



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Μεταλλικού Τετραώροφου Κτιρίου Γραφείων με  
Συνδέσμους Δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ανδρομάχη Ζήκου

Επιβλέπων : Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/13

Ζήκου Α.Γ. (2016)

Σχεδιασμός μεταλλικού τετραώροφου κτιρίου γραφείων με συνδέσμους δυσκαμψίας

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/13

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Zikou A.G. (2016)

Design of a four-storey steel office building with concentric bracings

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/13

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	5
Ευχαριστίες.....	7
1.Εισαγωγή.....	8
2.ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΚΑΙ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	12
2.2 Συνδέσεις δοκών υποστηλωμάτων.....	14
2.3 Συστήματα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας.....	15
2.4 Κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι.....	17
3.ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ..	18
3.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής.....	18
3.2 Δράσεις επί της κατασκευής.....	21
3.3 Δράσεις ανέμου.....	23
3.4 Σεισμικές δράσεις.....	31
3.5 Οριακές καταστάσεις.....	36
3.6 Αντοχή διατομών.....	37
4.ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	
4.1 Ανάλυση φορέα με το Sofistik.....	42
4.2 Προσομοίωση φορέα.....	42
4.3 Στατική ανάλυση.....	43
4.4 Κύριες δοκοί.....	63
4.5 Δευτερεύουσες δοκοί.....	63
4.6 Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων κατά τη διεύθυνση y.....	64
4.7 Έλεγχος υποστηλωμάτων.....	66

## 5. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ

5.1 Έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας .....	72
5.2 Έλεγχος υποστηλωμάτων .....	72
5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	73
5.4 Υπολογισμός drift ορόφων.....	75

## 6. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

6.1 Εισαγωγή.....	77
6.2 Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων.....	78
6.3 Κόμβοι δοκών υποστηλωμάτων.....	81
6.4 Έδραση υποστηλώματος.....	82
6.5 Σύνδεση κύριας δοκού-υποστηλώματος.....	84
6.6 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας.....	88
Αποτελέσματα.....	92
Βιβλιογραφία.....	93

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2016/13

**Σχεδιασμός μεταλλικού τετραώροφου κτιρίου γραφείων με  
συνδέσμους δυσκαμψίας**

Ζήκου Α.Γ. ( Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

**Περίληψη**

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μόρφωση και η διαστασιολόγηση ενός τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων. Το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος με φέροντα οργανισμό από χάλυβα . Η επίλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του λογισμικού Sofistik 2014, ενώ ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα με το Steel Connections. Η εργασία αποτελείται από τα εξής κεφάλαια:

Στο **πρώτο κεφάλαιο** αναφέρεται επιγραμματικά η εξέλιξη της χρήσης του χάλυβα στις μεταλλικές κατασκευές.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** περιγράφεται η διαμόρφωση του στατικού φορέα, τα δομικά στοιχεία και ο ρόλος τους.

Στο **τρίτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα υλικά,τα φορτία που καταπονούν το φορέα,οι συντελεστές ασφαλείας,καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα αποτελέσματατης ανάλυσης των στοιχείων του φορέα και ο έλεγχός τους στη οριακή κατάσταση αστοχίας.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** γίνεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου.

Στο **έκτο κεφάλαιο** περιγράφεται ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα και συγκεκριμένα η σύνδεση κυρίας δοκού–υποστηλώματος,κύριας δοκού και διαδοκίδας,καθώς και η έδραση του υποστηλώματος, ενώ στο **έβδοομο** τα αποτελέσματα που προέκυψαν.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS

EMK ΔE 2016/13

**Design of a four-storey office steel building with concentric bracings**

Zikou A.G. (supervised by Raftoyiannis I.)

**Abstract**

This diploma thesis object is to design and analyze a four- storey office steel building. The analysis was performed by Sofistik Software (v2014), whereas the connection of steel members by Steel Connections.

The paper consists of seven chapters , the description of which is given below:

In the **first chapter** there is a brief report of the evolution of steel as a building material.

In the **second chapter** are described the structural elements of the building and their role.

In the **third chapter** are presented the materials and their general properties, as well as the definition of actions and load combinations.

