεια του οποίου θα πραγματοποιηθεί το έργο, θα πρέπει να εξασφαλίζει την αδιάλειπτη τροφοδότηση με την απαραίτητη ποσότητα νερού. Ακόμη πρέπει να εξασφαλίζεται η εξυπηρέτηση της επιχείρησης από το δίκτυο του ΟΤΕ ή άλλης εταιρείας τηλεφωνίας. Σύμφωνα με τα παραπάνω η λύση της ανέγερσης κτιρίου συνολικού εμβαδού 545 τ.μ. στα Γουμενιτσάνικα Ροϊτικών Αχαΐας σε έκταση 14.645 τ.μ. κρίνεται ότι ικανοποιεί όλες τις βασικές ανάγκες της εταιρείας.

5.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

5.2.1 Γενικές Αρχές Σχεδιομελέτης

Η πλήρης μελέτη μιας μεταλλικής κατασκευής περιλαμβάνει τα παρακάτω στάδια [1]:

Στάδιο 1. Αρχική σχεδίαση

- ⌚ Καθορισμός μεγέθους κατασκευής και τοποθέτηση διαστάσεων σύμφωνα με τις λειτουργικές απαιτήσεις
- ⌚ Επιλογή είδους και μορφής φέροντος οργανισμού για την ανάληψη των φορτίων της κατασκευής.

Στάδιο 2. Προσδιορισμός φορτίων (βάσει κανονισμών)

- ⌚ Αρχική εκτίμηση διατομών και υπολογισμός του ιδίου βάρους της κατασκευής
- ⌚ Προσδιορισμός φορτίων όλων των κατηγοριών

Στάδιο 3. Επιλογή υλικών και μέσων σύνδεσης

- ⌚ Υλικά κατασκευής φέροντος οργανισμού
- ⌚ Μέσα σύνδεσης (ήλοι, κοχλίες, συγκολλήσεις κ.τ.λ.)

Στάδιο 4. Στατικός υπολογισμός

- ⌚ Υπολογισμός αναπτυσσόμενων τάσεων τεμαχίων κατασκευής και μέσων σύνδεσης
- ⌚ Καθορισμός επιτρεπόμενων τάσεων και συντελεστών ασφάλειας βάσει κανονισμών
- ⌚ Σύγκριση αναπτυσσόμενων τάσεων με τις επιτρεπόμενες και διόρθωση διαστάσεων όπου χρειάζεται

Στάδιο 5. Λοιποί έλεγχοι αντοχής

- ⌚ Έλεγχος αντοχής σε δυναμικές φορτίσεις αν υπάρχουν ανάλογα με το είδος και τη χρήση της κατασκευής (π.χ. ταλάντωση από άνεμο, κρουστικές φορτίσεις κινούμενων μηχανών κ.τ.λ.)
- ⌚ Έλεγχος αντοχής σε σεισμικές φορτίσεις

Στάδιο 6. Τελική σχεδίαση

- ⌚ Λεπτομερής σχεδίαση όψεων και τομών μετά τον καθορισμό των τελικών διαστάσεων
- ⌚ Σχεδίαση τεμαχίων και λεπτομερειών συνδέσεων (π.χ. συνδέσεις κόμβων, ραφών συγκόλλησης κ.τ.λ.)

Στάδιο 7. Μελέτη συναρμολόγησης

- ⌚ Γίνεται όταν χρειάζεται ανάλογα με τη φύση του έργου και καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο θα συναρμολογηθεί η κατασκευή

Στάδιο 8. Προμέτρηση υλικών

- ⌚ Περιλαμβάνει την περιγραφή, τις διαστάσεις, την ποιότητα και την αναγκαία ποσότητα κάθε χρησιμοποιούμενου υλικού. Είναι απαραίτητη για την προμήθεια των υλικών.

5.2.2 Τεχνική Περιγραφή

Νέα διώροφη οικοδομή με μεταλλικό φέροντα οργανισμό, πρόκειται να ανεγερθεί στην περιοχή των Ροιτικών. Όλος ο σκελετός του κτιρίου απαρτίζεται από επί μέρους μεταλλικά επίπεδα πλαίσια από διατομές μορφοσιδήρου, τα οποία κατά την εγκάρσια διεύθυνσή τους συνεργάζονται μέσω τεγίδων και οριζοντίων αντιανεμίων συνδέσμων στο επίπεδο της στέγης και μέσω πλαισιακής λειτουργίας μεταξύ των πακτωμένων υποστυλωμάτων (πρότυπες διατομές – πρότυπες διατομές με συγκολλητό τμήμα ημίσειας διατομής (μορφής ταυ) και των κεφαλοδοκών – ακραίων δοκίδων ορόφου. Κατά μήκος του κτιρίου θα υπάρχει κάτω από τον όροφο και μεταλλικό πατάρι μικρότερου ανοίγματος. Επίσης, στην μία πλαϊνή του όψη θα υπάρχει και στέγαστρο μορφής προβόλου.

Η μορφή του μεταλλικού σκελετού του κτιρίου φαίνεται στα αντίστοιχα αναλυτικά σχέδια. Ο χάλυβας των κυρίων μελών της κατασκευής (υποστυλωμάτων και δοκών) είναι ποιότητας S275-jr. Οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται για την σύνδεση των μεταλλικών δοκών με τα υποστυλώματα καθώς και των δοκών μεταξύ τους, είναι ποιότητας 8.8. Τα μεταλλικά υποστυλώματα του κτιρίου εδράζονται με πακτωμένη στήριξη. Η οριζόντια επικάλυψη (οροφής) θα γίνει με θερμομονωτικά panels πολυουρεθάνης, τα οποία θα στερεώνονται στην στέγη με χαλυβδοελάσματα τύπου Z από γαλβανισμένο χάλυβα ποιότητας CE 320 G. Στις πλαϊνές πλευρές καθώς και στα αετώματα του κτιρίου, θα υπάρχει εν μέρει πλαγιοκάλυψη από panels, η σύνδεση των οποίων θα γίνει με την βοήθεια χαλυβδοελασμάτων τύπου C , επίσης από γαλβανισμένο χάλυβα ποιότητας CE 320 G.

Για την επικάλυψη του ορόφου και του παταριού, θα χρησιμοποιηθεί μεταλλότυπος τραπεζοειδούς προφίλ από γαλβανισμένη λαμαρίνα υψηλής αντοχής (SYMDECK 73), ικανός να φέρει οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και το κινητό φορτίο του ορόφου.

5.2.3 Φορτία

Τα φορτία που ελήφθησαν υπ' όψιν για την ανάλυση (στατική και ισοδύναμη δυναμική - φασματική) του φορέα είναι τα εξής:

1. Ίδια (νεκρά) βάρη μεταλλικής κατασκευής.
2. Φορτίο χιονιού. Για την συγκεκριμένη περιοχή και λαμβάνοντας υπ' όψιν τις προβλέψεις του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1 και με τους συντελεστές μορφής που προβλέπονται για δίρυχη στέγη, η φόρτιση χιονιού επί της στέγης προκύπτει ίση με 0.60 kN/m^2 .
3. Βάρος επιστεγάσματος ίσο με 0.15 kN/m^2 .
4. Φορτίο ανέμου. Ο υπολογισμός για την ανεμοπίεση βασίζεται στην κατά Ευρωκώδικα 1 μέθοδο, όπου για το συγκεκριμένο ύψος κτιρίου και για ταχύτητα ανέμου 33 m/sec , η βασική πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει ως $q = 0.68 \text{ kN/m}^2$.
5. Κινητό φορτίο ορόφου ίσο με 3.50 kN/m^2 .

Σεισμική φόρτιση. Δυναμική καταπόνηση από φασματική ανάλυση, με φάσμα το οποίο προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 για κατηγορία εδάφους B και σεισμική περιοχή II, κατηγορία σπουδαιότητας Σ2, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με $0.24g$. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q , λαμβάνεται ίσος με 2 για τα πλαίσια και 1.5 για τους κόμβους, ενώ ο συντελεστής θεμελίωσης λαμβάνεται ίσος με 1. Τέλος, το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ υπολογίζεται για κοχλιωτή και συγκολλητή σύνδεση ίσο με 4%.

5.2.4 Υπολογισμοί

Η διαστασιολόγηση του φορέα έγινε σύμφωνα με την μέθοδο της οριακής αντοχής χρησιμοποιώντας τους συντελεστές ασφάλειας που προβλέπονται από τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 καθώς και τον Ε.Α.Κ. Από τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 επίσης ελήφθησαν και οι τιμές αντοχής (όρια διαρροής και θραύσης) του χάλυβα.

Η μεταλλική κατασκευή προσομοιώθηκε και επιλύθηκε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων στο λογισμικό Autocad 3DR_Steel. Η μελέτη περιλαμβάνει:

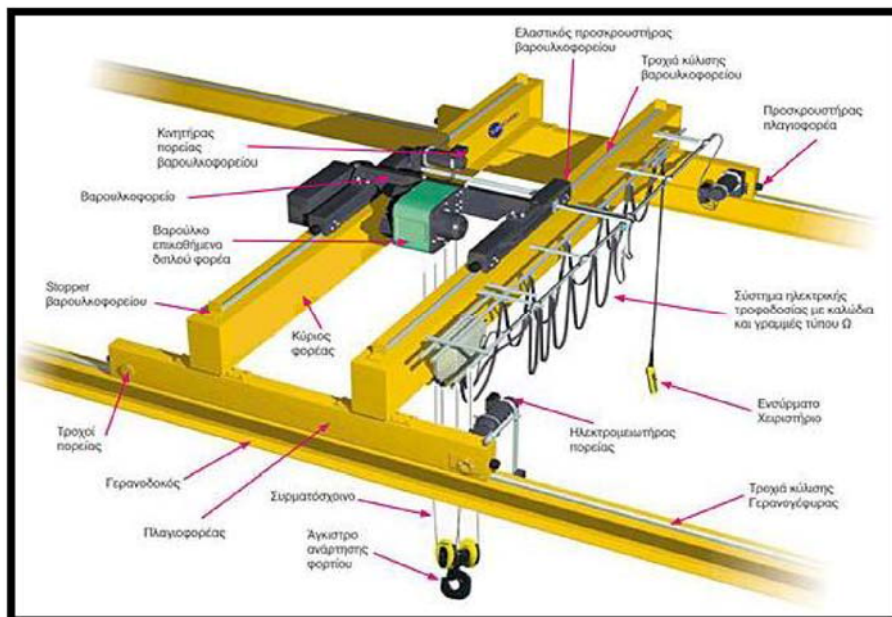
- ⌚ Αντιστροφή του μητρώου ακαμψίας
- ⌚ Υπολογισμό ιδιομορφών (ελεύθερες ταλαντώσεις)
- ⌚ Φασματική ανάλυση (επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων)
- ⌚ Δυναμική ανάλυση (Αριθμητική ολοκλήρωση των ολοκληρωμάτων Duhamel).

5.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Η γερανογέφυρα αποτελεί ένα βιομηχανικό προϊόν με τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων σε σχέση με το άνοιγμά της (δηλαδή την οριζόντια αξονική απόσταση των τροχιών κύλισης στις οποίες κινείται η γερανογέφυρα) και τη φέρουσα ικανότητά της, ενώ διατίθεται ως σύνολο με το μηχανολογικό της εξοπλισμό. Μια τυπική διάταξη γερανογέφυρας παρουσιάζεται στο σχήμα 5.1.

Συνοπτικά μια γερανογέφυρα αποτελείται από δύο παράλληλους κύριους φορείς οι οποίοι απολήγουν στους πλαγιοφορείς. Οι τελευταίοι διαθέτουν από δύο τροχούς πορείας (ή τέσσερις τροχούς για μεγάλη ανυψωτική ικανότητα) οι οποίοι επιτρέπουν την κίνηση της γερανογέφυρας επί τροχιών που εδράζονται στις δοκούς κυλίσεως. Επί των κύριων φορέων υπάρχει το βαρουλκοφορείο, το οποίο αποτελείται από το φορείο και το βαρούλκο. Το βαρούλκο είναι αυτό που εκτελεί τις εργασίες ανύψωσης περιλαμβάνοντας το άγκιστρο. Το άγκιστρο είναι η συνηθέστερη μορφή ανάρτησης, ανάλογα όμως με το είδος των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες, με κάδους ή με μαγνήτες.

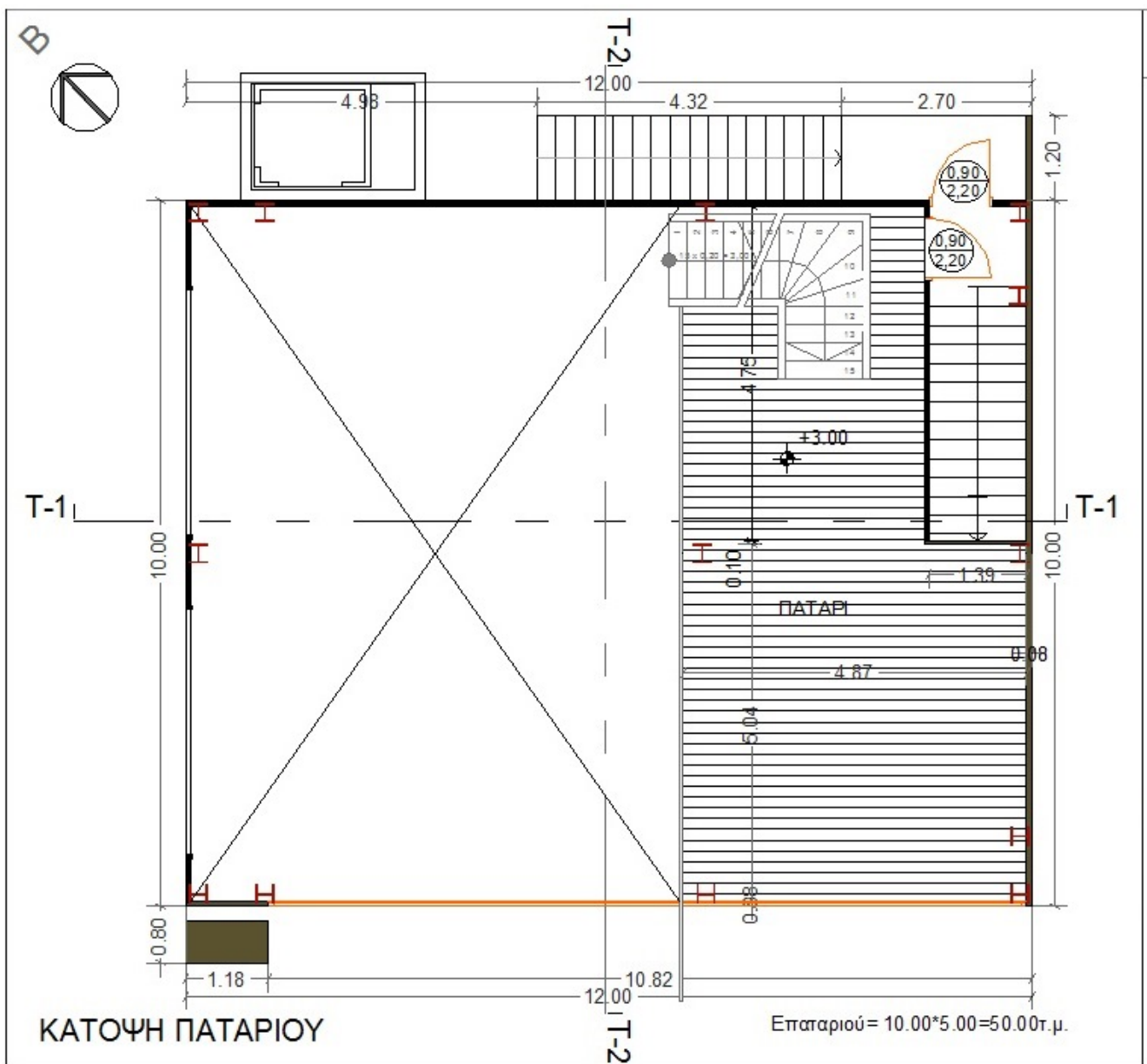
Η ύπαρξη γερανογέφυρας στα βιομηχανικά κτίρια και στους αποθηκευτικούς χώρους είναι πολύ χρήσιμη γιατί διευκολύνει σε σημαντικό βαθμό τη μετακίνηση έτοιμων προϊόντων στο εσωτερικό των κτιρίων.



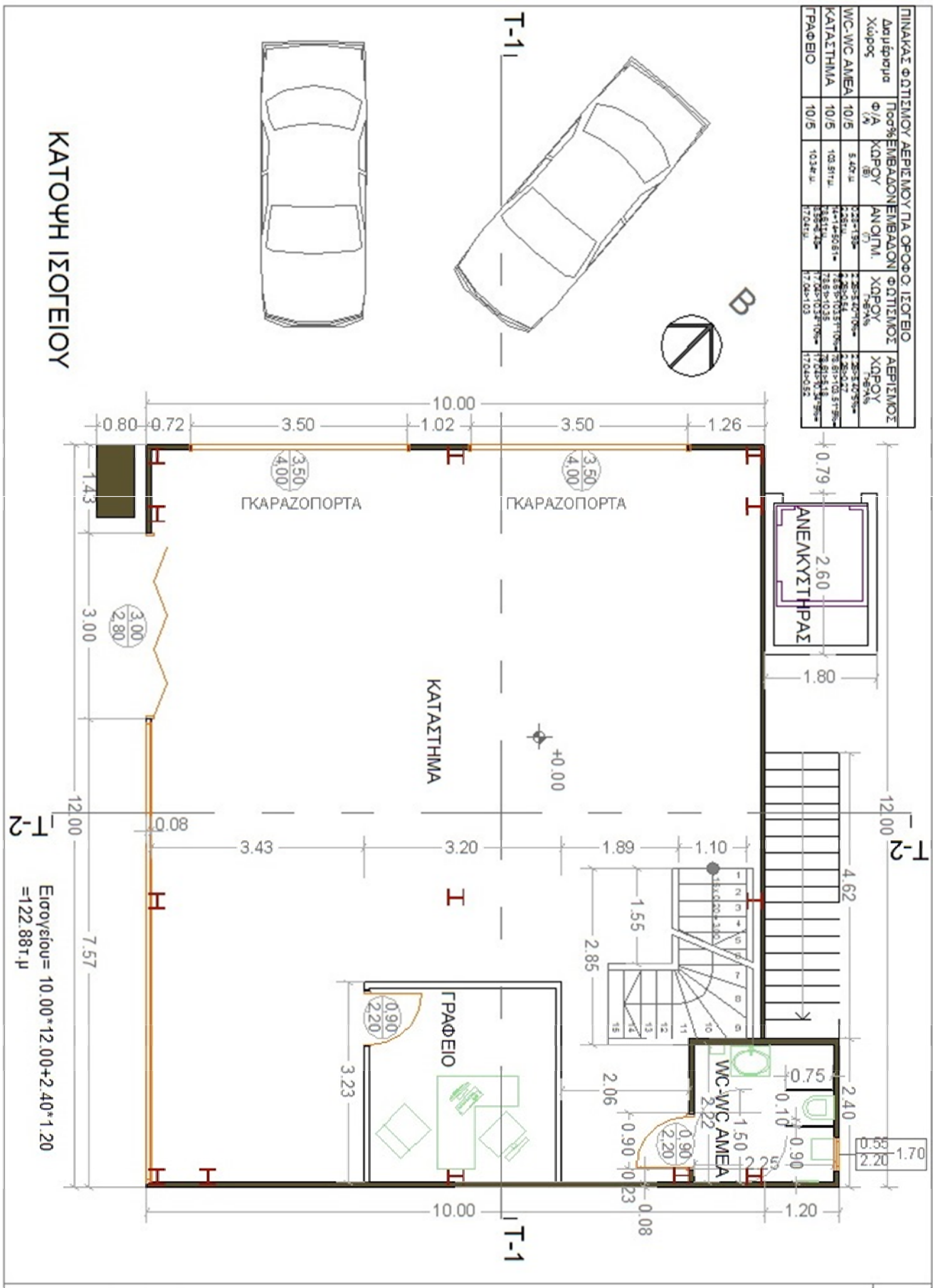
Σχήμα 5.1 Τυπική διάταξη γερανογέφυρας [4].