The **fourth chapter** contains the results of sufficiency of the structural elements in the ultimate limit state.

The **fifth chapter** presents the dynamic analysis of the structure.

In the **sixth chapter** are tested the steel connections between main beam-secondary beam, main beam-column and column base.

In the **seventh chapter** are mentioned the results of this diploma thesis.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη για την καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της διπλωματικής εργασίας.

Θερμές ευχαριστίες οφείλονται και στον κ. Ανδρέα Γκισάκη για τη συμβολή του στην κατανόηση του λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε.

Και οπωσδήποτε, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου, που μου εμφύσησαν περισσότερο από οποιονδήποτε άλλον την αγάπη προς την επιστήμη. Η διπλωματική αυτή, ως καταστάλαγμα πολύχρονων κόπων και αναζητήσεων, τους ανήκει.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η χρήση του σιδήρου ως δομικού υλικού ξεκινά το 1779 με την γέφυρα Ironbridge στη Βρετανία, ανοίγματος 33 μ., όπου ενδιαφέρουσες είναι οι περίτεχνες λεπτομέρειες, τόσο των μελών όσο και των συνδέσεων.

Ταξιδεύοντας στις χώρες της Ευρώπης συναντά κανείς σιδηρές κατασκευές του δεκάτου ενάτου αιώνα, όπου ο σίδηρος αποτελεί το βασικό υλικό για την κατασκευή σιδηροδρομικών σταθμών, γεφυρών, εργοστασίων.

Χαρακτηριστικός τύπος έργων εκείνης της περιόδου είναι οι σιδηρένιες οροφές κλειστών διαδρόμων στα κέντρα των πόλεων, όπως η Galleria Vittorio Emanuele στο Μιλάνο και η Gallerie St. Hubert στις Βρυξέλες.

Με την ανάπτυξη της τεχνολογίας ο σίδηρος δίνει τη θέση στο χάλυβα, του οποίου οι μέθοδοι παραγωγής αναπτύσσονται συνεχώς, όπως και οι ποιότητές του, περνώντας από το συνήθη μαλακό ανθρακούχο χάλυβα (S235) σε χάλυβες με υψηλότερα μηχανικά χαρακτηριστικά (S355, S460, S690).

Επιπλέον, αναπτύχθηκαν χάλυβες με πρόσθετα χαρακτηριστικά, όπως η ανθεκτικότητα σε διάβρωση, δυσθραυστότητα κ.α.

Από άποψη συνδέσεων, οι πρώτες σιδηρές κατασκευές περιείχαν μεγάλο αριθμό ήλων, που ήταν το μοναδικό μέσο σύνδεσης των ελασμάτων μεταξύ τους. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα οι επιφάνειες των κατασκευών να είναι διάσπαρτες από τις κεφαλές των ήλων. Μολονότι ο τρόπος αυτός σύνδεσης ήταν χρονοβόρος και δαπανηρός κυριάρχησε τόσο σε συνήθη, όσο και σε μεγάλα έργα.

Η ανάπτυξη της τεχνικής των συγκολλήσεων συνέβαλε σε μεγάλο βαθμό στην εξέλιξη των συνδέσεων, αφού συνδέει τα ελάσματα με γρήγορο και οικονομικό τρόπο. Η τεχνική αυτή δημιουργεί νέες μορφές φορέων, όπως η μετάβαση από το δικτύωμα στον ολόσωμο φορέα στα κτίρια από χάλυβα.

Παράλληλα, εμφανίστηκαν οι κοχλίες υψηλής αντοχής, που μπορούσαν να προενταθούν και να δημιουργήσουν συνδέσεις αυξημένης δυσκαμψίας, ικανές να δέχονται δυναμικές καταπονήσεις.

Αναφορικά με τις διατομές, υπάρχουν οι τυποποιημένες διατομές (HEA, HEB, IPE.L, κ.α) και τα επίπεδα ελάσματα. Ευρεία εφαρμογή έχουν και οι κλειστές κοίλες διατομές,

κυκλικού, τετραγωνικού και ορθογωνικού σχήματος. Η χρήση τους έχει πλέον γενικευθεί και οι κατασκευές (tubular structures) χαρακτηρίζονται από σημαντικά στατικά πλεονεκτήματα, όπως η μεγάλη δυστρεψία, η γεφύρωση μεγάλων ανοιγμάτων.





**1.1.Γέφυρα Ironbridge**



**1.2.Galleria St.Hubert,Bruxeles**



**1.3. Galleria Vittorio Emanuele , Milan**



**1.4. King's cross station, London**





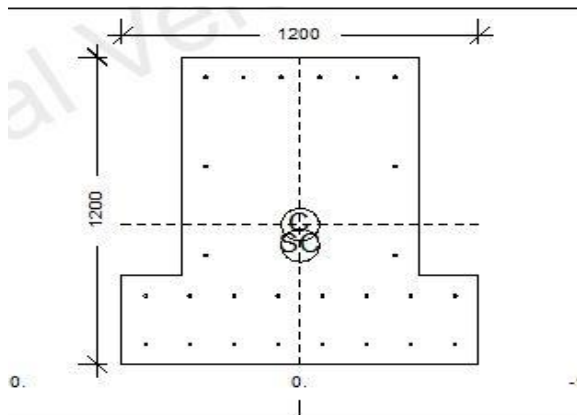
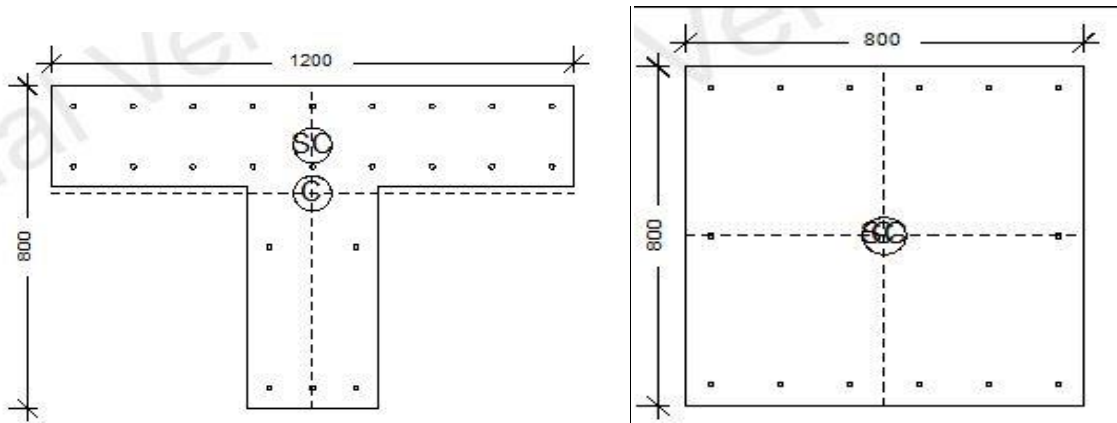
**1.5. Heydar Aliyev cultural center, Baku**



**1.6. Regium waterfront**

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΚΑΙ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει τον σχεδιασμό ενός τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστηλώματα, μεταλλικές δοκούς. Μετά τη σχεδίαση θα τοποθετηθούν κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας που θα παραλαμβάνουν κάθε είδους οριζόντια φορτία. Το υπόγειο, που μορφώνεται από σκυρόδεμα, έχει ύψος 3.5m, το ισόγειο 5m, ενώ οι υπόλοιποι ορόφοι 4 m. Τα τοιχεία του υπογείου έχουν πλάτος 0.3m και από υποστηλώματα διατομής 0.8×0.8m. Η πλάκα οροφής είναι κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C20/25, πάχους 0.25m, ενώ η πλάκα θεμελίωσης 0.9m. Οι δοκοί της οροφής είναι μορφής πλακοδοκού με πλάτος κορμού 0.3m, ύψος 0.8m και συνεργαζόμενο πλάτος 1.2m.



## 2.1 Στατικό σύστημα-Δομικά στοιχεία

.Οι βάσεις των υποστηλωμάτων είναι αρθρωμένες στη βάση τους. Οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα κύρια γραμμικά στοιχεία του κτιρίου είναι της σειράς **HEB**, εκτός από τις διαδοκίδες ,όπου έχουν τοποθετηθεί διατομές **IPE**.