5.4 ΣΧΕΔΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

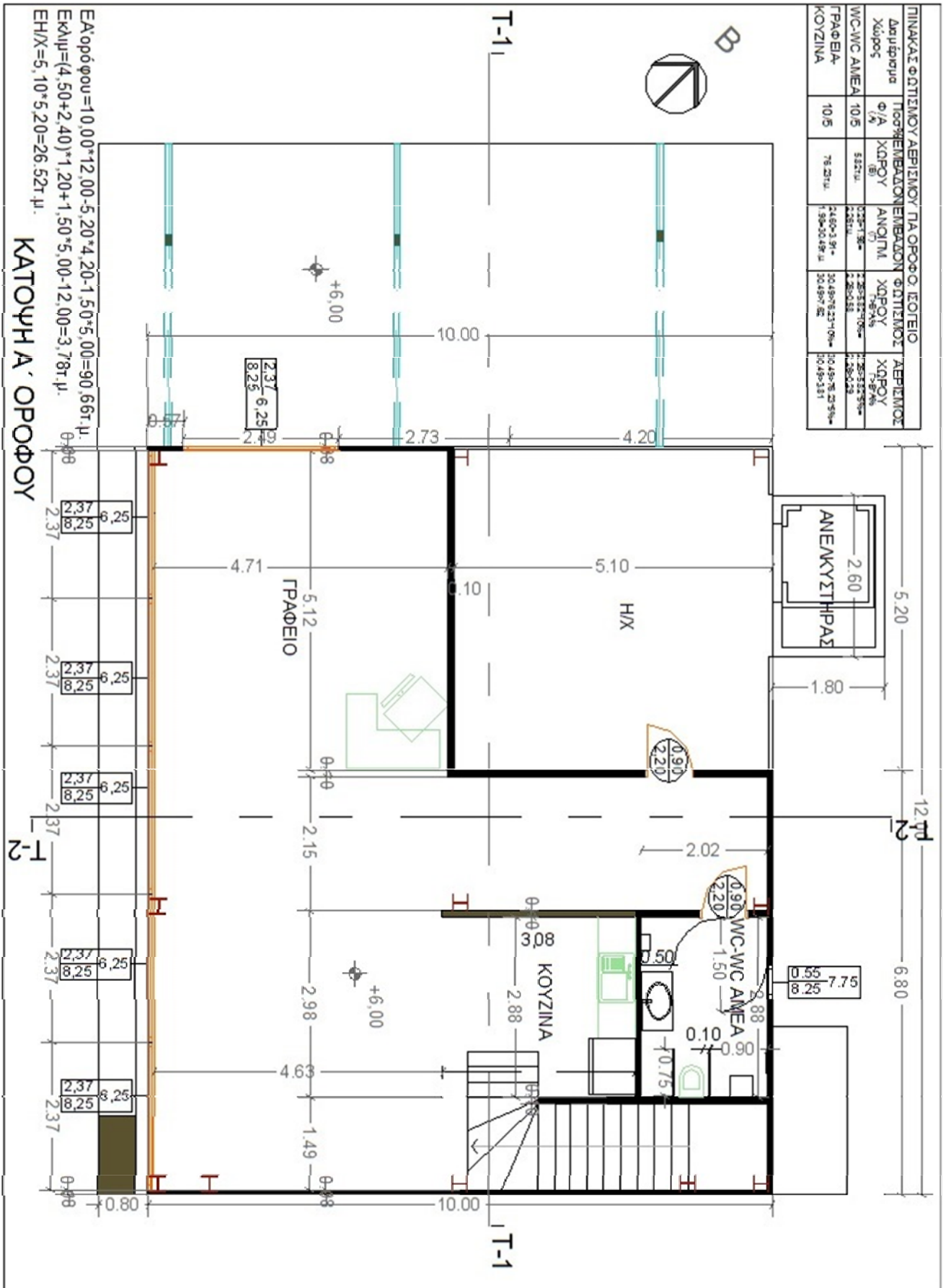
Στη συνέχεια παραθέτουμε τα σχέδια του μεταλλικού κτιρίου που αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας εργασίας. Τα σχέδια αυτά έγιναν με Autocad. Πιο συγκεκριμένα παραθέτουμε την κάτοψη για το πατάρι του κτιρίου (Σχήμα 5.2), την κάτοψη για το ισόγειο του κτιρίου (Σχήμα 5.3), την κάτοψη του πρώτου ορόφου (Σχήμα 5.4) και την κάτοψη της οροφής του κτιρίου(Σχήμα 5.5) .



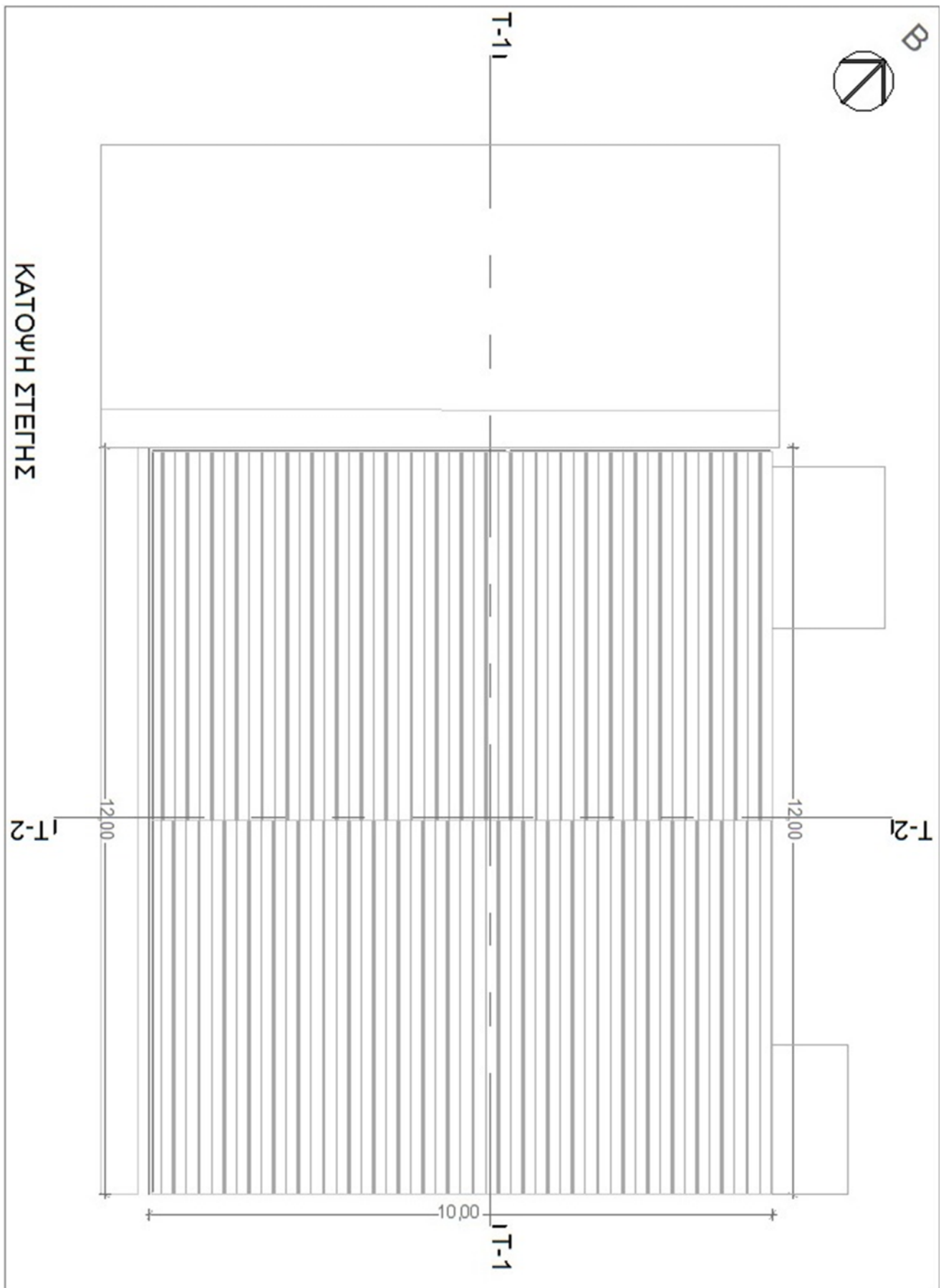
Σχήμα 5.2 Κάτοψη Παταριού.



Σχήμα 5.3 Κάτοψη Ισογείου.



Σχήμα 5.4 Κάτοψη Α' Ορόφου.



Σχήμα 5.5 Κάτοψη Στέγης.

6. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στη συνέχεια δίνονται τρία παραδείγματα μελέτης της αντοχής δομικών στοιχείων από χάλυβα. Οι υπολογισμοί γίνονται στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3. Τα παραδείγματα αυτά είναι: αντοχή ράβδου σε λυγισμό, αντοχή κοχλιωτών συνδέσεων και αντοχή δοκού σε κάμψη. Και οι τρεις αυτές περιπτώσεις έχουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον για τις χαλύβδινες κατασκευές.

6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Ως λυγισμός (buckling) χαρακτηρίζεται το φαινόμενο ταχείας ανάπτυξης ανεπίτρεπτα μεγάλων παραμορφώσεων του δομικού στοιχείου, κάθετα προς τη διεύθυνση ή γενικότερα στο επίπεδο εφαρμογής του φορτίου, για μικρές μεταβολές του φορτίου με αποτέλεσμα την απώλεια της ελαστικής ευστάθειας του δομικού στοιχείου.

Λόγω σημαντικά μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας του χάλυβα, οι απαιτούμενες χαλύβδινες διατομές είναι αρκετά μικρότερες, σε σχέση με άλλα δομικά υλικά με αποτέλεσμα την αύξηση της λυγηρότητας και την μεγαλύτερη ευπάθεια σε λυγισμό.

Για μέλος σταθερής διατομής υπό κεντρική θλίψη θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης, N_{Sd} , να είναι πάντοτε μικρότερη ή το πολύ ίση με τη φέρουσα ικανότητα του μέλους σε λυγισμό (αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό), N_{Rd} . Δηλαδή θα πρέπει να ισχύει ότι:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (6.1)$$

Η οριακή τιμή N_{Rd} για την περίπτωση του λυγισμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot F \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.2)$$

όπου

χ = μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από τη λυγηρότητα της ράβδου

β_A = μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από το είδος της διατομής

F = εμβαδόν διατομής ράβδου

f_y = όριο διαροής υλικού

$\gamma_{M1} = 1.10$ ο συντελεστής ασφάλειας έναντι λυγισμού.

Η διαδικασία υπολογισμού περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια:

1. Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας, λ , από τη σχέση:

$$\lambda = \frac{s_k}{i} \quad (6.3)$$

όπου

s_k = μήκος λυγισμού (εξαρτάται από το είδος των στηρίξεων)

i = ακτίνα αδράνειας στην εξεταζόμενη διεύθυνση λυγισμού.

2. Υπολογίζεται η λυγηρότητα αναφοράς, λ_1 , από τη σχέση:

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \quad (6.4)$$

όπου

ε = συντελεστής που εξαρτάται από το υλικό.

3. Υπολογίζεται η αδιάστατη λυγηρότητα, $\bar{\lambda}$, από τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad (6.5)$$

4. Υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής χ . Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται αν είναι γνωστή η αδιάστατη λυγηρότητα βάσει των λεγόμενων καμπύλων λυγισμού. Οι καμπύλες αυτές προέκυψαν από τα αποτελέσματα ενός εκτεταμένου προγράμματος πειραματικών δοκιμών. Λαμβάνουν υπόψη το είδος της διατομής, τις πιθανές ατέλειες του

δομικού υλικού και της κατασκευής καθώς επίσης και την ανελαστική συμπεριφορά του χάλυβα.

5. Υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα του μέλους από τη σχέση (6.2) και συγκρίνεται με την τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης.

Να σημειωθεί ότι για αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0.2$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εκτελούνται μόνο έλεγχοι επάρκειας αντοχής στο επίπεδο της διατομής.

6.3 ΚΟΧΛΙΩΣΕΙΣ

Οι συνηθέστεροι τύποι συνδέσεων στις χαλύβδινες κατασκευές είναι οι κοχλιωτές (bolted connections) και οι συγκολλητές συνδέσεις (welded connections). Ειδικότερα οι κοχλιωτές συνδέσεις χρησιμοποιούνται στην πράξη πάρα πολύ συχνά λόγω της ευκολίας κατασκευής και ενσωμάτωσής τους στον φορέα καθώς επίσης και της δυνατότητας in situ μικροδιορθώσεων μέσω αυτών στα συνδεόμενα μέλη.

Η απόκριση μιας κοχλιωτής σύνδεσης είναι συνήθως περίπλοκη καθώς η κατανομή των τάσεων σε αυτήν και οι δυνάμεις των κοχλιών εξαρτώνται πέραν του τύπου της κοχλιώσης, από τη δυσκαμψία τόσο των κοχλιών όσο και των άλλων συνδετήριων στοιχείων. Συνήθως κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών χάλυβα μια ακριβής θεωρητική ανάλυση της συμπεριφοράς των κοχλιωτών συνδέσεων δεν είναι πρακτικά εφικτή. Τελικά, η ανάλυση και ο σχεδιασμός των κοχλιώσεων είναι ημι-εμπειρικός. Βασίζεται στην υφιστάμενη εμπειρία, σε εργαστηριακά πειραματικά αποτελέσματα και σε απλοποιητικές υπολογιστικές διαδικασίες.

Στις συνηθισμένες κοχλιώσεις ο μεν κορμός του κοχλία καταπονείται σε διάτμηση ή εφελκυσμό, η δε άντυγα της οπής σε επιφανειακή σύνθλιψη. Επομένως, ο υπολογισμός των κοχλιώσεων γίνεται με προσδιορισμό των δυνάμεων αντοχής σε διάτμηση, σύνθλιψη άντυγας οπών και εφελκυσμό αν υπάρχει σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία.

Η αντοχή, $N_{v,Rd}$, ενός κοχλία σε διάτμηση του κορμού υπολογίζεται ως εξής:

Αν το επίπεδο διάτμησης τέμνει το λείο τμήμα του κορμού του κοχλία τότε:

$$N_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot F \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (6.6)$$

Αν το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα του κοχλίου τότε:

$$N_{v,Rd} = \frac{c \cdot F_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (6.7)$$

όπου

F = εμβαδόν διατομής κορμού κοχλίου

F_s = ενεργός διατομή κοχλίου

f_{ub} = αντοχή κοχλίου σε εφελκυσμό

$c = 0.5$ ή 0.6 ανάλογα με την ποιότητα του κοχλίου

$\gamma_{Mb} = 1.25$ ο συντελεστής ασφάλειας για κοχλιώσεις.

Η αντοχή, $N_{b,Rd}$, ενός κοχλίου σε σύνθλιψη άντυγας οπών υπολογίζεται από τον τύπο:

$$N_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot a \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{Mb}} \quad (6.8)$$

όπου

d = διάμετρος κοχλίου

t = μικρότερο συνολικό πάχος ελασμάτων κατά τη μία διεύθυνση της μεταβιβαζόμενης δύναμης

a = συντελεστής που εξαρτάται από τις αποστάσεις των οπών και τη διάμετρο τους.

f_u = αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό

Η αντοχή, $N_{t,Rd}$, ενός κοχλίου σε εφελκυσμό υπολογίζεται από τον τύπο:

$$N_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot F_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (6.9)$$

Για τον έλεγχο αντοχής τα κοχλίωσης προσδιορίζονται οι δυνάμεις στον δυσμενέστερο κοχλία, δηλαδή η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας, $N_{v,Sd}$, και η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού, $N_{t,Sd}$, εφόσον υπάρχει εφελκυσμός, και συγκρίνονται με τις οριακές τιμές. Δηλαδή, πρέπει να ισχύει:

$$\text{Διάτμηση:} \quad N_{v,Sd} \leq N_{v,Rd} \quad (6.10)$$

$$\text{Σύνθλιψη άντυγας οπών:} \quad N_{v,Sd} \leq N_{b,Rd} \quad (6.11)$$

$$\text{Εφελκυσμός:} \quad N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (6.12)$$

Για ταυτόχρονη δράση εφελκυσμού και διάτμησης πρέπει επιπλέον να ισχύει και η σχέση:

$$\frac{N_{v,Sd}}{N_{v,Rd}} + \frac{N_{t,Sd}}{1.4 \cdot N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (6.13)$$

6.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Ο έλεγχος αντοχής της δοκού σε απλή κάμψη γίνεται συγκρίνοντας τη ροπή διαστασιολόγησης, M_{Sd} , με την οριακή ροπή M_{Rd} της διατομής, δηλαδή:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (6.14)$$

Η οριακή ροπή της διατομής, χωρίς οπές των μέσων σύνδεσης (ήλων ή κοχλιών) υπολογίζεται ανάλογα με την κλάση στην οποία ανήκει η διατομή ως εξής:

A) Διατομές κατηγορίας 1 και 2.

Ο υπολογισμός βασίζεται στην πλαστική ροπή αντοχής, W_{pl} , της διατομής και η οριακή ροπή υπολογίζεται από τον τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

B) Διατομές κατηγορίας 3.

Ο υπολογισμός βασίζεται στην ελαστική ροπή αντοχής, W_{el} , της διατομής και η οριακή ροπή υπολογίζεται από τον τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

Γ) Διατομές κατηγορίας 4.

Ο υπολογισμός βασίζεται στην ενεργό ροπή αντοχής, W_{eff} , της διατομής και η οριακή ροπή υπολογίζεται από τον τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.17)$$

Η ενεργός ροπή αντοχής της διατομής υπολογίζεται με βάση τα ενεργά πλάτη των θλιβόμενων στοιχείων.
όπου

f_y = όριο διαροής υλικού

γ_{M0} = 1.10 ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ορίου διαρροής.

γ_{M1} = 1.10 ο συντελεστής ασφάλειας έναντι λυγισμού.

Όσον αφορά τις οπές των μέσων σύνδεσης πρέπει επιπλέον να γίνει και ο παρακάτω έλεγχος:

A) Αν υπάρχουν οπές στη θλιβόμενη ζώνη αυτές δεν λαμβάνονται υπόψη.

B) Αν υπάρχουν οπές στο εφελκόμενο πέλμα τότε υπολογίζεται η χρήσιμη διατομή, F'_n , του εφελκόμενου πέλματος και γίνεται έλεγχος με βάση το κριτήριο όλκιμης συμπεριφοράς του υλικού μέσω της σχέσης:

$$0.9 \cdot \frac{F'_n}{F_\pi} \geq \frac{f_y}{f_u} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

όπου

F_{π} η πλήρης διατομή του εφελκυόμενου πέλματος

$F'_n = F_{\pi} - \Delta F$ η χρήσιμη διατομή του εφελκυόμενου πέλματος

f_u η εφελκυστική αντοχή του υλικού

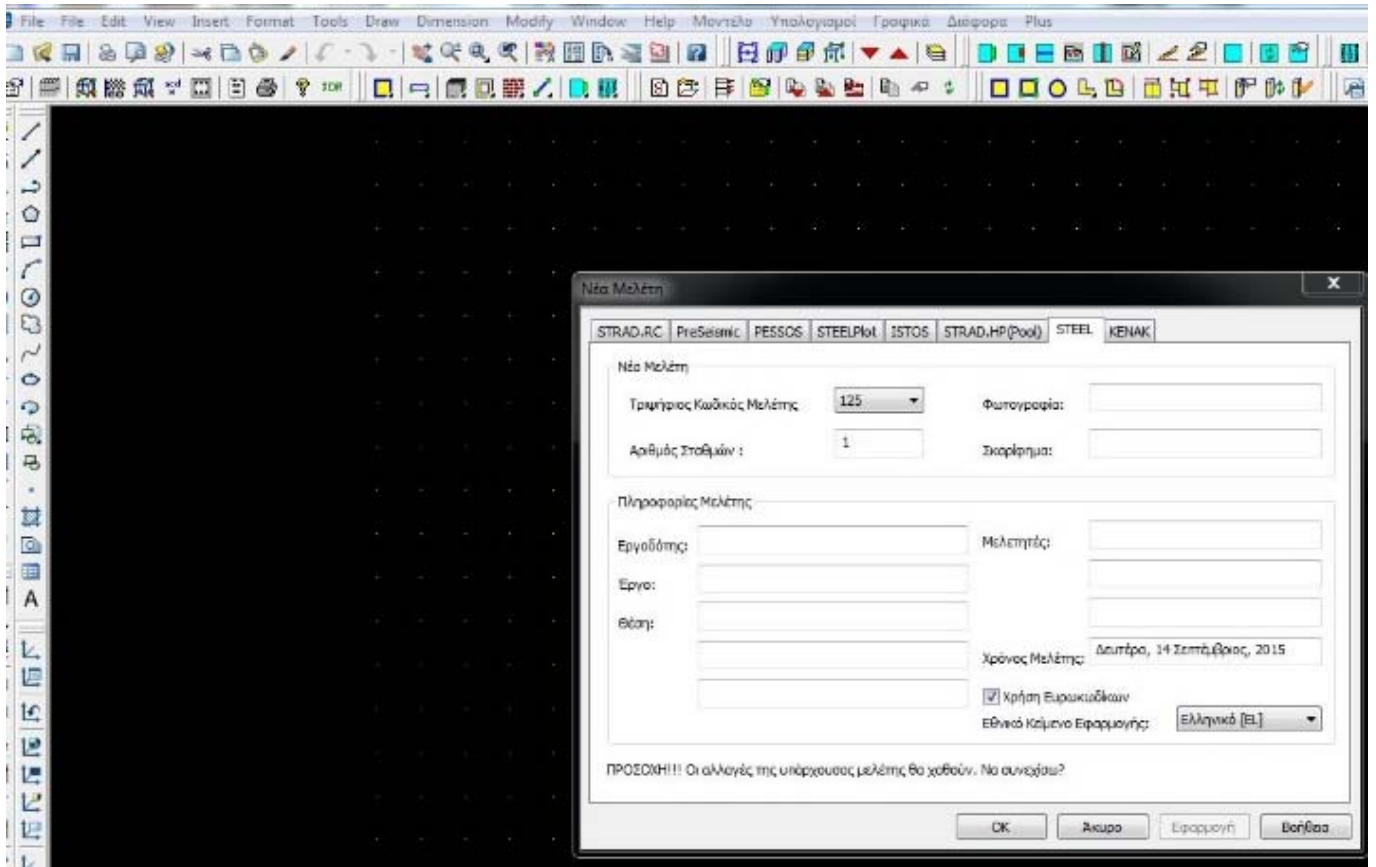
$\gamma_{M2} = 1.25$ ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ορίου θραύσεως.

6.5 ΤΥΠΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ.

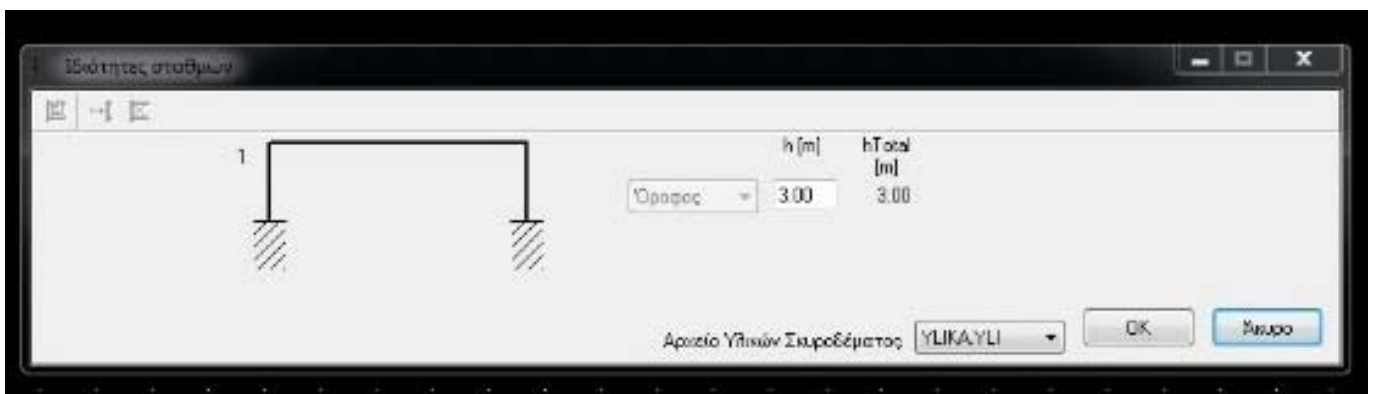
Στη συνέχεια παραθέτουμε τις εικόνες που δείχνουν αναλυτικά την διαδικασία που χρειάζεται να ακολουθήσουμε ώστε με τη βοήθεια του 3DR STRAD PRO να αναλύσουμε το κτήριο σε φορείς, κόμβους και κοχλιώσεις. Και στη συνέχεια να κάνουμε τεχνική ανάλυση με πεπερασμένα. Πιο συγκεκριμένα ακολουθούμε την παρακάτω διαδικασία:

- a) Δημιουργία νέου έργου (Σχήμα 6.1).
- b) Επιλογή υλικού σκληροδέματος (Σχήμα 6.2).
- c) Ορισμός ορίων χάλυβα και μπετού (Σχήμα 6.3).
- d) Επιλογή Διατομών και Κατηγοριών Χάλυβα (Σχήμα 6.4).
- e) Επιλογή των μέσων σύνδεσης (Σχήμα 6.5), στην προκειμένη κατασκευή χρησιμοποιούμε κοχλίες οπότε σε αυτό το σημείο πρέπει να ορίσουμε και ποιους κοχλίες θα χρησιμοποιούμε λαμβάνοντας υπόψιν μας και το εμπορικό κομμάτι που διανύουμε κατά την περίοδο αυτή.
- f) Πλέον ξεκινάμε να σχεδιάζουμε τον κόμβο. Εδώ έχουμε 2 επιλογές:
 - a. Να σχεδιάσουμε την κατασκευή μας κόμβο – κόμβο.
 - b. Να σχεδιάσουμε την κατασκευή με το προ τυποποιημένο σύστημα που περιλαμβάνει αρκετούς έτοιμους κόμβους, στους οποίους μπορούμε να κάνουμε τις δικές μας προσθήκες. Επιλέγουμε αυτό τον τρόπο ο οποίος είναι και συνηθέστερος. Συγκεκριμένα πηγαίνουμε στο μενού και βρίσκουμε την επιλογή «Μοντέλο», έπειτα «Γεννήτριες» και «Presteel» (Σχήμα 6.6).
- g) Από τον κατάλογο έτοιμων κόμβων επιλέγουμε αυτόν που είναι πιο κοντά στο τελικό αποτέλεσμα που επιθυμούμε. Στην προκειμένη περίπτωση επιλέγουμε τον πάνω πάνω αριστερά (Σχήμα 6.7).
- h) Από την καρτέλα φορέας ορίζουμε τις διαστάσεις του κόμβου καθώς και τα φορτία, την ζώνη και την τοποθεσία του κτηρίου (Σχήμα 6.8).
- i) Επιλέγουμε το υλικό για τις διατομές του κόμβου από την καρτέλα Υλικά (Σχήμα 6.9).
- j) Πατάμε «δημιουργία φορέα» και εμφανίζεται το 3D σχέδιο κόμβων που επιθυμούσαμε (Σχήμα 6.10). Επειδή δουλέψαμε με τον προ τυποποιημένο τρόπο δεν χρειάζεται να ελέγξουμε αν τα φορτία είναι σωστά αφού έχουν οριστεί από το προσχέδιο.

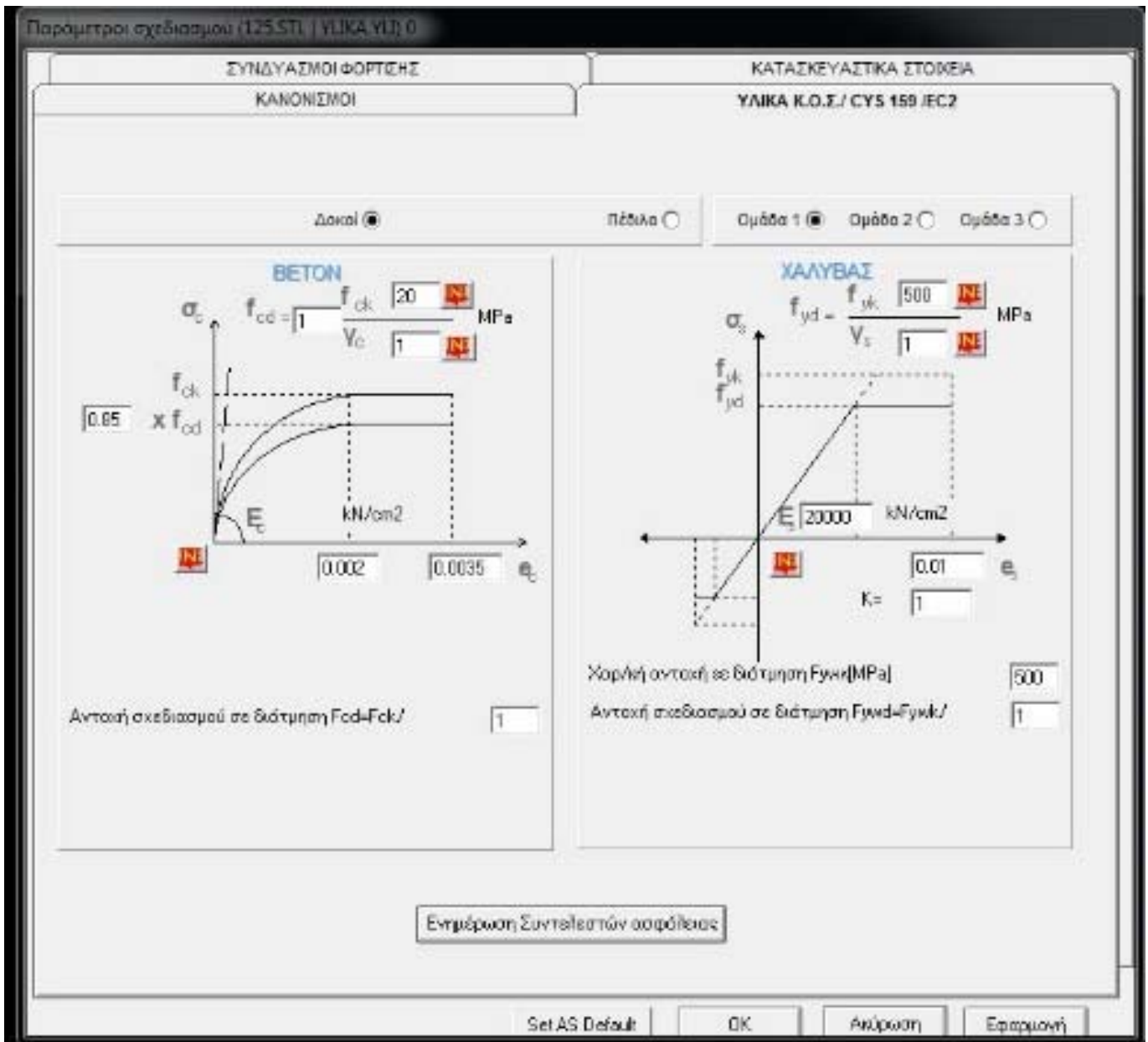
- k) Στην συνέχεια από το μενού επιλέγουμε «Υπολογισμοί» (Σχήμα 6.11). Εδώ ξεκινάμε τον υπολογισμό της κατασκευής.
- l) Επιλέγουμε «Σχεδιασμό Μελών» (Σχήμα 6.12). Πλέον εφόσον έχουμε εισάγει σωστά τα στοιχεία με αυτήν την επιλογή το πρόγραμμα κάνει έλεγχο την κατασκευής και αν υπάρχει σφάλμα θα σταματήσει και θα μας ειδοποιήσει πριν μπορέσουμε να ξεκινήσουμε τον σχεδιασμό.
- m) Αφού περάσαμε τον έλεγχο πλέον προχωράμε στην μελέτη των κόμβων, όπου επιλέγοντας τις πλευρές που διέπουν τον κάθε κόμβο ξεχωριστά, πατάμε την επιλογή «connect» και απομονώνεται ο κόμβος για τον μελετήσουμε ξεχωριστά (Σχήμα 6.13).
- n) Ορίζουμε πως θα συνδέονται οι κόμβοι. Σε αυτή την κατασκευή πηγαίνουμε στην εντολή «Γωνιακά» αφού οι κόμβοι θα συνδέονται με κοχλίες και γωνίες (Σχήμα 6.14).
- o) Επιλέγουμε την σωστή διατομή της γωνίας λαμβάνοντας υπόψιν μας ότι αυτή η γωνία πρέπει να μπει στο προφίλ διατομών χωρίς σφάλμα (Σχήμα 6.15).
- p) Επιλέγουμε τον τύπο και τον αριθμό των κοχλίων που θα τοποθετήσουμε στον κόμβο για την σύνδεσή του με την γωνία (Σχήμα 6.16). Προσοχή πρέπει να επαναλάβουμε την διαδικασία αυτή ξεχωριστά για την κάθε πλευρά που εφάπτεται με την γωνιά.
- q) Έπειτα προχωράμε στην επίλυση του κόμβου με πεπερασμένα στοιχεία. Πηγαίνουμε στο μενού και επιλέγουμε «Steelcad<Επίλυση κόμβου<κανναβοποίηση» (Σχήμα 6.17).
- r) Κάνουμε επίλυση του κόμβου επιλέγοντας την επιλογή «Φορτία» (Σχήμα 6.18).
- s) Έτσι εμφανίζεται ο κόμβος με έμφαση στις τάσεις και ένα υπόμνημα με χρώματα που ορίζει σε ποια σημεία έχουμε μεγαλύτερες τάσεις (Σχήμα 6.19).
- t) Τέλος από το μενού πηγαίνουμε στην επιλογή «Υπολογισμοί<Εκτυπώσεις» (Σχήμα 6.20) όπου το πρόγραμμα εκτυπώνει την τεχνική μελέτη σε μορφή κειμένου.



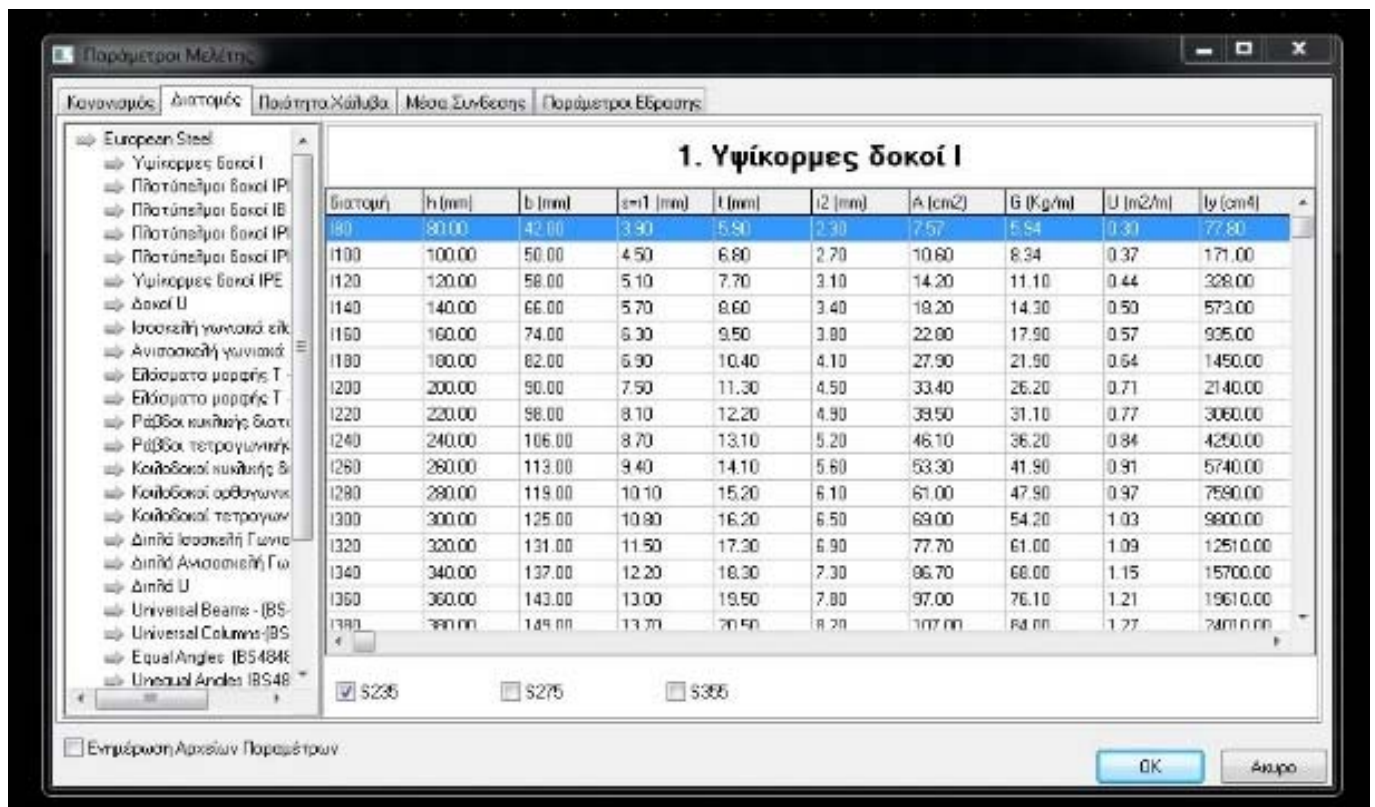
Σχήμα 6.1 Νέο έργο.