Το στατικό σύστημα αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία :

- **Πλάκες**

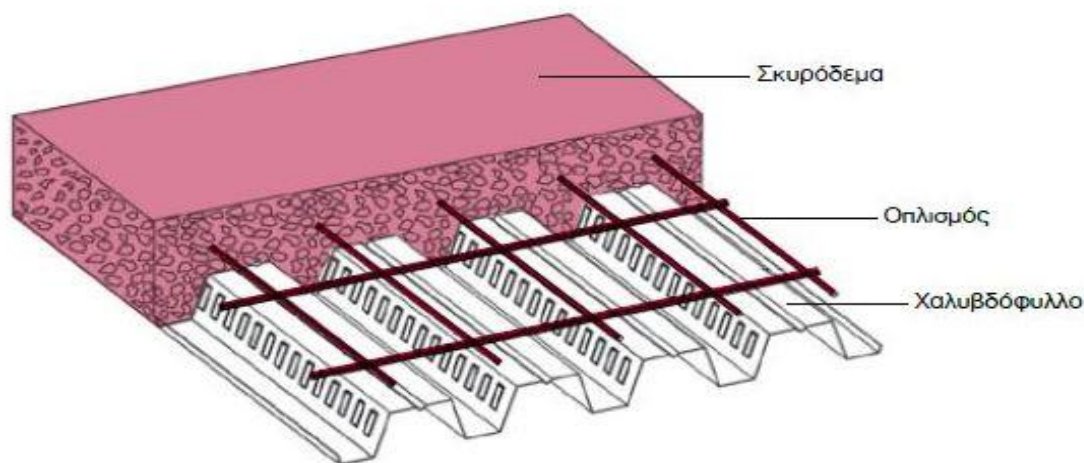
Από στατική άποψη ο ρόλος τους είναι διπλός :

1. Μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων
2. Μεταφορά των οριζόντιων φορτίων(από σεισμικές δράσεις,θερμοκρασιακές μεταβολές) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

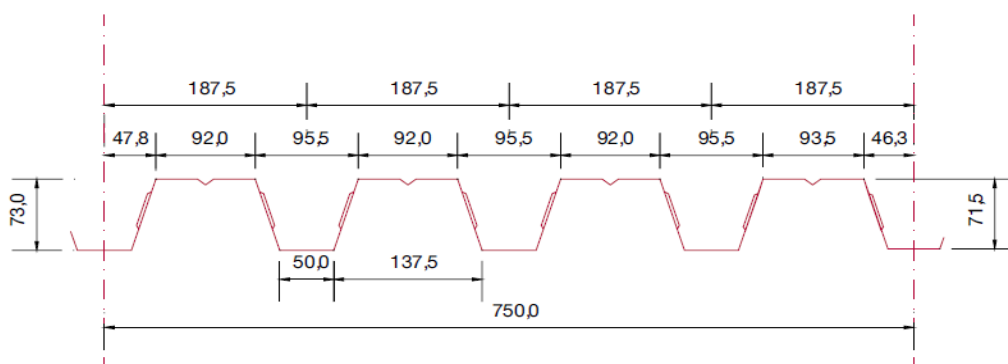
Οι πλάκες τοποθετούνται συνήθως πάνω από τις σιδηροδοκούς ,ωστόσο μπορεί να βρίσκονται εντός του ύψους τους. Πρόκειται για τις πλάκες «χωρίς δοκούς» , όπου οι δοκοί δεν φαίνονται, επειδή είναι ενσωματωμένες στο σκυρόδεμα.

- **Σύμμικτες πλάκες**

Αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα.Τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης. Στη φάση λειτουργίας συνεργάζεται με το σκυρόδεμα,όπου μαζί λειτουργούν ως σύμμικτες πλάκες. Οι επιφάνειες των χαλυβδόφυλλων δεν είναι λείες, αλλά φέρνουν αυλακώσεις. Η χρήση τέτοιων πλακών αυξάνει την ταχύτητα ανέγερσης. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως αμφιέριστα ή ως συνεχή στοιχεία.