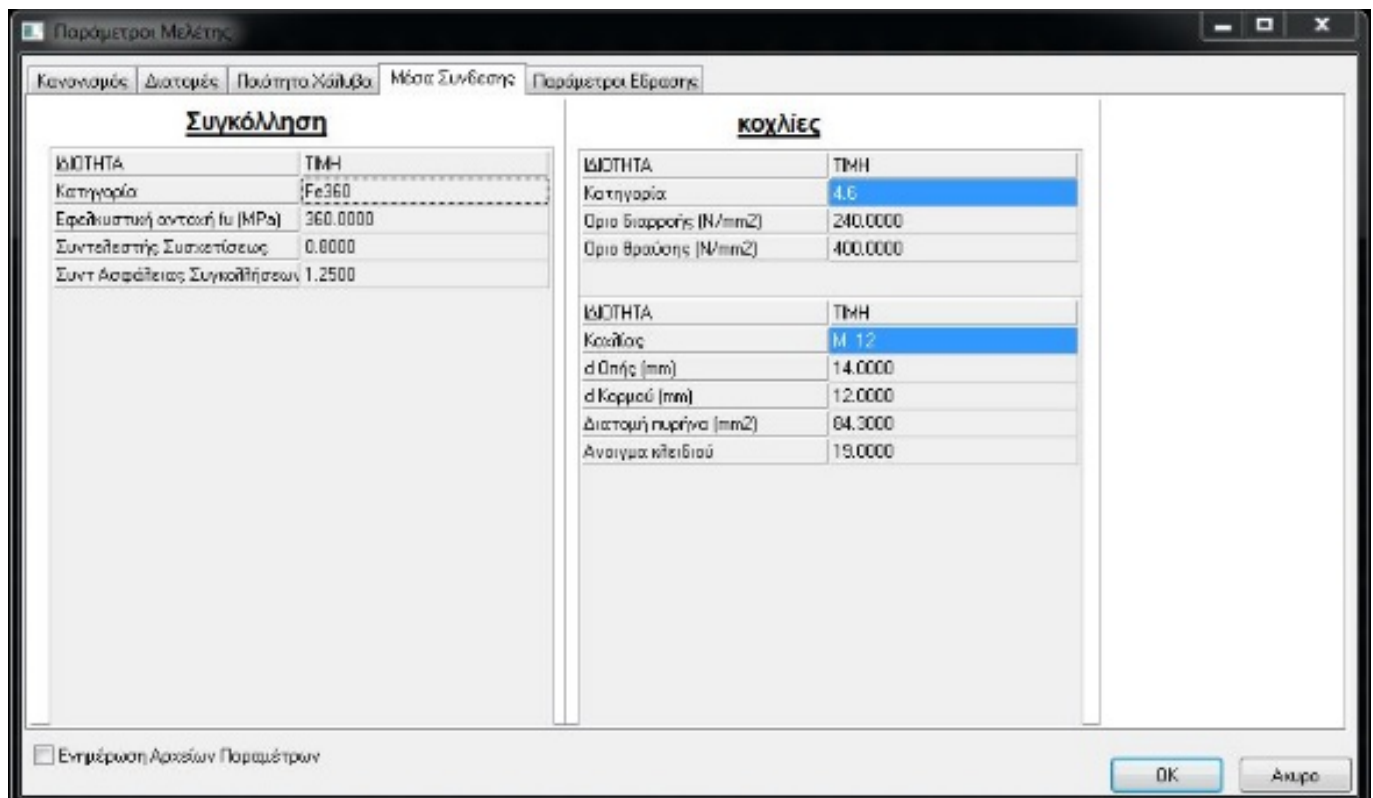
Σχήμα 6.2 Υλικό σκληροδέματος.



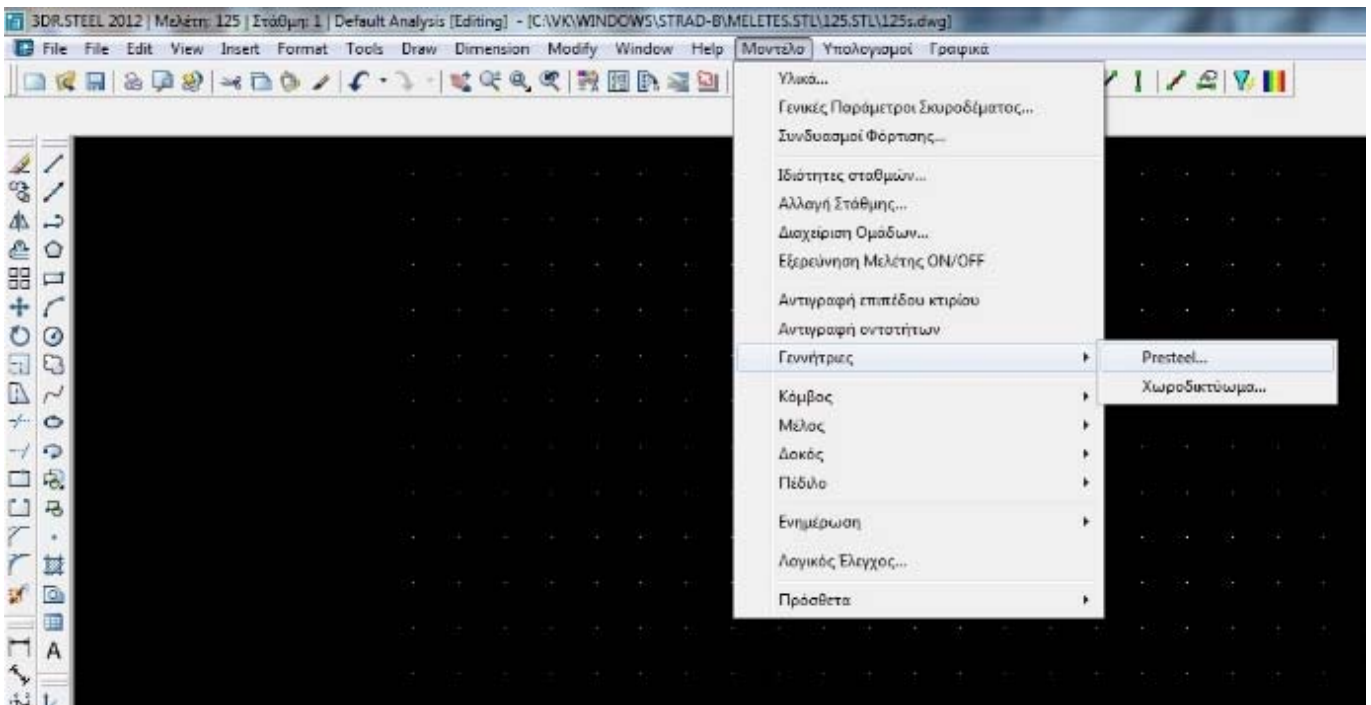
Σχήμα 6.3 Όρια χάλυβα και μπετού.



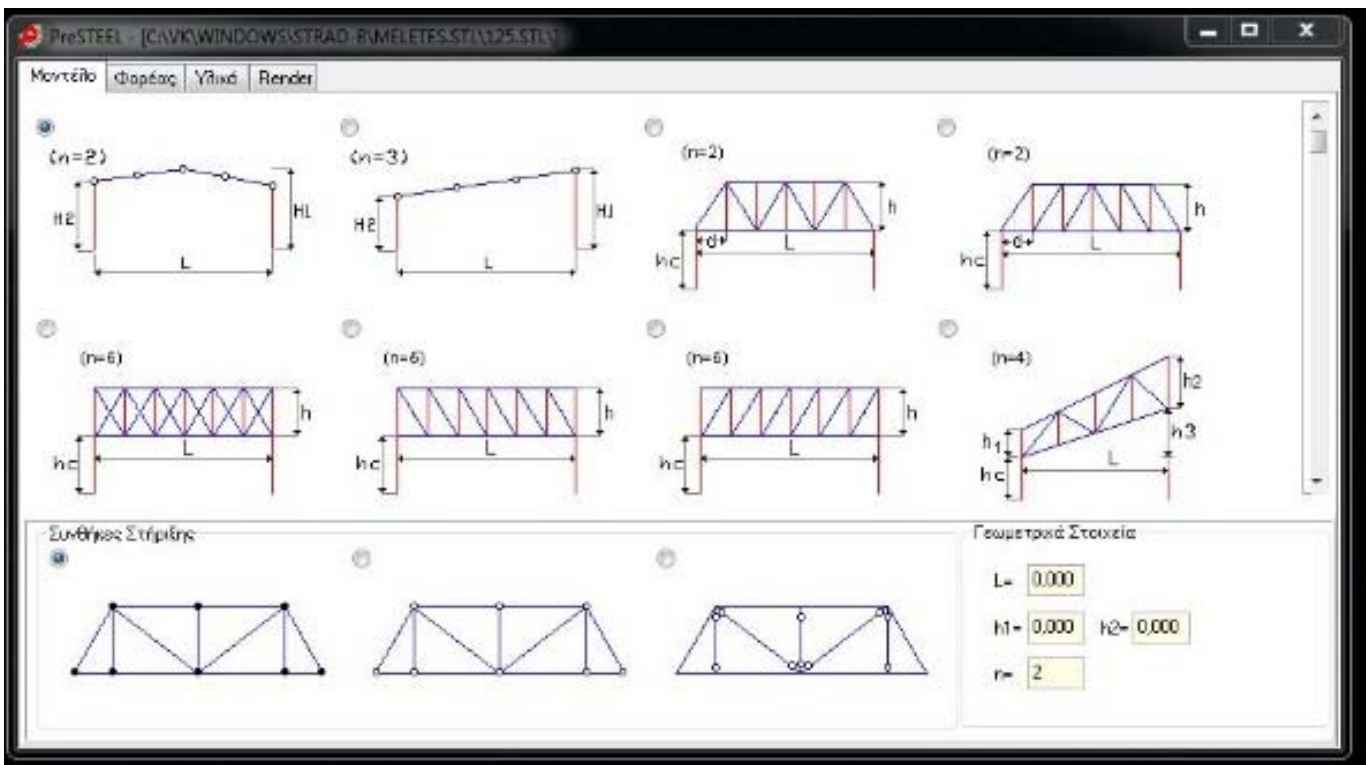
Σχήμα 6.4 Διατομές και κατηγορίες χάλυβα.



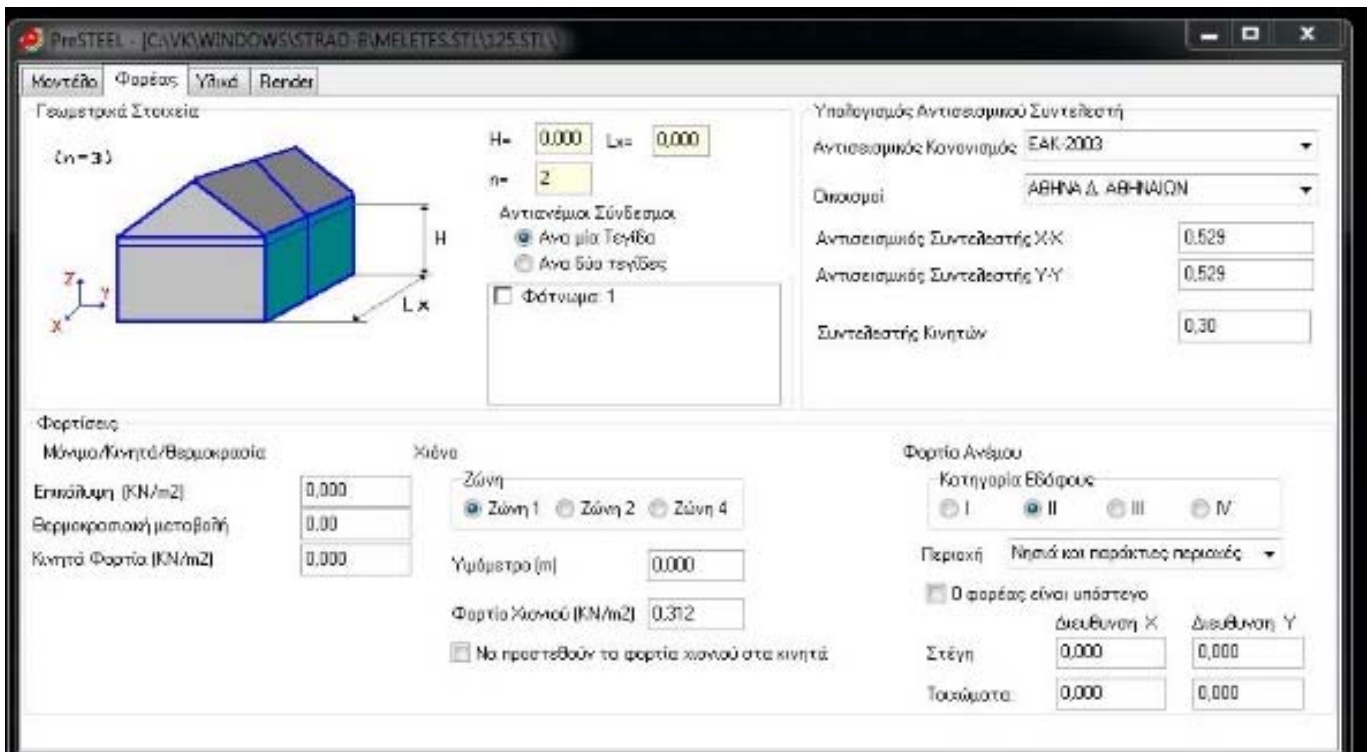
Σχήμα 6.5 Μέσα Σύνδεσης.



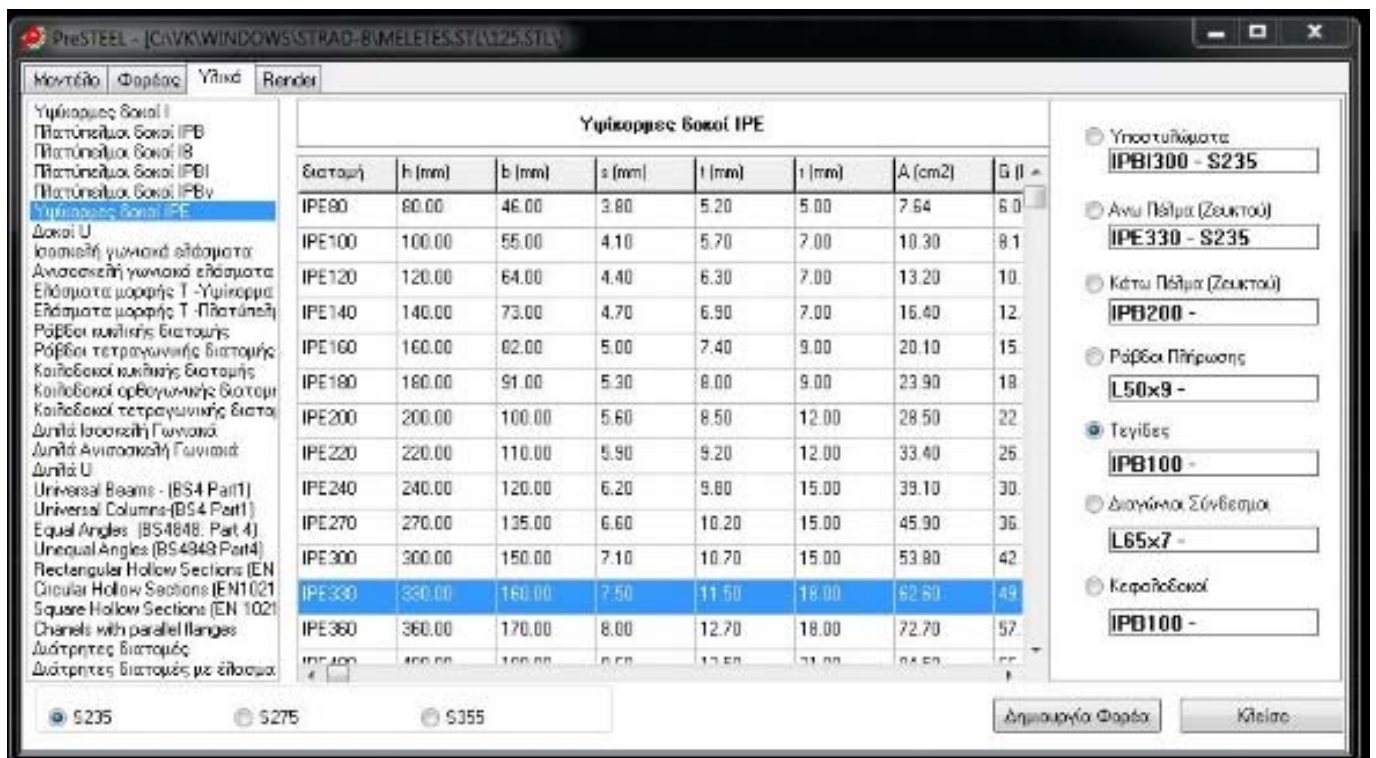
Σχήμα 6.6 Presteel.



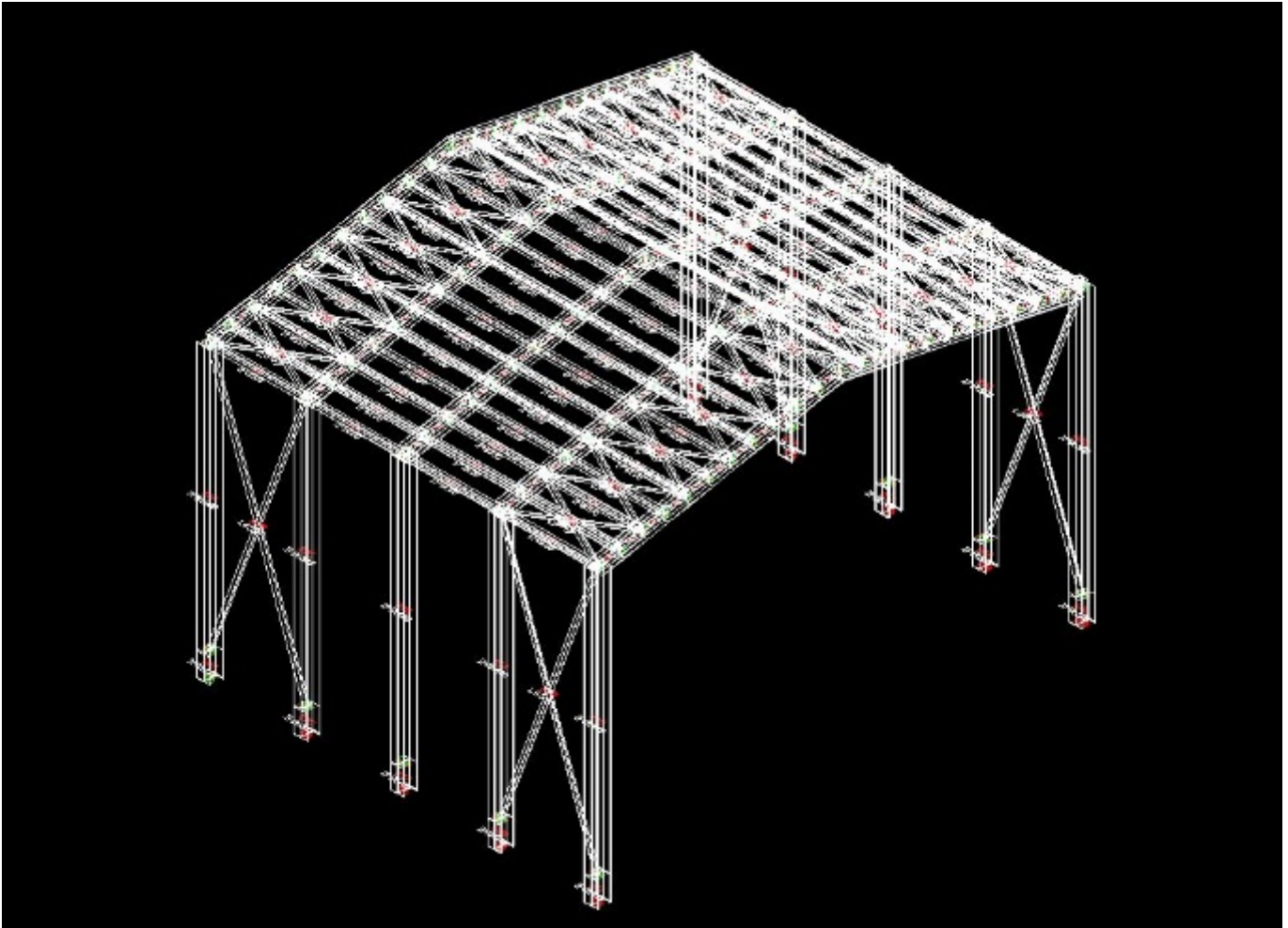
Σχήμα 6.7 Τύπος κόμβου.