2.1 Σύμμικτη πλάκα



Εικόνα 2.2 Γεωμετρικά στοιχεία χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m <sup>2</sup> )	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm <sup>2</sup> /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Εικόνα 2.3 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά

### • Κύριες δοκοί

Στηρίζονται στα υποστηλώματα και έχουν ανοίγματα κυμαινόμενα από 5 έως 18 m. Η διατομή τους είναι μορφής I, ελατή ή συγκολλητή, απλής ή διπλής συμμετρίας. Οι αυλακώσεις των χαλυβδόφυλλων είναι παράλληλες στις κύριες δοκούς και κάθετες στις δευτερεύουσες.

Οι κύριες δοκοί τοποθετούνται μεταξύ των υποστηλωμάτων, με τα οποία συνδέονται στα άκρα τους. Μπορεί να έχουν σύμμικτη λειτουργία ή να είναι απλές χαλύβδινες διατομές.

Αυτό συμβαίνει όταν η πλευρική ευστάθεια του φορέα εξασφαλίζεται με πλαισιακή λειτουργία και το πλαίσιο καταπονείται από σεισμικές δράσεις.

Εδώ το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος μειώνεται λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, οπότε λαμβάνεται στην ανάλυση η χαλύβδινη διατομή της δοκού.

- **Δευτερεύουσες δοκοί**

Τα μεταλλικά κτίρια έχουν μεγαλύτερο κάρναβο από τα κτίρια από σκυρόδεμα. Έτσι, τα ανοίγματα των πλακών και το στατικό τους ύψος θα ήταν μεγάλο αν η έδρασή τους προβλεπόταν επί των κυρίων δοκών όπως συμβαίνει στις πλάκες χωρίς δοκούς.

Στις περισσότερες περιπτώσεις απαιτείται μείωση του ανοίγματος των πλακών, με πρόβλεψη δευτερευουσών δοκών, που εδράζονται πάνω στις κύριες. Συνήθως έχουμε ισοσταθμία μεταξύ κυρίων και δευτερευουσών δοκών, όπου δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, στο οποίο τοποθετείται η πλάκα. Οι κύριες δοκοί και οι δευτερεύουσες έχουν σύμμικτη λειτουργία. Το συνολικό στατικό ύψος ισούται με το ύψος της πλάκας συν το ύψος των κυρίων δοκών. Επίσης οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν πάνω ή κάτω από τις κύριες δοκούς. Η υψομετρική τους διαφορά χρησιμεύει για την τοποθέτηση της πλάκας. Το συνηθέστερο στατικό προσομοίωμα των δευτερευουσών δοκών είναι η αμφιέριστη δοκός. Παραλαμβάνουν μόνο θετικές ροπές και έχουμε πλήρη εκμετάλλευση της σύμμικτης δράσης, το σκυρόδεμα βρίσκεται υπό θλίψη. Η στήριξη στις κύριες δοκούς πραγματοποιείται ως απλή σύνδεση τέμνουσας (μεταβιβάζονται μόνο δυνάμεις στα άκρα).

- **Υποστηλώματα**

Η συνηθέστερη διατομή είναι η Ι, όμως προτιμώνται οι πλατύπελμες διατομές Η από τις υψίκορμες ΙΡΕ επειδή έχουν εξισσοροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Οι διατομές διπλού ταυ επιτρέπουν την ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας μόνο ως προς τη μία διεύθυνση, του ισχυρού άξονα. Για πλαισιακή λειτουργία ως προς τις δύο διευθύνσεις υπάρχει η λύση της σταυροειδούς διατομής, αποτελούμενη από δύο διπλά ταυ.

Όταν θέλουμε αυξημένη αντοχή σε πυρκαγιά σε πλαστιμότητα, τα υποστηλώματα είτε εγκυβωτίζονται σε σκυρόδεμα (κλειστές διατομές), είτε γεμίζονται (κοίλες). Υπόκεινται σε εγκάρσια φορτία (κάμψη) και σε αξονική θλίψη. Οι βάσεις των υποστηλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στη θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή, με προεκτεταμένους κοχλίες και με ελάσματα κορμού και πελμάτων.