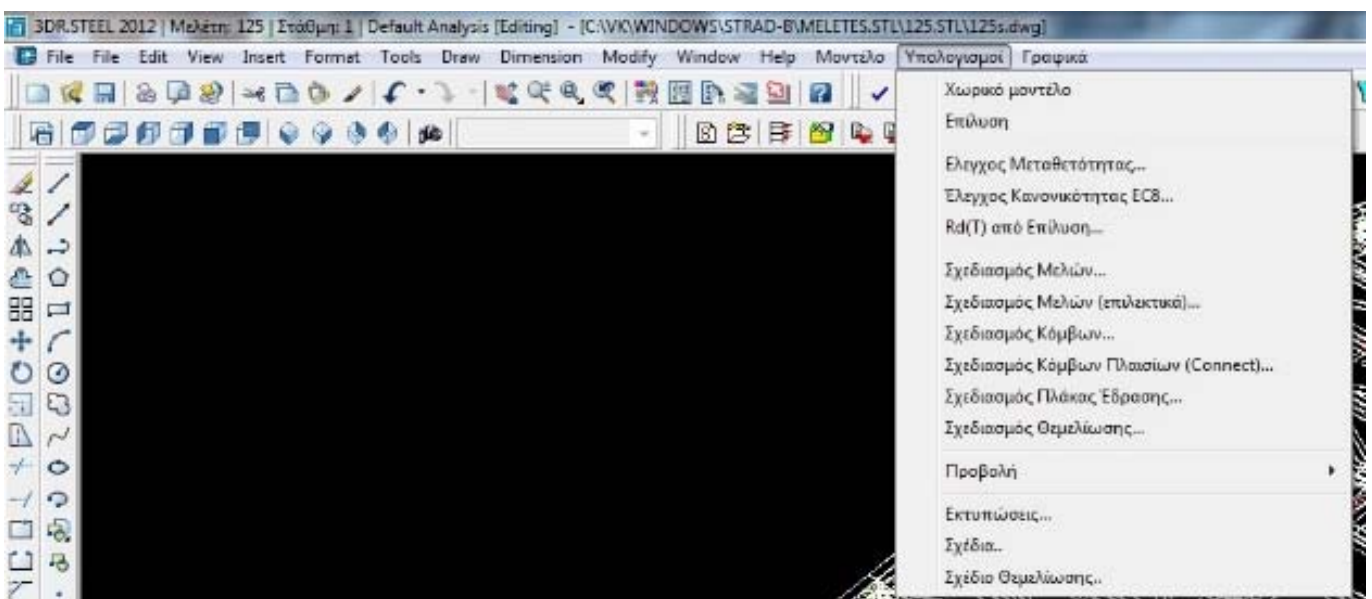
Σχήμα 6.8 Γεωμετρικά Στοιχεία του Φορέα.



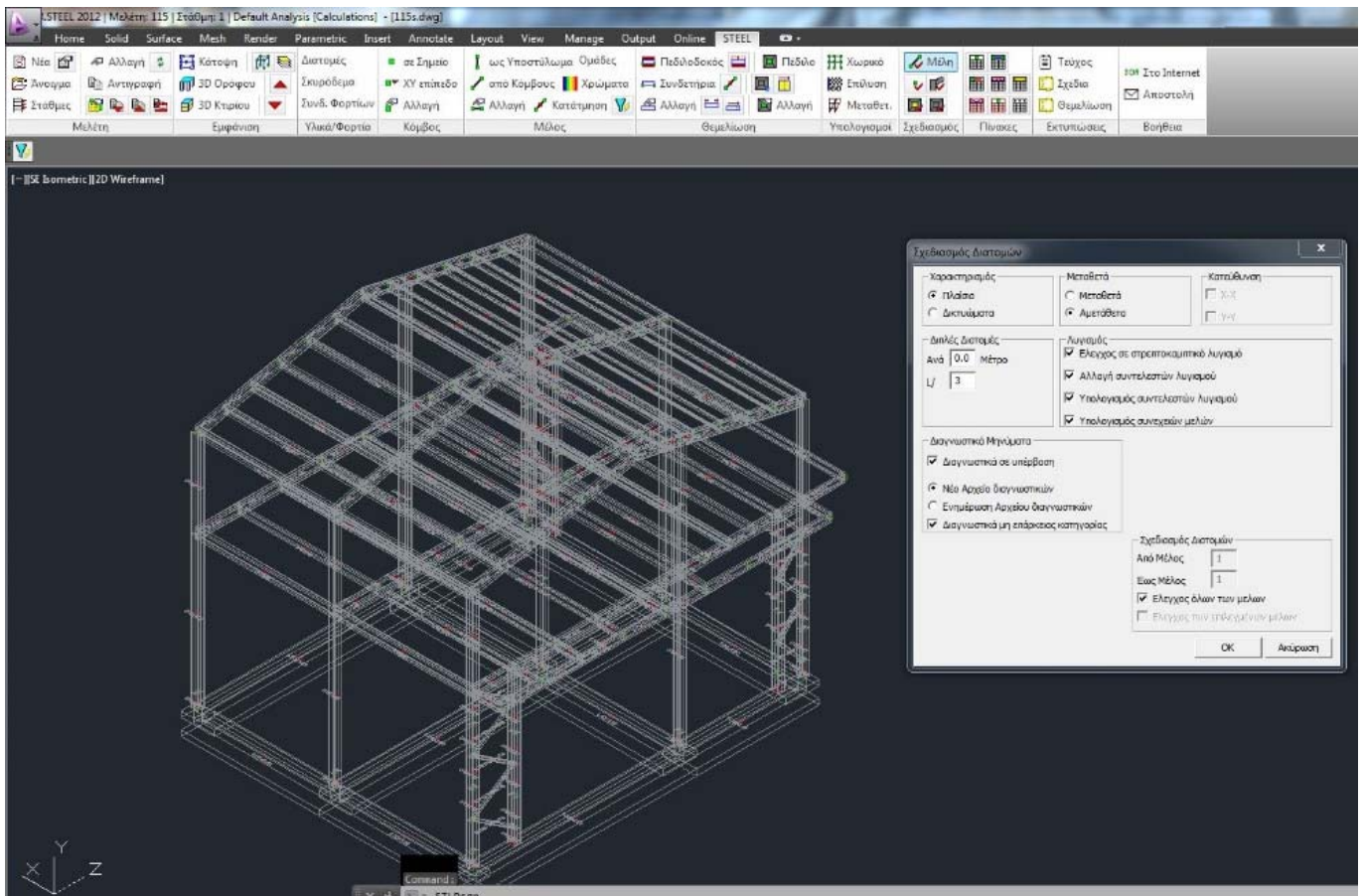
Σχήμα 6.9 Επιλογή των υλικών για τις διατομές του κτηρίου.



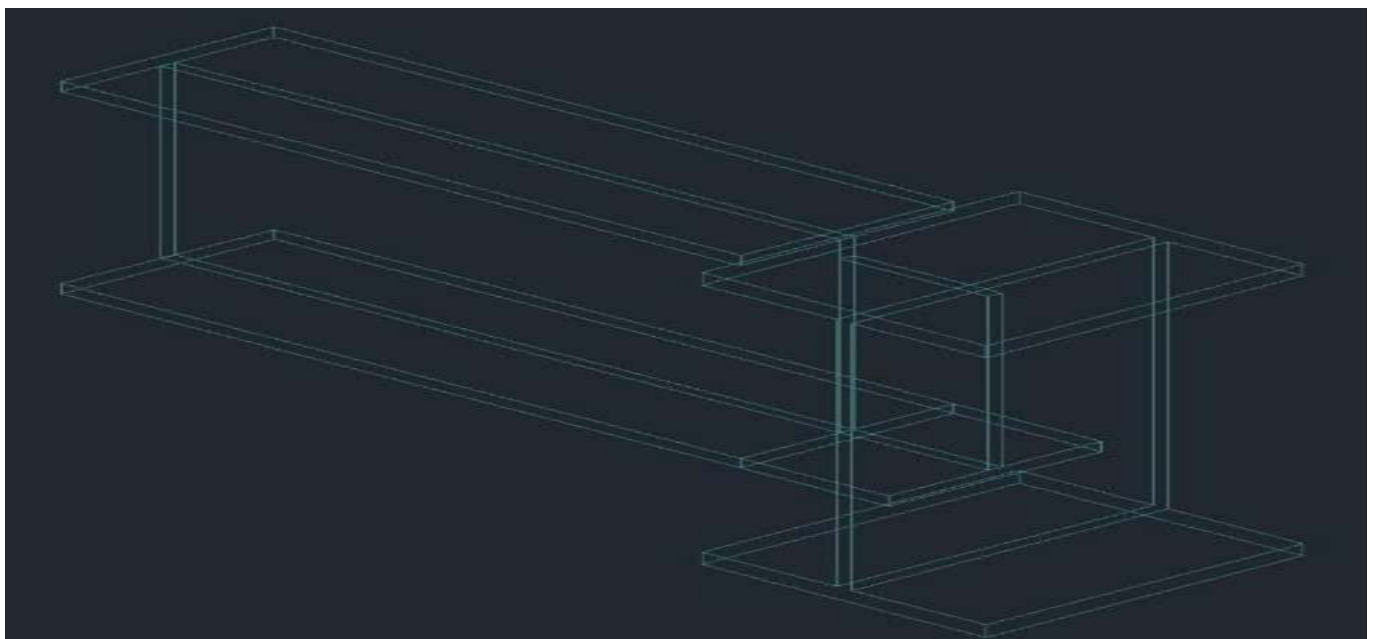
Σχήμα 6.10 Κόμβος 3D.



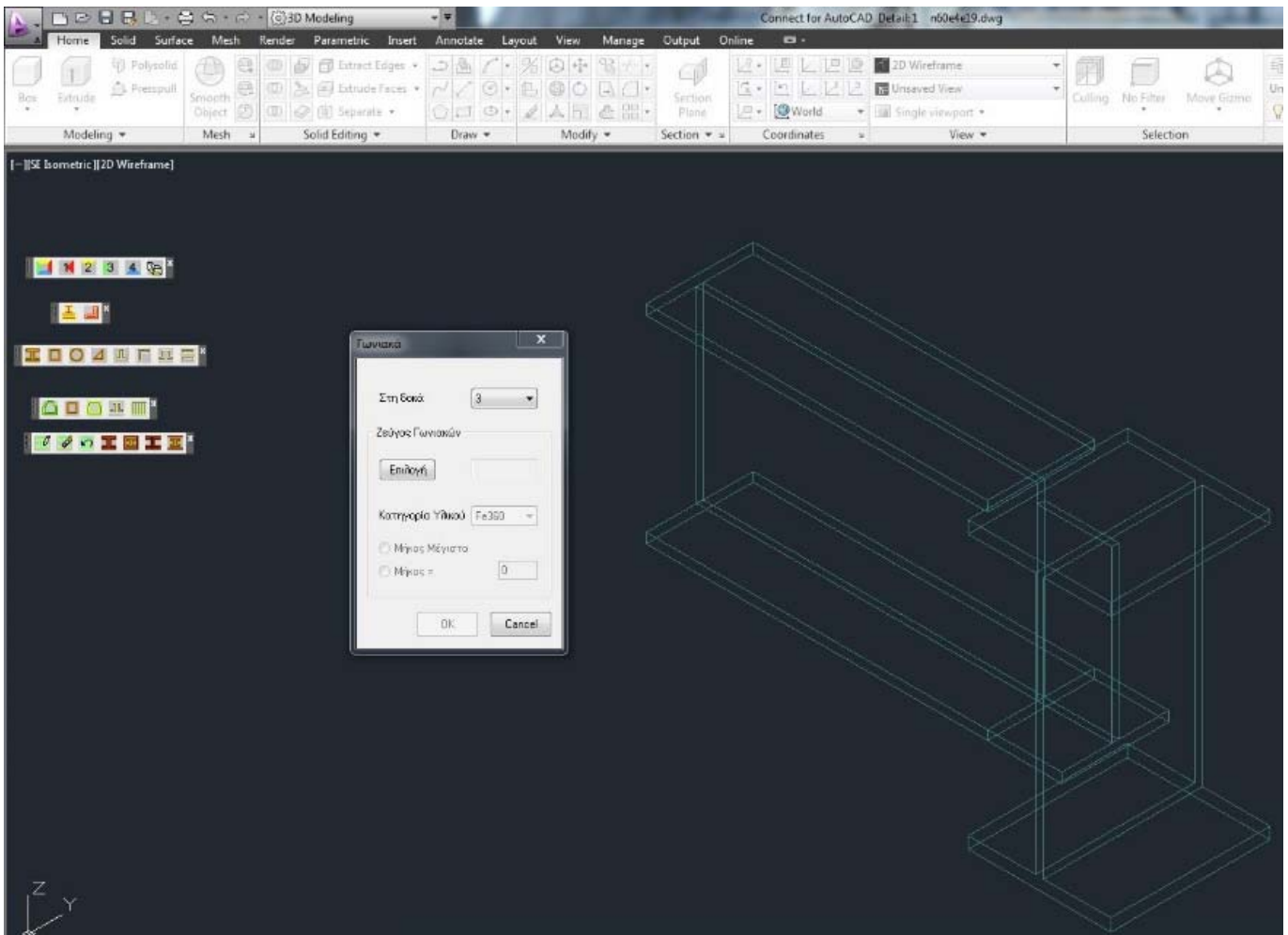
Σχήμα 6.11 Υπολογισμοί.



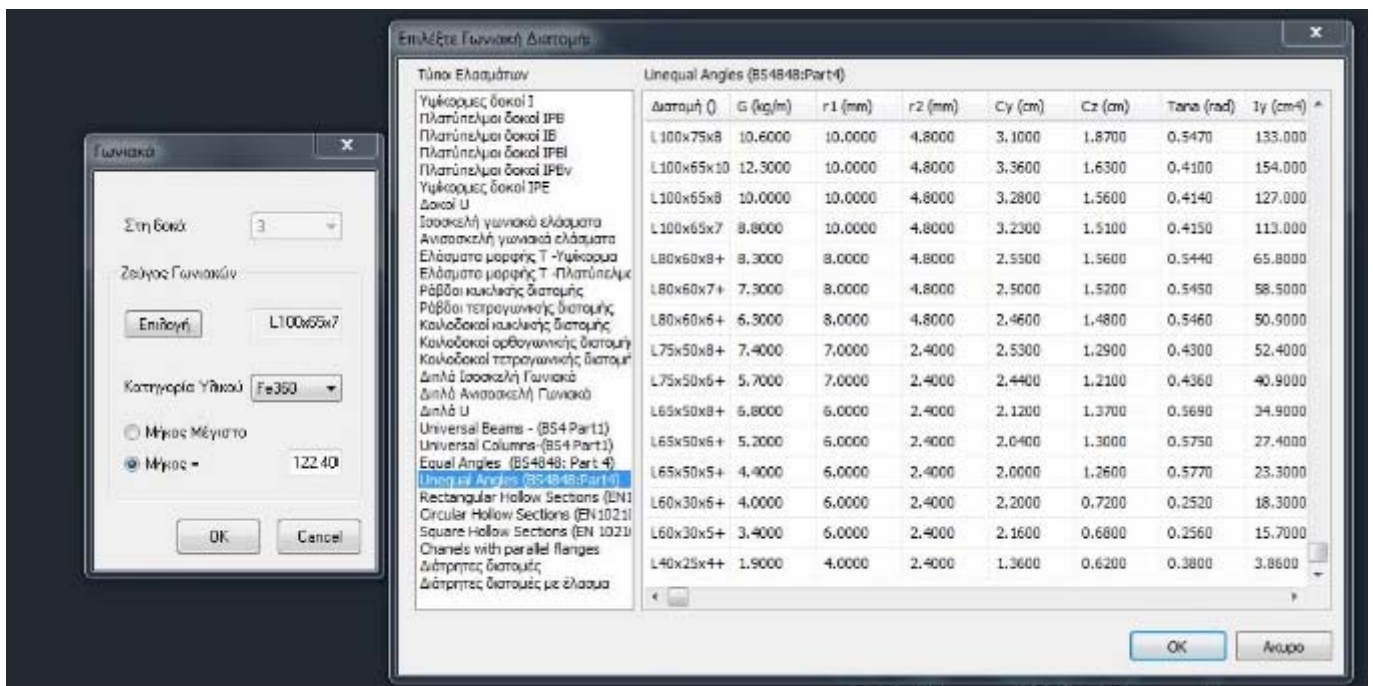
Σχήμα 6.12 Έλεγχος Σχεδιασμού Μελών.



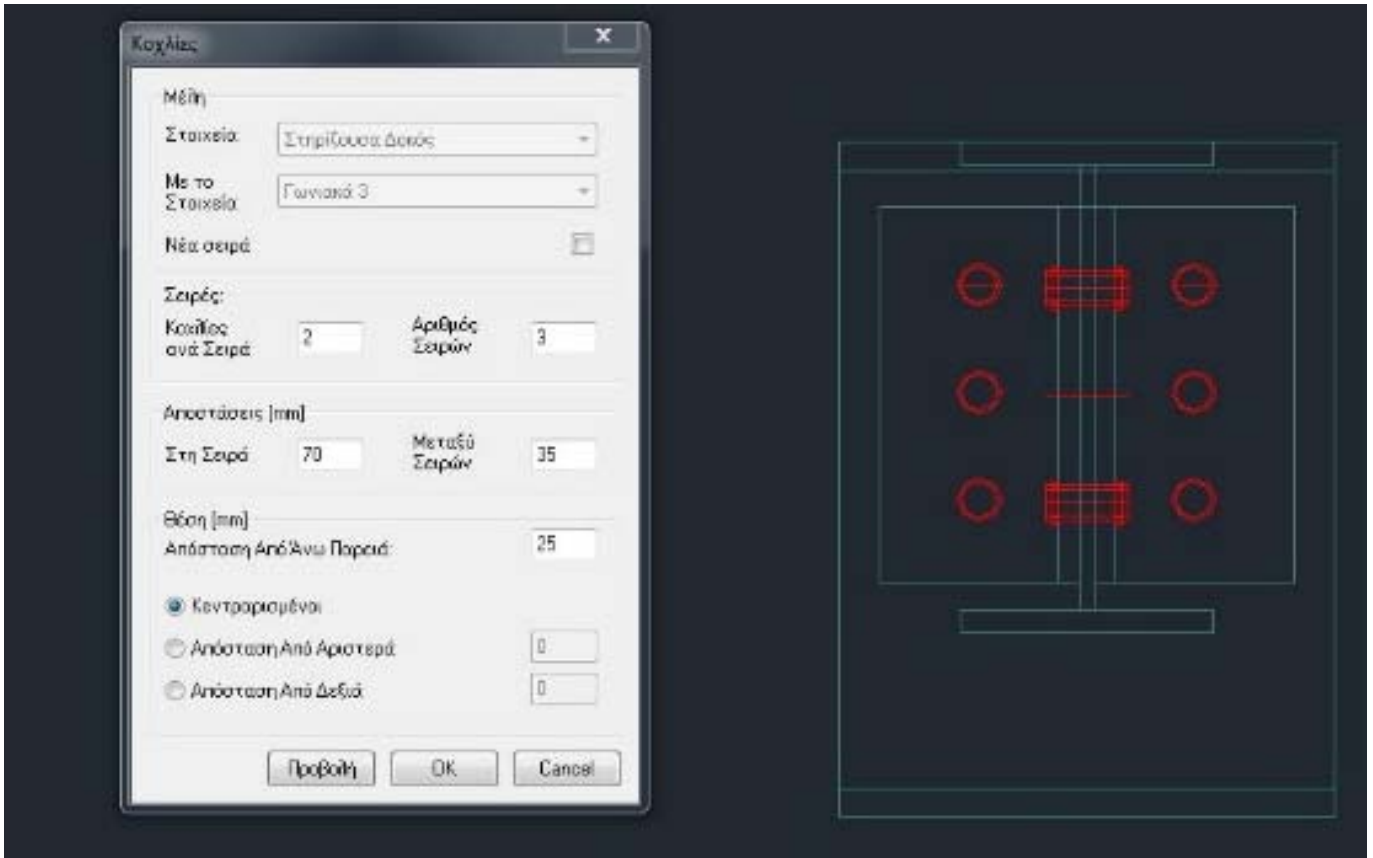
Σχήμα 6.13 Εξχωριστός κόμβος.