## **2.2 Συνδέσεις δοκών – υποστηλωμάτων**

- **Απλές συνδέσεις τέμνουσας**

Παραλαμβάνουν μόνο δύναμη, έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως αρθρώσεις.

- **Άκαμπτες συνδέσεις ροπής**

Παραλαμβάνουν ροπή και δύναμη και λειτουργούν ως οιονεί πακτώσεις.

- **Ημιάκαμπτες συνδέσεις ροπής**

Έχουν ενδιάμεση συμπεριφορά μεταξύ άρθρωσης και πάκτωσης.

### **Απλές συνδέσεις**

Οι συνδέσεις αυτές των δοκών- υποστηλωμάτων διατομής διπλού Ι γίνεται μέσω ελάσματος συγκολλημένο στο υποστήλωμα ή μέσω μετωπικής πλάκας που δεν προεκτείνεται πέρα από τα πέλματα των δοκών με κοχλίες στην περιοχή του κορμού μόνο.

### **Άκαμπτες συνδέσεις ροπής**

Για διατομές τύπου Ι χρησιμοποιούνται μετωπικές πλάκες και κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστηλώματος. Αν απαιτείται μεγαλύτερη αντοχή, για αντισεισμικούς λόγους, μπορεί να προβλεφθεί τοπική ενίσχυση της δοκού στην περιοχή του κόμβου. Η πλαστική άρθρωση θα δημιουργεί στη μη ενισχυμένη διατομή της δοκού, μακριά από τον κόμβο. Η σύνδεση ροπής σε κοίλες διατομές υποστηλωμάτων είναι πιο περίπλοκη, διότι απαιτείται η πρόβλεψη διαφραγμάτων για την καλύτερη μεταφορά της έντασης στα τοιχώματα του υποστηλώματος.

Η απευθείας σύνδεση δεν είναι δυνατή, λόγω της εισαγωγής συγκεντρωμένων δυνάμεων στα λεπτά τοιχώματα του υποστηλώματος, με συνέπειες τη μη δυνατότητα ανάπτυξης της πλήρους δύναμης διαρροής.

### **Ημιάκαμπτες συνδέσεις ροπής**

Εφαρμόζονται σε φορείς χωρίς πλαισιακή λειτουργία που παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Ο συνηθέστερος τρόπος είναι η σύνδεση των πελμάτων της δοκού με γωνιακή συγκολλημένη στα πέλματα του υποστηλώματος. Εφαρμόζονται σε ανοιχτές και κλειστές διατομές. Στη φάση κατασκευής, οι δοκοί βρίσκουν πάτημα στα γωνιακά που μεταφέρουν έκκεντρα την αξονική δύναμη των πελμάτων της δοκού, με αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής της σύνδεσης.

## **2.3 Συστήματα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας**

Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακώ-δοκών-υποστηλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση. Ωστόσο, πρέπει να μεταφέρουν και τις οριζόντιες δυνάμεις που οφείλονται σε άνεμο, σεισμό, κατασκευαστικές ατέλειες. Στα κτίρια από σκυρόδεμα η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με πλαισιακή λειτουργία, λόγω της μονολιθικής σύνδεσης δοκών υποστηλωμάτων.



Στα μεταλλικά κτίρια οι συνδέσεις δοκών-υποστηλωμάτων δεν είναι συνδέσεις ροπής, λόγω του αυξημένου κόστους, αλλά συνδέσεις τέμνουσας, οπότε η πλευρική ευστάθεια του φορέα πρέπει να εξασφαλίζεται με κατάλληλη διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι θα πρέπει να τοποθετούνται σε συμμετρική διάταξη κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου. Έτσι εξασφαλίζεται η πλευρική ευστάθεια και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις και μεγαλύτερη δυστρεψία του κτιρίου.