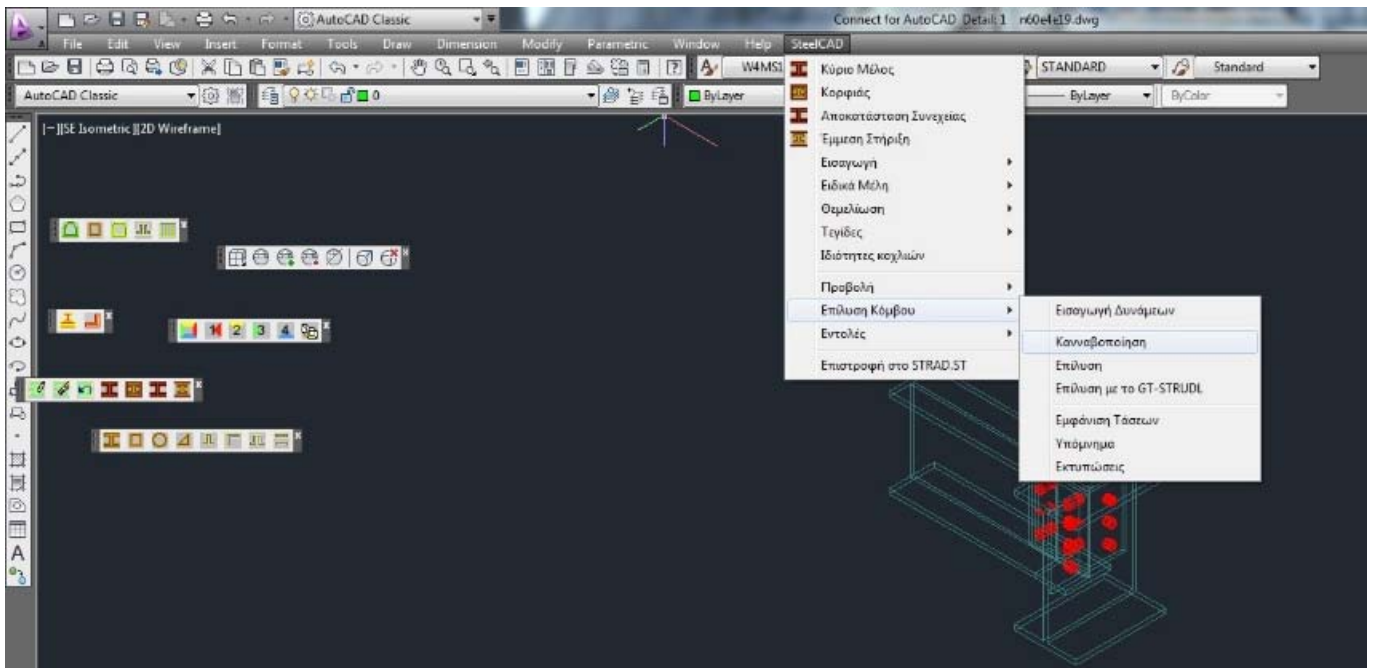
Σχήμα 6.14 Ορισμός Σύνδεσης του Κόμβου.



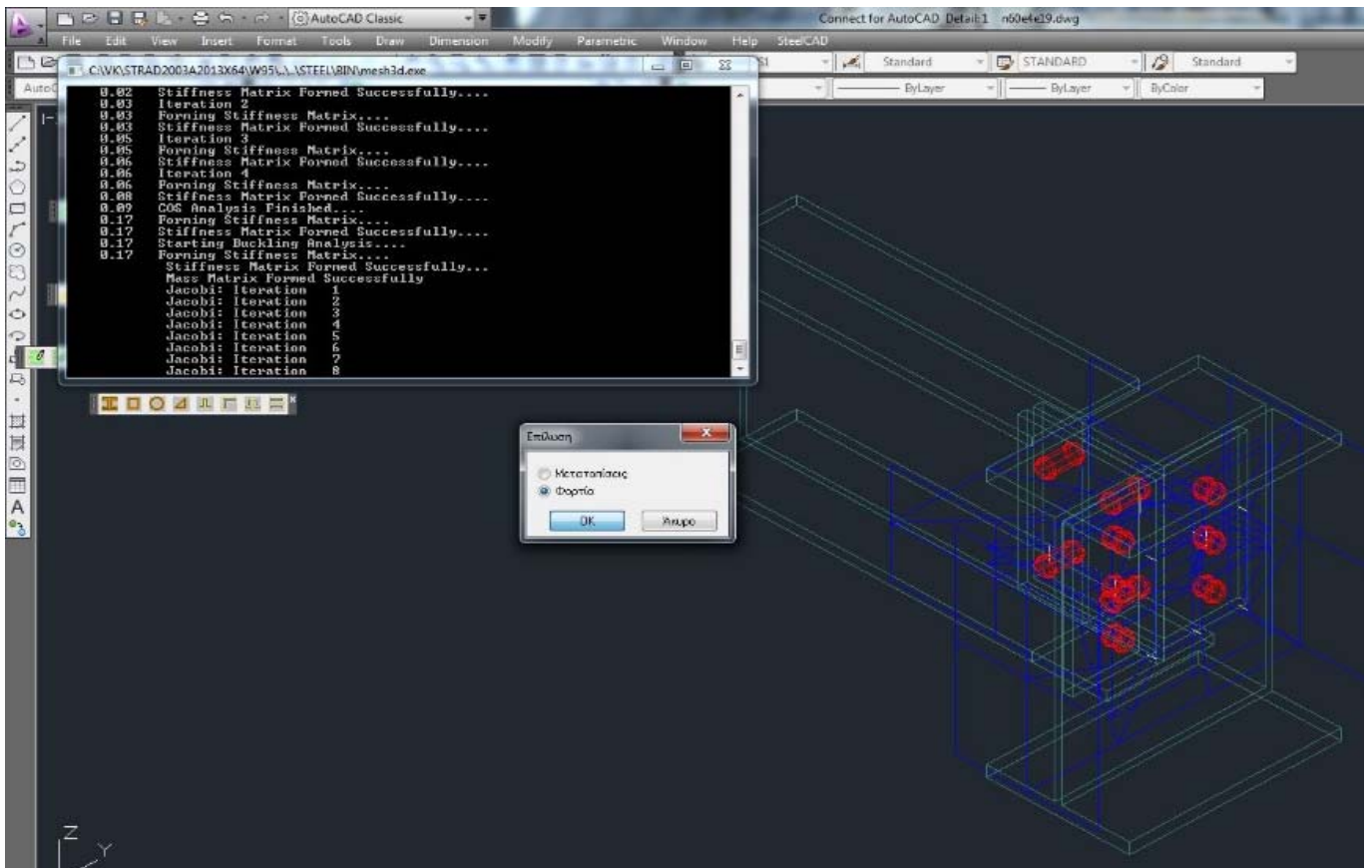
Σχήμα 6.15 Διατομή Γωνιάς.



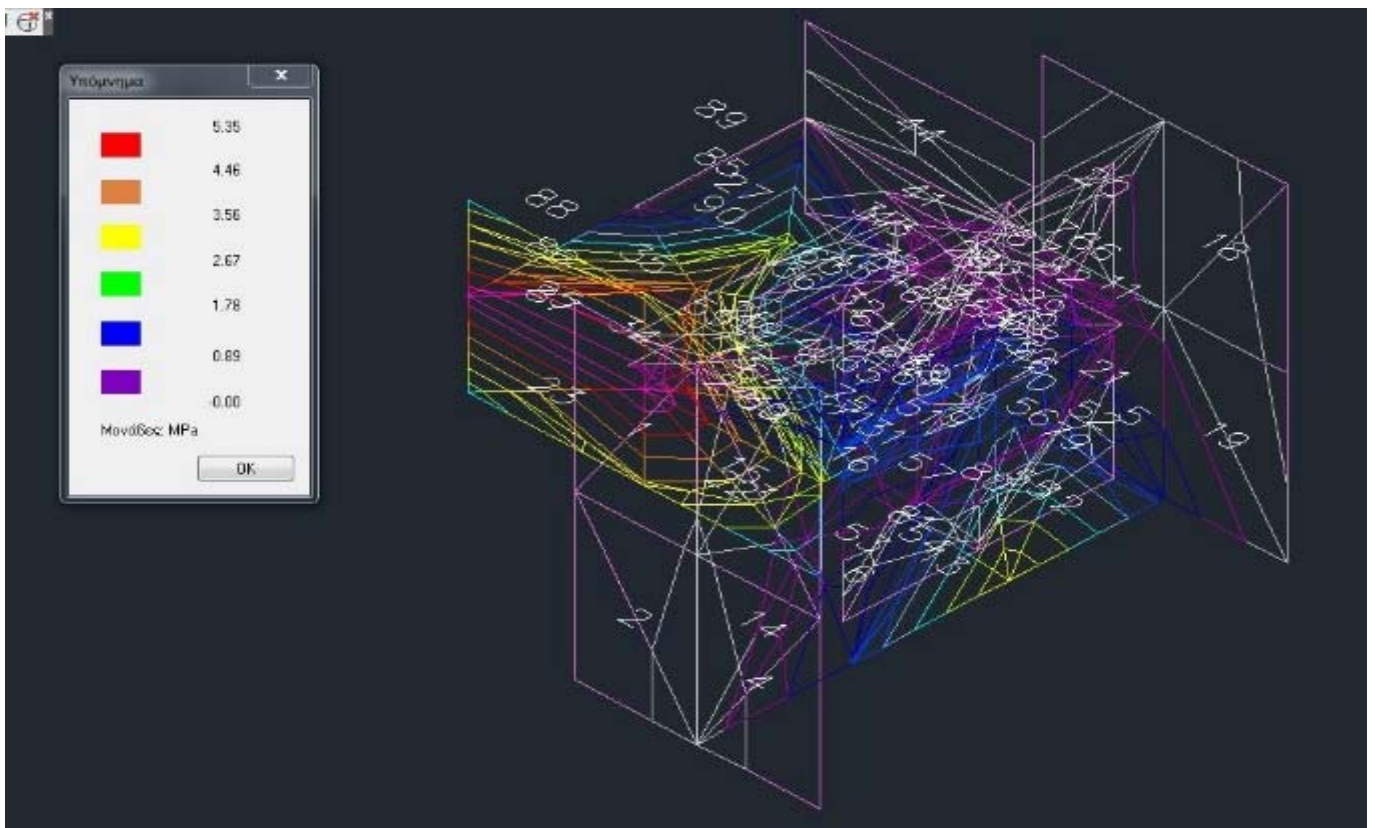
Σχήμα 6.16 Κοχλίες.



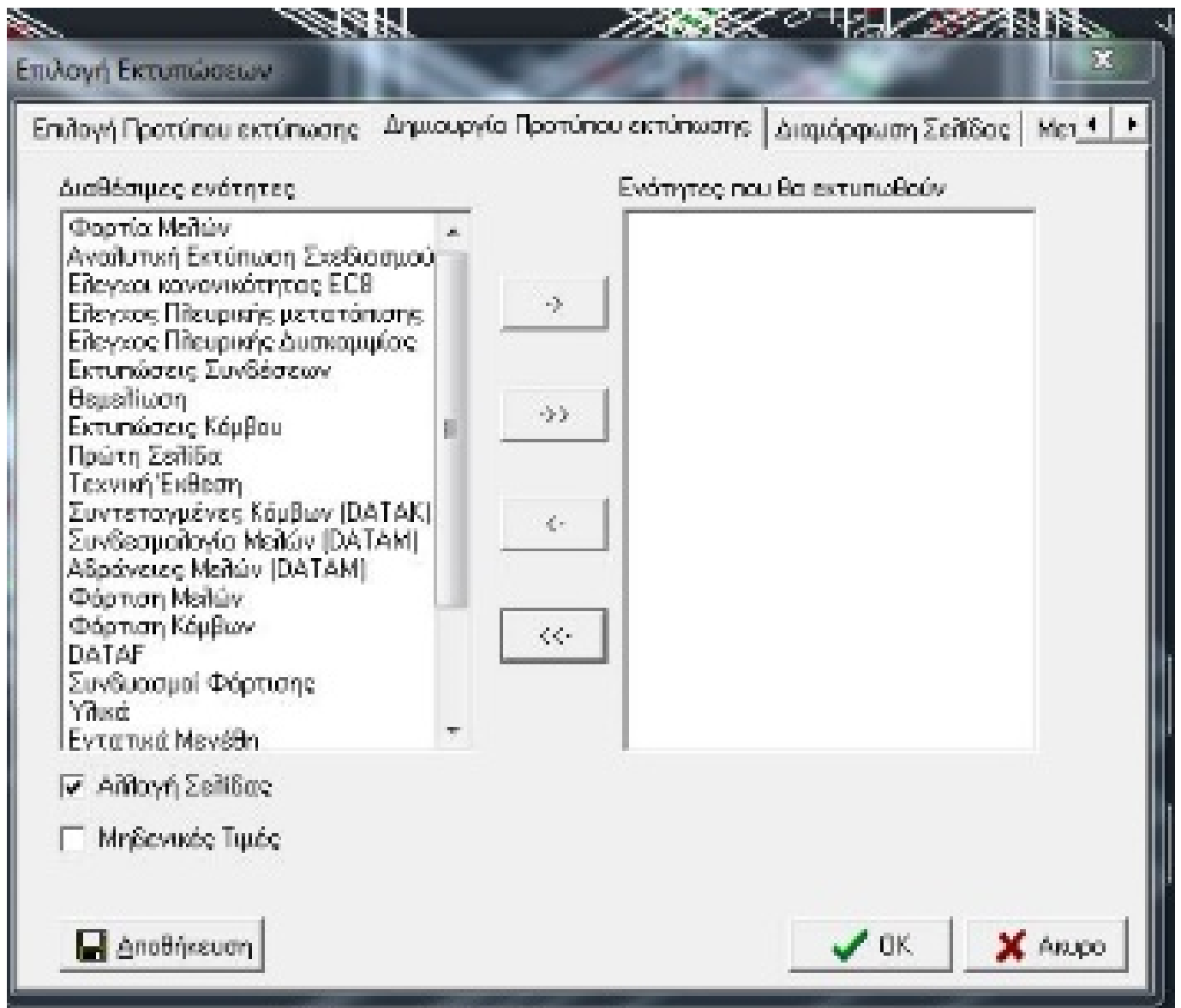
Σχήμα 6.17 Καναβοποίηση.



Σχήμα 6.18 Επίλυση Κόμβου.



Σχήμα 6.19 Κόμβος με έμφαση στις τάσεις.



Σχήμα 6.20 Εκτυπώσεις.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι μεταλλικές κατασκευές αποτελούν ένα ραγδαία εξελισσόμενο επιστημονικό πεδίο και δίνουν τη δυνατότητα σχεδιασμού τολμηρών και καινοτόμων τεχνικών έργων.

Μια χαλύβδινη κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να ικανοποιεί τα κριτήρια αντοχής, τις τεθείσες αισθητικές απαιτήσεις, τη μορφολογική πολυπλοκότητα και τους δείκτες βιώσιμου σχεδιασμού και ταυτόχρονα να αποτελεί μια οικονομική, λειτουργική, αλλά και ανατάξιμη λύση στο πλαίσιο ενός βέλτιστου σχεδιασμού. Απαραίτητη προϋπόθεση για έναν τέτοιο σχεδιασμό είναι η ακριβής εκτίμηση της στατικής λειτουργίας του φορέα, η τήρηση των προδιαγραφών σχεδιασμού που τίθενται κάθε φορά για το εκάστοτε έργο και η ανάλυση της χαλύβδινης κατασκευής με την βοήθεια του κανονιστικού πλαισίου των Ευρωκωδίκων και κυρίως του Ευρωκώδικα 3.

Η βασική καινοτομία του Ευρωκώδικα 3 είναι η αλλαγή στη φιλοσοφία σχεδιασμού των μεταλλικών έργων κατά την οποία δεν χρησιμοποιείται πλέον η μέθοδος των επιτρεπόμενων τάσεων για τον έλεγχο αντοχής των μελών και των συνδέσεων αλλά η μέθοδος των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας της κατασκευής.