Η διάταξη των συνδέσμων γίνεται με βάση τις παρακάτω αρχές:

1. Η διάταξη σε κάτοψη να είναι τέτοια ώστε να παραλαμβάνει τις οριζόντιες δυνάμεις και στις δύο κύριες διευθύνσεις

2. Σε κάθε διεύθυνση θα πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, στα οποία να κατανέμεται η οριζόντια δύναμη. Αν σε μια διεύθυνση υπάρχει ένας σύνδεσμος δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και παραλαβής τους από το σύνδεσμο.

3. Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους θα πρέπει να είναι παρόμοια ώστε να μη δημιουργείται πρόβλημα στρέψης.

4. Να τοποθετούνται στην περίμετρο του κτιρίου ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.

5. Η συνέχεια των συνδέσμων να μην διακόπτεται, διότι το κέντρο δυσκαμψίας αλλάζει από όροφο σε όροφο, και θα έχουμε πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.

6. Να επιδιώκεται παρόμοια δυσκαμψία στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Η καταλληλότητα της μόρφωσης του φορέα μπορεί να ελεγχθεί μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης του κτιρίου. Έτσι το κτίριο έχει τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

A) Κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές

B) Συγκέντρωση μεγάλου ποσοστού της ιδιομορφικής μάζας στις πρώτες ιδιομορφές (ο φορέας ταλαντώνεται ως σύνολο)

### **Πλαίσια**

Λειτουργούν μέσω κάμψης των υποστηλωμάτων και δοκών. Στα πλαίσια κυρίαρχη σημασία έχει η διαμόρφωση των κόμβων δοκών-υποστηλωμάτων, μέσω των οποίων γίνεται η μεταφορά των ροπών από τις δοκούς στα υποστηλώματα, ως κόμβων ροπής.

Ανάλογα με τη διάταξη τους στην κάτοψη του κτιρίου, διακρίνονται σε:

### **1) Χωρικά πλαίσια**

Η πλαίσιακή λειτουργία υπάρχει σε όλους τους κόμβους του κτιρίου, ο φορέας είναι ένα τρισδιάστατο χωρικό πλαίσιο. Βασικό πλεονέκτημά τους είναι η αυξημένη υπερστατικότητα και η δυνατότητα ανακατανομής της έντασης σε περίπτωση ανελαστικής συμπεριφοράς.

Μειονέκτημά τους είναι η διαμόρφωση κόμβων ροπής και στους δύο κύριους άξονες των υποστηλωμάτων. Γι' αυτό τα υποστηλώματα αποτελούνται από κοίλες διατομές, που έχουν παρόμοιες στατικές ιδιότητες στις δύο κύριες διευθύνσεις.

### **2) Περιμετρικά πλαίσια**

Η πλαίσιακή λειτουργία πραγματοποιείται μόνο στη περίμετρο του κτιρίου, με συνδέσεις ροπής μόνο μεταξύ δοκών και υποστηλωμάτων περιμετρικών.

Οι συνδέσεις δοκών-υποστηλωμάτων στο εσωτερικό του κτιρίου είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας. Η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται από τα περιμετρικά πλαίσια, ενώ στο εσωτερικό παραλαμβάνονται μόνο κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Τα οριζόντια φορτία μεταφέρονται στην περίμετρο του κτιρίου μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών στις διάφορες στάθμες.

Τα εσωτερικά υποστηλώματα είναι συνεχή καθ' ύψος του κτιρίου και λειτουργώντας ως πρόβολοι, προσφέρουν δυσκαμψία και αντοχή σε προχωρημένα στάδια καταπόνησης.

## **2.4 Κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι**

Παραλαμβάνουν την ένταση μέσω αξονικών δυνάμεων των μελών τους. Στους συνδέσμους Χενεργή είναι μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος. Για κτίρια σε σεισμικές περιοχές ο κανονισμός προβλέπει:

- 1) Τα στοιχεία απορρόφησης της ενέργειας είναι οι ράβδοι δικτύωσης, που διαστασιολογούνται στην ΟΚΑ και πρέπει να ικανοποιούν ορισμένες συνθήκες ολκιμότητας.
- 2) Οι δοκοί, τα υποστηλώματα και οι συνδέσεις συμπεριφέρονται οιονει ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ,ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ**