Ο Ευρωκώδικας 3 ορίζει ότι η κατασκευαστική διαμόρφωση και διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού των μεταλλικών κατασκευών πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω θεμελιώδεις αρχές [1]:

- ⌚ Να εξασφαλίζονται με αποδεκτή πιθανότητα οι λειτουργικές απαιτήσεις καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.
- ⌚ Να αναλαμβάνονται με ικανοποιητική αξιοπιστία όλα τα φορτία που πιθανώς θα επιβληθούν κατά τη διάρκεια συναρμολόγησης και λειτουργίας του έργου.
- ⌚ Η ανθεκτικότητα του έργου (αντοχή στο χρόνο) να είναι επαρκής σε σχέση με τις δαπάνες για τη συντήρησή του.
- ⌚ Τυχαιά συμβάντα να μην καταλήγουν σε βλάβες με δυσανάλογα μεγάλη έκταση σε σχέση με τις αιτίες που τις προκάλεσαν

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Γιαννόπουλος Α., *Μεταλλικές Κατασκευές*, εκδόσεις Ίων 2008.
2. Κουζούπης Κ., *Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου με βάση τους Ευρωκώδικες*, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών 2011. 3. Κουκουβίνης Α., *Τεύχος Στατικού Υπολογισμού*, Πάτρα 2006.
4. Κουτσοπίδου Χ., *Σχεδιασμός Βιομηχανικού Κτιρίου με Γερανογέφυρες*, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών 2011.
5. Μπανιωτόπουλος Χ., *Κατασκευές από Χάλυβα*, εκδόσεις Ζήτη, 2009.
6. Μπούμπουλας Δ. και Παπανδρέου Κ., *Χάλυβες Συγκολλήσεων Οχημάτων*, Αλεξάνδρειο ΤΕΙ Θεσσαλονίκης 2013.
7. <http://wikipedia.org>
8. <http://www.architectenweb.nl/>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Π1. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΈΔΡΑΣΗ

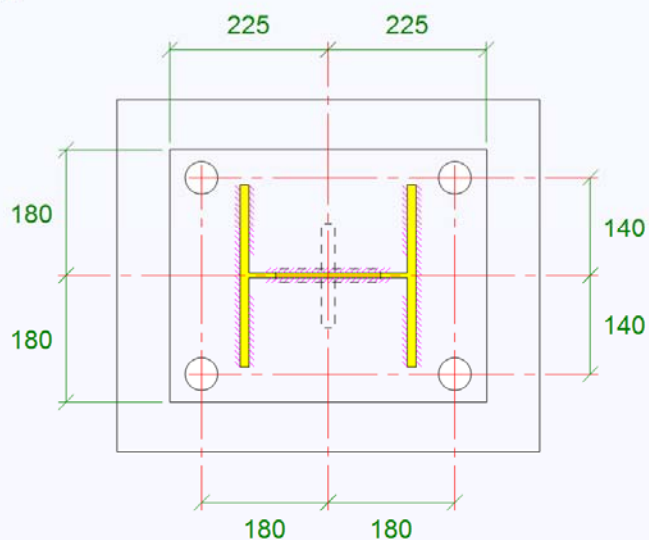
CONNECTION: EDRASI - Base Plate

Column: COL HE260A Gr.S235

Base plate: 360x35x450 Gr.S275 - Weld: 8 FW/560

Shear key: X-X 80x150x20 Gr.0 Y-Y 80x150x20 Gr.0

Shear key welds: 6 FW/560 all around



Foundation: 600 x 500 x 900 deep (reinf.) - 0 thick grout pad

HD Bolts: 4 x M24 8.8/S/N - 550 embedment

Connection: EDRASI

Type: Base Plate

2: Moment base plate

Country: Europe

Units: SI metric

Design code: ANSI/AISC 360 (LRFD)

Column: Mark=COL Section=HE260A Grade=S235

d = 250 mm Root rad. = 24 mm Fyf = 235 N/mm²

b = 260 mm Area = 8680 Fyw = 235 N/mm²

tf = 13 mm Sx = 836000 Fu = 360 N/mm²

tw = 8 mm Zx = 920000

.Section moment strength 194,6 kN.m Note
1

.Section shear strength 264,4 kN A360
(G2-1)

.Section tension strength 1835,8 kN

.Section compression strength . . 1835,8 kN A360
E7

Base plate:

450x360x35 Gr./Fy/Fu=S275/275/430MPa

Welds:

8 FW/560MPa all around column.

Bolts:

4 x M24 8.8/S/N anchor bolts.

Bolt hole dia. 46 mm

No. bolt rows = 2

No. bolt cols. = 2

Spacing of outer bolts, sg = 280 in XX direction.

Spacing of outer bolts, sp = 360 in YY direction.

Embedment length = 550, no hook.

Shear capacity of bolts NOT considered.

Shear key:

Depth, bs 80 mm

Width for strong axis shear, dsx 150 mm

Thickness, tsy 20 mm

Width for weak axis shear, dsy . 150 mm

Thickness, tsx 20 mm

Weld: 6 FW/560MPa to base plate.

Foundation:

Foundation strength, f_c 20,0 N/mm²
 Grout thickness 0 mm
 Rectangular, D 600 mm
 B 500 mm
 Min. bolt edge distance 110 mm
 Depth 900 mm
 Foundation is reinforced - reinforcement not checked.
 Coefficient of friction 0,35

MINIMUM ACTION CHECK

(Minima are based on section capacity, not member capacity.)

Specified minimum design actions:

Bending 50% of ϕM_s (194,6) = 97,3 kN.m

Shear 40,0 kN

Tension 0% of ϕN_s (1835,8) = 0,0 kN

Compression 0% of ϕN_c (1835,8) = 0,0 kN

NOTE: Input design actions are not automatically increased if they are less than

the specified minimum actions. Minimum actions may be set in any load case.

This check warns if any design action is less than the specified minimum for all load cases.

DESIGN CHECK SUMMARY

Case	Pu	Vxu	Vyu	Mxu	Myu	LF	Util.
1	-1c	60	60	100,0	0,0	1,27	79% <-- Critical
2	-400c	60	60	50,0	0,0	2,26	44%

INPUT DESIGN ACTIONS FOR CASE NO. 1

Axial, Pu -1,0 kN (comp.)

Shear, Vux 60,0 kN

Shear, Vuy 60,0 kN

Moment, Mux 100,0 kN.m

Moment, Muy 0,00 kN.m

Using AISC 2006 model...

DESIGN STRENGTH CHECKS...

Utilization ratio	0.000000	Å		
Required strength	Å			
Design strength				Reference
				XXXXXXXXXXXXXXXXXX

NOTE: Capacity of section is not checked.

COMPRESSION + MOMENT ANALYSIS

Concrete confinement ratio . . .	1,33			
Bearing strength, $f_p(\max)$	14,7 N/mm ²			
Foundation concentric compression strength	2386,8	⌊	Puc =	1,0
0% Pass				
Anchor bolt tension...				
Min. edge distance (unreinf.) . .	144 mm			ASI
DG7 p.53				
Bolt edge distance	110	⌊	144	No
Informative				
Strong axis bending...				
Eccentricity	***** mm			
Critical eccentricity	224,9 mm			SDG1
(3.3.7)				
Outstand	106 mm			
=== Large moment - bolts in tension ===				
Bearing strength per unit length, q_{\max} . .	5,304 kN/mm			
Concrete bearing length, Y . . .	50 mm			SDG1
(3.4.3)				
Concrete bearing force	263,5 kN			
Total bolt tension, T_u	262,5 kN			SDG1
(3.4.2)				
Bolt tension lever arm	380 mm			
Single bolt tension strength	210,4	⌊	$T_1 = 131,3$	62% Pass
Single bolt pull-out strength (unreinf.) .	354,2	⌊	$T_1 = 131,3$	37% Pass
Plate bending moment (bearing) .	21,5 kN.m			SDG1
(3.3.12)				
Base plate yield (bearing) strength . . .	27,3	⌊	Mpb = 21,5	79% Pass
Plate bending lever arm	61 mm			
Plate bending moment (tension) .	16,1 kN.m			

Base plate yield (tension) strength . . . 27,3 τ Mpt = 16,1 59%
 Pass
 Base plate shear yield strength 2079,0 τ Tu = 262,5 13%
 Pass A360 (J4-3)
 Base plate shear rupture strength 1814,5 τ Tu = 262,5 14%
 Pass A360 (J4-4)
 NOTE: X and Y shear forces are resisted only by weld elements aligned
 in the
 same direction as the shear force.
 Column weld strength 1,426 τ vures = 0,717 50% Pass

SHEAR ANALYSIS

CHECK 4 - Shear Transfer by Friction:

Slip factor 0,35
 Compression force 1,0 kN
 Available base plate friction 0,2 kN
 Design shear less friction (x) . 59,8 kN
 Design shear less friction (y) . 59,8 kN

CHECK 6 - Shear Transfer by Shear Key:

Shear key y direction capacity...
 Key bearing strength, \perp Vkb 122,4 τ Vubal = 59,8 49%
 Pass
 Foundation tension strength, \perp Vke 193,4 τ Vubal = 59,8 31%
 Pass ACI 349-06
 Shear key bending strength, \perp Vks 92,8 τ Vubal = 59,8 64%
 Pass
 Shear key shear strength, \perp Vkv 371,2 τ Vubal = 59,8 16%
 Pass
 Shear key weld strength, \perp Vkw 77,8 τ Vubal = 59,8 77%
 Pass
 Shear key x direction capacity...
 Key bearing strength, \perp Vkb 122,4 τ Vubal = 59,8 49%
 Pass
 Foundation tension strength, \perp Vke 201,2 τ Vubal = 59,8 30%
 Pass ACI 349-06
 Shear key bending strength, \perp Vks 92,8 τ Vubal = 59,8 64%
 Pass

Shear key shear strength, $\perp V_{kv}$ 371,2 \top $V_{ubal} = 59,8$ 16%
Pass

Shear key weld strength, $\perp V_{kw}$ 77,8 \top $V_{ubal} = 59,8$ 77%
Pass

Total (y) shear strength 78,0 \top $V_{uy} = 60,0$ 77% Pass

Total (x) shear strength 78,0 \top $V_{ux} = 60,0$ 77% Pass

NOTES:

1. Flexural yield capacity ignoring section slenderness.

CRITICAL LOAD CASE 1

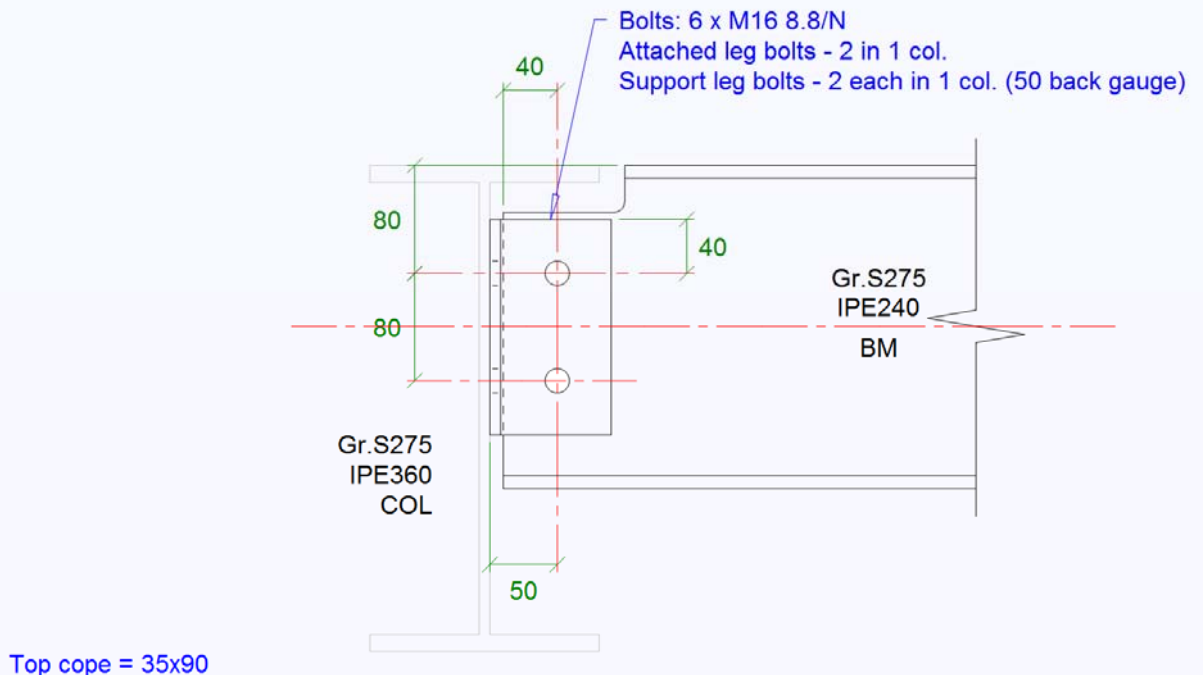
CRITICAL LIMIT STATE . . . Base plate yield (bearing) strength

UTILIZATION RATIO 79%

STRENGTH RATIO 1,272 Pass

ΔΟΚΙΑΔΑ-ΔΟΚΟΣ

CONNECTION: DOKIDADOKOS - Angle Cleat
Double angles: L90X90X8 x 160 Gr.S235



Connection: DOKIDADOKOS

Type: Angle Cleat
 1: Bolted to beam / bolted to support
 Country: Europe
 Units: SI metric
 Design code: ANSI/AISC 360 (LRFD)

Beam: Mark=BM Section=IPE240 Grade=S275 Span=4,8 m
 d = 240 mm Root rad. = 15 mm Fyf = 275 N/mm²
 b = 120 mm Area = 3910 Fyw = 275 N/mm²
 tf = 10 mm Sx = 324000 Fu = 430 N/mm²
 tw = 6 mm Zx = 367000
 .Section shear strength 245,5 kN A360
 (G2-1)
 .Section tension strength 967,7 kN
 .Section compression strength . . 967,7 kN A360
 E7
 Top cope depth 35 mm
 Top cope length 90 mm

Support: Mark=COL Section=IPE360 Grade=S275
 d = 360 mm Root rad. = 18 mm Fyf = 275 N/mm²
 b = 170 mm Area = 7270 Fyw = 275 N/mm²
 tf = 13 mm Sx = 904000 Fu = 430 N/mm²
 tw = 8 mm Zx = 1019000
 .Section compression strength . . 1799,3 kN A360
 E7
 Connection to girder web.

Gap from support to beam 10 mm

Angles:
 Double L90X90X8 angles 160 long Gr./Fy/Fu=S235/235/360MPa

Bolts:
 2 x M16 8.8/N in 2 rows and 1 column to beam web.
 Dist. to first col. in web, sg1 . . . 50 mm
 Support bolt back gauge, sg3 . . . 50 mm
 Spacing between rows, sp 80 mm
 4 x M16 8.8/N in 2 rows and 1 column each supported leg.

BILL OF MATERIALS

Angles:

2 no. - L90X90X8 x 160 Grade=S235 3,5 kg

Bolts:

2 no. - M16 8.8/N x 60 long 0,5 kg

4 no. - M16 8.8/N x 50 long 0,9 kg

Total mass of bolts 1,4 kg

MINIMUM SHEAR FORCE CHECK

Input design actions are not automatically increased if they are less than the specified

minimum actions. Minimum actions may be set in any load case. This check warns if the

shear force is less than the specified minimum (40 kN) for all load cases.

* Shear force exceeds specified minimum in at least one load case.

INPUT DESIGN ACTIONS

Shear, V_u 72,0 kN

Axial, P_u 0,0 kN

BEAM TABLE SHEAR

For uniform load on simply supported beam:

Section moment strength 90,8 kN.m Note

1

Span 4,8 m

Max. total uniform load 151,4 kN

Shear 75,7 kN

Using AISC SCM 14th model...

GEOMETRY CHECKS...

CHECK 1 - Detailing Requirements:

Ref. 6: Steel Construction Manual - 14th Edition - AISC - 2011 (SCM14)

Length of clip angles 160 T 95 Yes SCM14
p.10-9

Angle leg thickness 8 T 16 Yes SCM14
p.10-9

DESIGN STRENGTH CHECKS...

Utilization ratio	Required strength	Design strength	Reference
0.32	224,4 kN	72,0 kN	A360-T:J3.2
0.22	326,6 kN	72,0 kN	A360 J3.10
0.18	396,3 kN	72,0 kN	A360 J3.10

CHECK 2 - Bolts to Support:

Support bolt group: 4 x M16 8.8/N

Bolt group shear strength 224,4 τ V_u = 72,0 32% Pass
A360-T:J3.2

Angle bolt bearing strength 326,6 τ V_u = 72,0 22% Pass
A360 J3.10

Support bolt bearing strength 396,3 τ V_u = 72,0 18%
Pass A360 J3.10

CHECK 3 - Bolts to Beam Web:

Web bolt group: 2 x M16 8.8/N

Design eccentricity 0,0 mm

Eccentricity moment 0,00 kN.m

Single bolt shear strength 56,1 kN A360-T:J3.2

Shear strength of web bolts (double shear) 224,4 τ V_u = 72,0 32%
Pass

Angle bolt bearing strength 326,6 τ V_u = 72,0 22% Pass
A360 J3.10

Web bolt bearing strength 153,6 τ V_u = 72,0 47% Pass
A360 J3.10

CHECK 4 - Clip Angles:

Angle shear yield strength 361,0 τ V_u = 72,0 20% Pass

Angle shear rupture strength 311,0 τ V_u = 72,0 23%
Pass

Angle block shear - support legs 332,6 τ V_u = 72,0 22%
Pass A360-(J4-5)

Angle block shear - beam legs 332,6 τ V_u = 72,0 22%
Pass A360-(J4-5)

CHECK 5 - Beam Shear:

Coped web shear strength 180,0 τ V_u = 72,0 40%
Pass Ref.34 p.96

CHECK 6 - Beam Block Shear:

Coped web block shear strength 155,9 τ V_u = 72,0 46%
Pass A360-(J4-5)

CHECK 7 - Coped Beam Bending:

Coped section moment strength 17,0 kN.m
Coped web moment strength 170,1 τ V_u = 72,0 42%
Pass
Estimated max. cope length . . . 220 mm

CHECK 8 - Beam Rotation:

Rotation for UDL (rad.) 0,018
Rotation for contact (rad.) . . . 0,083
Contact rotation strength 337,8 τ V_u = 72,0 21% Pass

CHECK 9 - Coped Beam Buckling:

NOTE: Coped beam must be restrained against lateral torsional buckling.
Buckling check to AISC SCM 13th p.9-7 (Cheng, Yura, Johnston)...
Critical stress, F_{cr} 1061 N/mm²
Critical stress, $F_{cr} \leq F_y$. . . 275 N/mm²
Elastic modulus 68109 mm³
(Plastic modulus) 123834 mm³
Single coped web buckling strength 168,6 τ V_u = 72,0 43%
Pass
Estimated max. cope length . . . 220 mm

CHECK 10 - Support Member:

Depth of shear surface 213 mm
Girder web local shear strength 562,6 τ V_u = 72,0 13%
Pass P212 p.26
Local shear strength for beam both sides . 562,6 τ $2V_u$ = 144,0 26%
Pass Informative
Girder web bearing strength 396,3 τ V_u = 72,0 18%
Pass
Girder web tearing strength 767,8 τ V_u = 72,0 9% Pass
Informative checks for double-sided connection...
Local shear strength for beam both sides . 562,6 τ $2V_u$ = 144,0 26%
Pass

Bearing strength for beam both sides . . . $396,3 \geq 2V_u = 144,0$ 36%
 Pass
 Tearing strength for beam both sides . . . $767,8 \geq 2V_u = 144,0$ 19%
 Pass

NOTES:

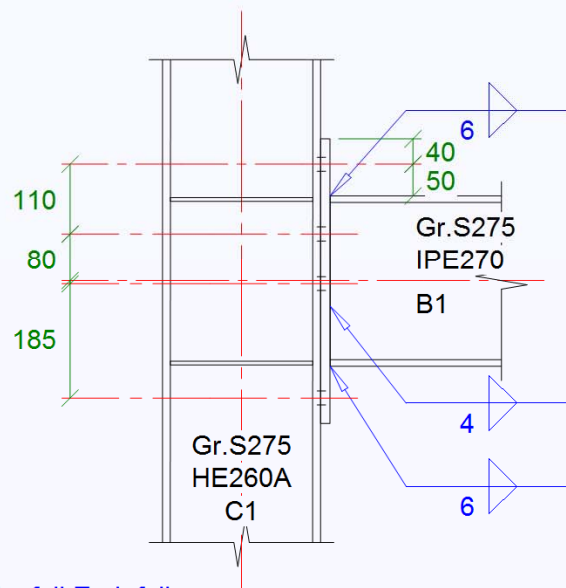
1. Flexural yield capacity ignoring section slenderness.

CRITICAL LIMIT STATE . . . Web bolt bearing strength
 UTILIZATION RATIO 47%
 STRENGTH RATIO 2,133 Pass

ΔΟΚΟΣ-ΠΛΑΤΑΚΙ

CONNECTION: DOKOSPATARISTYLOS - Bolted Moment End Plate

End plate: 180x15x450 Gr.S275
 Flange weld: 6 FW/560 - Web weld: 4 FW/560
 Bolts: 8 x M20 8.8/S/N in 2 cols. at 100 gauge



Stiffeners:
 Top: 120x6x225 Gr.S275 - Weld=4 FW/560 Side=full End=full
 Web doubler one side: 193x8x238 Gr.S275 CJPGW all around
 Btm.: 120x6x225 Gr.S275 - Weld=4 FW/560 Side=full End=full

Connection: DOKOSPATARISTYLOS
 Type: Bolted Moment End Plate
 A - End plate square to beam
 Country: Europe

Units: SI metric
Design code: ANSI/AISC 360 (LRFD)

Beam 1: Mark=B1 Section=IPE270 Grade=S275 Angle= 0.00 °
d = 270 mm Root rad. = 15 mm Fyf = 275 N/mm²
b = 135 mm Area = 4590 Fyw = 275 N/mm²
tf = 10 mm Sx = 429000 Fu = 430 N/mm²
tw = 7 mm Zx = 484000
.Section moment strength 119,8 kN.m Note
1
.Section shear strength 294,0 kN A360
(G2-1)
.Section tension strength 1136,0 kN
.Section compression strength . . 1136,0 kN A360
E7

Column: Mark=C1 Section=HE260A Grade=S275
d = 250 mm Root rad. = 24 mm Fyf = 275 N/mm²
b = 260 mm Area = 8680 Fyw = 275 N/mm²
tf = 13 mm Sx = 836000 Fu = 430 N/mm²
tw = 8 mm Zx = 920000
.Section moment strength 227,7 kN.m Note
1
.Section shear strength 309,4 kN A360
(G2-1)
.Section compression strength . . 2148,3 kN A360
E7

End plate:
450x180x15 Gr./Fy/Fu=S275/275/430MPa
Beam to end plate angle 90,00 °

End plate welds:
6 FW/560MPa flanges.
4 FW/560MPa web.

Bolts:
6 x M20 8.8/S/N top flange, 100 gauge.
2 x M20 8.8/S/N btm. flange, 100 gauge.

Stiffeners: Gr./Fy/Fu=S275/275/430MPa Welds fu=560MPa
 2/120 x6 top, 4 FW and across ends.
 2/120 x6 btm., 4 FW and across ends.

Web doubler plates:
 238x193x8 Gr./Fy/Fu=S275/275/430MPa
 No. web doubler plates 1
 Weld CJPBW/560MPa all around.

BILL OF MATERIALS

Plates:

1 no. - 450x180x15 Grade=S275 9,5 kg
 4 no. - 225x120x6 Grade=S275 5,1 kg
 1 no. - 238x193x8 Grade=S275 2,9 kg
 Total mass of plates 17,5 kg

Bolts:

8 no. - M20 8.8/S/N x 70 long 3,7 kg

Welds:

540 mm - FW 6 fu=560MPa 0,1 kg
 3739 mm - FW 4 fu=560MPa 0,2 kg
 476 mm - CJPBW 8x8x85% fu=560MPa 0,2 kg
 386 mm - CJPBW 8x8x100% fu=560MPa 0,2 kg
 Total mass of welds 0,7 kg

MINIMUM ACTION CHECK

(Minima are based on section capacity, not member capacity.)

Specified minimum design actions:

Bending 50% of \mathbb{M}_s (119,8) = 59,9 kN.m

Shear 0% of \mathbb{V}_s (294,0) = 0,0 kN
 40,0 kN

Tension 0% of \mathbb{N}_s (1136,0) = 0,0 kN

Compression 0% of \mathbb{N}_c (1136,0) = 0,0 kN

NOTE: Input design actions are not automatically increased if they are less than

the specified minimum actions. Minimum actions may be set in any load case.

This check warns if any design action is less than the specified minimum

for all load cases.

INPUT DESIGN ACTIONS

Beam 1: Moment, M_u 85,0 kN.m
Shear, V_u 50,0 kN
Axial, P_u 0,0 kN
Column: Shear, V_{uc} 0,0 kN
Compression, P_{uc} 0,0 kN

SECTION ANALYSIS RESULT

Simplified analysis:

Beam 1... $P_{uft} = 327,2t$ $P_{ufc} = 327,2c$
 $P_{uwt} = 0,0$ $P_{uwc} = 0,0$
 $M_{uw} = 0,00$
 $V_{uw} = 50,0$

Elastic analysis:

Beam 1... $P_{uft} = 278,8t$ $P_{ufc} = 278,8c$
 $P_{uwt} = 0,0$ $P_{uwc} = 0,0$
 $M_{uw} = 12,6$
 $V_{uw} = 50,0$

Plastic analysis:

Beam 1... $P_{uft} = 262,7t$ $P_{ufc} = 262,7c$
 $P_{uwt} = 0,0$ $P_{uwc} = 0,0$
 $M_{uw} = 16,7$
 $V_{uw} = 50,0$

NOTE: Simplified analysis results used.

BOLT ARRANGEMENT

6-Bolt 2/4 Extended End Plate

Connection checked for tension at top flange.

Using AISC/ASI model...

Ref. 18: Steel Design Guide 16 (SDG16)

Flush and Extended Multiple Row Moment End Plate Connections

T.M. Murray & W.L. Shoemaker - AISC - 2002

Ref. 19: Steel Design Guide 4 (SDG4)

Extended End Plate Moment Connections - Seismic and Wind Applications

T.M. Murray & E.A. Sumner - AISC - 2004

Ref. 43: Design Guide 12 - Bolted End Plate to Column Moment Connections (DG12)

T.J. Hogan & N. van der Kreek - ASI - 2009

GEOMETRY CHECKS...

CHECK 1 - Detailing Requirements:

Bolt UTS	830	⌈	800	Yes
End plate width, bi	180	⌈	148	Yes
	180	⌈	186	Yes
	180	⌈	285	Yes

NOTE: Clearances should be checked in virtual reality view.

DESIGN STRENGTH CHECKS...

	Utilization ratio	ööööööÅ
	Required strength	Å
	Design strength	
		Reference
		YYYYYYYYYYYYYYY

Section Bending/Axial:

Flange tension yield strength	340,8	⌈	Pu _{ft} = 262,7	77%
Pass Manual p.53				
Flange tension rupture strength	444,1	⌈	Pu _{ft} = 262,7	59%
Pass				
Flange compression strength	340,8	⌈	Pu _{ft} = 262,7	77%
Pass				

CHECK 2 - Flange Welds:

Flange width	135 mm			
Total fillet weld length	263 mm	SDG4		
p.38				
For 6 FW/560MPa both sides...				
NOTE: Using 50% directional strength increase.		A360		
(J2-5)				
Fillet weld strength	1,604 kN/mm			
Flange fillet weld tension strength	422,4	⌈	Pu _{ft} = 327,2	77%
Pass				

Flange fillet weld compression strength . . 422,4 τ Pufc = 327,2 77%
Pass

CHECK 3 - Web Welds:

Web shear force 50,0 kN
Web axial force 0,0 kN
Web bending moment 0,00 kN.m
Length of web weld 250 mm

NOTE: This check uses method from AISC SDG 16 (Ref. 18).

Length for shear resistance . . . 125 mm

For 4 FW/560MPa both sides...

Web fillet weld shear strength (2 sides) . 177,9 τ Vu = 50,0 28%
Pass

End plate design moment, Mueq . . 85,0 kN.m

Section moment strength 119,8 kN.m

Beam moment utilization ratio . . 71%

Beam web axial strength 1,633 kN/mm

_ Web weld design force 1,159 kN/mm

NOTE: Using 50% directional strength increase. A360
(J2-5)

Fillet weld strength 1,069 kN/mm

Web fillet weld axial strength (2 sides) . 2,138 τ puw = 1,159 54%
Pass

CHECK 4 - Bolts at Tension Flange:

Single bolt tension strength . . 146,1 kN A360-
T:J3.2

No. bolts effective at flange . . 6

Sum of bolt lever arms 645 mm

End plate design moment, Mueq . . 85,0 kN.m

Tension bolt moment strength, \perp Mnp 188,4 τ Mueq = 85,0
45% Pass

CHECK 5 - Bolts in Shear:

Total shear resisted by bolts . . 50,0 kN

Single bolt shear strength . . . 87,7 kN A360-
T:J3.2

No. bolts effective in shear . . 2

Bolt shear strength, $\frac{1}{2} R_n$ 175,3 τ $V_b = 50,0$ 29% Pass
SDG4 (3.17)
End plate bolt bearing strength, $\frac{1}{2} R_n$. . . 464,4 τ $V_b = 50,0$ 11%
Pass SDG4 (3.18)

CHECK 6 - End Plate in Bending:

End plate design moment, M_{ueq} . . . 85,0 kN.m
Yield line parameter, Y_p 1777 mm
End plate yield strength, $\frac{1}{2} M_{pl}$ 99,0 τ $M_{ueq} = 85,0$ 86%
Pass
Bolt moment strength, $\frac{1}{2} M_{bt}$. . . 188,4 kN.m
_ No prying strength, M_{min} . . . 209,1 kN.m
_ End plate no prying thickness . 22 mm SDG4
(3.10)
Is plate strong enough for no prying? . . . 99,0 τ 209,1 No
_ Bolt prying does occur.
Single bolt tension strength . . 146,1 kN A360-
T:J3.2
Specified minimum tension 0,0 kN
Assumed tension, T_b 68,2 kN SDG16
p.31
Bolt max. prying force, $Q_{max,i}$. 26,8 kN SDG16
p.31
Bolt max. prying force, $Q_{max,o}$. 26,8 kN SDG16
p.31
Bolt rupture strength (prying) 143,8 τ $M_{ueq} = 85,0$ 59%
Pass
Prying factor 0,22 Informative
Bolt efficiency 76% Informative

CHECK 7 - End Plate in Shear:

Horiz. shear 109,1 kN
Horiz. shear yield strength, $\frac{1}{2} R_n$ 445,5 τ $V_{uh} = 109,1$ 24%
Pass SDG4 (3.12)
Horiz. shear rupture strength, $\frac{1}{2} R_n$ 383,1 τ $V_{uh} = 109,1$ 28%
Pass SDG4 (3.13)

CHECK 8 - End Plate Stiffener:

No stiffener.

CHECK 9 - End Plate Stiffener Welds:
No stiffener.

COLUMN-SIDE CHECKS...

Ref. 19: Steel Design Guide 4 (SDG4)

Extended End Plate Moment Connections - Seismic and Wind Applications

T.M. Murray & E.A. Sumner - AISC - 2004

CHECK 10/16 - Unstiffened Column Flange Bending at Beam Tension Flange:

NOTE: This capacity is required for checking stiffeners.

Using method from AISC SDG 4 (Ref.19)...

End plate design moment, M_{ueq} . . . 85,0 kN.m

Yield line parameter, Y_c 2489 mm

Col. flange no prying thickness . . . 18 mm SDG4

(3.20)

Column flange strength 96,3 kN.m

Equivalent flange force, $\perp R_n$. . . 370,5 kN SDG4

(3.22)

End plate design moment, M_{ueq} . . . 85,0 kN.m

No prying strength, M_{min} 209,1 kN.m

Unstiffened col. flange strength, $\perp M_{cf}$. . . 96,3 $\perp M_{ueq} = 85,0$ 88%

Pass Informative

_ Tension flange stiffeners may not be required.

CHECK 11 - Unstiffened Column Web Yielding at Beam Tension Flange:

NOTE: This capacity is required for checking stiffeners.

Unstiffened col. web yield strength, $\perp R_n$. . . 559,4 $\perp P_{uft} = 327,2$ 58%

Pass Informative

_ Tension flange stiffeners may not be required.

CHECK 12 - Unstiffened Column Web Yielding at Beam Compression Flange:

NOTE: This capacity is required for checking stiffeners.

Unstiffened col. web yield strength, $\perp R_n$. . . 559,4 $\perp P_{ufc} = 327,2$

58% Pass Informative

_ Compression flange stiffeners may not be required.

CHECK 13 - Unstiffened Column Web Crippling at Beam Compression Flange:

NOTE: This check not required with compression flange stiffeners.

Column web crippling strength, ϕR_n 417,1 τ $P_{ufc} = 327,2$ 78%

Pass Informative

_ Compression flange stiffeners may not be required.

CHECK 14 - Unstiffened Column Web Buckling at Beam Compression Flange:

NOTE: This check not required with compression flange stiffeners.

Column web buckling strength, ϕR_n 381,8 τ $P_{ufc} = 327,2$

86% Pass Informative

_ Compression flange stiffeners may not be required.

CHECK 15/21 - Unstiffened Column Web Panel in Shear:

Web doubler thickness 8 τ 8 Yes

Total web doubler thickness 8 mm

Column nominal axial capacity, P_y 2776,4 kN Note
4

Ratio P_u/P_y 0,00

Column web panel shear 327,2 kN

Column web panel shear strength, ϕR_v 488,7 τ $V_{up} = 327,2$
67% Pass SDG13 2.2-1

CHECK 22 - Transverse Stiffeners at Beam Tension Flange:

Stiffener width 120 τ 64 Yes

120 τ 126 Yes

Stiffener effective width 105 mm

Stiffener thickness 6,0 τ 5,1 Yes

Column flange strength, ϕR_{ft} . . . 370,5 kN

Column web yield strength, ϕR_{wt} . . . 559,4 kN

_ Unstiffened column strength . . . 370,5 kN

Flange tension 327,2 kN

_ Check of stiffeners not required.

CHECK 22A - Stiffened Column Flange Bending at Beam Tension Flange:

Using method from AISC SDG 4 (Ref.19)...

Yield line parameter, Y_{cs}	3637 mm		
Col. flange no prying thickness	15 mm		SDG4
(3.20)			
Column flange strength	140,6 kN.m		
End plate design moment, M_{ueq}	85,0 kN.m		
Stiffened col. flange strength, $\frac{M_{cfs}}{M_{ueq}}$	140,6	\geq	85,0 60%
Pass			
No prying strength, M_{min}	209,1 kN.m		
Is col. flange strong enough for no prying?	140,6	\geq	209,1 No
_ Bolt prying does occur.			
Single bolt tension strength	146,1 kN		A360-
T:J3.2			
Specified minimum tension	0,0 kN		
Assumed tension, T_b	68,2 kN		SDG16
p.31			
Bolt max. prying force, $Q_{max,i}$	33,9 kN		SDG16
p.31			
Bolt max. prying force, $Q_{max,o}$	33,9 kN		SDG16
p.31			
Bolt rupture strength (prying)	138,2	\geq	$M_{ueq} = 85,0$ 61%
Pass			
Prying factor	0,30		Informative
Bolt efficiency	73%		Informative

CHECK 23 - Transverse Stiffeners at Beam Compression Flange:

Stiffener width	120	\geq	64	Yes
	120	\geq	126	Yes
Stiffener thickness	6,0	\geq	5,1	Yes
Stiffener side weld	195	\geq	175	Yes
Column web yield strength	559,4 kN			
Column web crippling strength	417,1 kN			
Column web buckling strength	381,8 kN			
_ Unstiffened column strength	381,8 kN			
Flange compression	327,2 kN			
_ Check of stiffeners not required.				

CHECK 24 - Diagonal Shear Stiffeners:

No diagonal shear stiffeners.

NOTES:

1. Flexural yield capacity ignoring section slenderness.
4. Compression yield capacity of section ignoring slenderness.

CRITICAL LIMIT STATE . . . End plate yield strength, \perp Mpl
UTILIZATION RATIO 86%
STRENGTH RATIO 1,164 Pass

ΤΕΓΙΔΕΣ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΕΓΙΔΩΝ ΟΡΟΦΗΣ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ

Η ανάλυση-διαστασιολόγηση της τεγίδας γίνεται βάσει της θεωρίας της συνεχούς δοκού:

Ίδιο βάρος επιστεγάσματος	150	(N/m ²)
Ίδιο βάρος τεγίδων	45,2	(N/m)
Φορτίο χιονιού	400	(N/m ²)
Κλίση στέγης	6	(μοίρες)
Αποστάσεις στύλων (φατνώματα)	5	(m)
Αποστάσεις τεγίδων μεταξύ τους	2	(m)

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης προκύπτει ως ακολούθως:

Sd 1.666 (N/m)(Ultimate Limit State)

Από την ανάλυση της φόρτισης Sd στους άξονες y & x της τεγίδας αντίστοιχα, προκύπτει ότι:

Sd(y) 1.657 (N/m)

Sd(x) 174 (N/m)

Οι μέγιστες ροπές ανοιγμάτων της τεγίδας και στους δύο άξονες προκύπτουν ως ακολούθως:

Md(y)27.197 (N*cm)

Md(x)517.782 (N*cm)

Χαρακτηριστικά τεγίδας:

Τύπος τεγίδας Z 155-2.0

Για ποιότητα χάλυβα C 320: f_y 32.000 (N/cm²)

E 21.000.000 (N/cm²)

W_x(cm³) W_y(cm³) I_x(cm⁴) I_y(cm⁴)

27,68 6,84 210,92 41,18

Οι ροπές αντοχής της τεγίδας και στους δύο άξονες υπολογίζονται παρακάτω:

Mr(y) 218.880 (N*cm) Απόδοση:

0,709
Mr(x) 885.760 (N*cm)

Τελικός έλεγχος επάρκειας τεγίδας: OK

Έλεγχος βέλους κάμψης τεγίδας

Ο συνδυασμός φόρτισης για τον έλεγχο της κατακόρυφης απόκλισης δίνει:

Sδ 1.190,40 (N/m) (Serviceability Limit State)

Ο έλεγχος γίνεται στο μέσον του ανοίγματος μεταξύ δύο στηρίξεων:

δ_{\max} 2,19 (cm)

Επιτρεπόμενη τιμή βέλους κάμψης 3,33 (cm)

Τελικός έλεγχος: OK

ΜΗΚΙΔΕΣ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΗΚΙΔΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΗΣ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ

Η ανάλυση-διαστασιολόγηση της μηκίδας γίνεται ως αμφιέριστης δοκού:

Ίδιο βάρος επιστεγάσματος (N/m²)

Ίδιο βάρος μηκίδων 45,7 (N/m)

Φορτίο ανέμου 800 (N/m²)

Αποστάσεις στύλων (φατνώματα) 5 (m)

Αποστάσεις μηκίδων μεταξύ τους 1,7 (m)

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης στον ισχυρό άξονα της μηκίδας, προκύπτει ως ακολούθως:

$S_d(x)$ 2.040 (N/m) (Ultimate Limit State)

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος της μηκίδας στον ισχυρό της άξονα, προκύπτει ως ακολούθως:

$M_d(x)$ 637.500 (N*cm)

Χαρακτηριστικά μηκίδας:

Τύπος μηκίδας C 155-2.0

Για ποιότητα χάλυβα C 320: f_y 32.000 (N/cm²)

E 21.000.000 (N/cm²)

W_x (cm³) W_y (cm³) I_x (cm⁴) I_y (cm⁴)

27,61 6,64 214 25,09

Η ροπή αντοχής της μηκίδας στον ισχυρό της άξονα υπολογίζεται ως παρακάτω:

$M_r(x)$ 883.520 (N*cm) Απόδοση:
0,722

Τελικός έλεγχος επάρκειας μηκίδας: OK

Έλεγχος βέλους κάμψης μηκίδας

Ο συνδυασμός φόρτισης για τον έλεγχο της κατακόρυφης απόκλισης δίνει:

Sδ 1.360,00 (N/m) (Serviceability Limit State)

Ο έλεγχος γίνεται στο μέσον του ανοίγματος μεταξύ δύο στηρίξεων:

δ_{max} 2,46 (cm)

Επιτρεπόμενη τιμή βέλους κάμψης 3,33 (cm)

Τελικός έλεγχος: OK