### **3.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής**

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κτιριακών έργων. Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι **S235**.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα είναι:

- 1) **Μεγάλη αντοχή**, που οδηγεί σε λεπτές διατομές, οικονομία χώρου,ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση.
  - 2) **Ομοιογένεια υλικού**, τα χαρακτηριστικά του είναι σταθερά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού,γεγονός που εξασφαλίζει την ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής.
  - 3) **Μονιμότητα**. Τα χαρακτηριστικά του είναι αμετάβλητα στο χρόνο, εφόσον παρέχεται και κατάλληλη συντήρηση.
  - 4) **Ελαστικότητα**. Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις.
  - 5) **Ολκιμότητα**. Είναι η ικανότητα του χάλυβα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις,χωρίς να αστοχεί. Η ολκιμότητα στο χάλυβα επιτρέπει την ανάπτυξη τοπικής διαρροής σε σημεία όπου εμφανίζεται συγκέντρωση υψηλών τάσεων από τα φορτία σχεδιασμού,με αποτέλεσμα την ανακατανομή της έντασης και την πρόληψη πρόωρης αστοχίας. Εάν η κατασκευή υπερφορτισθεί,οι μεγάλες παραμορφώσεις λόγω της ολκιμότητας,είναι ορατές και μπορεί να γίνει πρόβλεψη αστοχίας.
  - 6) **Ταχύτητα εξέλιξης**
  - 7) **Μικρό βάρος χαλύβδινων κατασκευών**,συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις. Έχει την ικανότητα να αναπτύσσει σημαντικέςπλαστικές παραμορφώσειςκαι να απορροφα σημαντική ενέργεια.
  - 8) **Ευχέρεια διάνοιξης οπών**, για διέλευση καναλιών κλιματισμού.
- Μειονεκτήματα
    - 1) **Ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες** και ανάγκη λήψης μέτρων πυροπροστασίας.
    - 2) **Ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας**,που οδηγεί σε αύξηση του υλικού που θα χρησιμοποιηθεί σε θλιβόμενα στοιχεία για την αποτροπή του λυγισμού.
    - 3) **Ευαισθησία έναντι κόπωσης**.

No. 1 S 235 (EN 1993)

Young's modulus	E	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Safetyfactor		1.00	[-]
Poisson ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	235.00	[MPa]
Shear modulus	G	80769	[N/mm <sup>2</sup> ]	Compressive yield	fyc	235.00	[MPa]
Compression modulus	K	175000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tensile strength	ft	360.00	[MPa]
Weight	γ	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	Compressive strength	fc	360.00	[MPa]
Density	ρ	7850.00	[kg/m <sup>3</sup> ]	Ultimate strain		100.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.00	[-]
max. thickness		40.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.00	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	235.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ-dyn	0.00	[MPa]

Stress-Strain for serviceability	ε [o/oo]	σ-m [MPa]	E-t [N/mm <sup>2</sup> ]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	360.00	0
	100.000	360.00	0
	1.119	235.00	1264
	0.000	0.00	210000
	-1.119	-235.00	1264
	-100.000	-360.00	0
	-1000.000	-360.00	0
Safetyfactor			1.00

Stress-Strain for ultimate load	ε [o/oo]	σ-u [MPa]	E-t [N/mm <sup>2</sup> ]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	360.00	0
	100.000	360.00	0
	1.119	235.00	1264
	0.000	0.00	210000
	-1.119	-235.00	1264
	-100.000	-360.00	0
	-1000.000	-360.00	0
Safetyfactor			1.00

## Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες βασίζονται στη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίων 28 ημερών. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι C20/25.

No. 2 C 20/25 (EN 1992)

Young's modulus	E	29962	[N/mm <sup>2</sup> ]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc	20.00	[MPa]
Shear modulus	G	12484	[N/mm <sup>2</sup> ]	Nominal strength	fck	20.00	[MPa]
Compression modulus	K	16646	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tensile strength	fctm	2.21	[MPa]
Weight	γ	25.0	[kN/m <sup>3</sup> ]	Tensile strength	fctk,05	1.55	[MPa]
Density	ρ	2350.00	[kg/m <sup>3</sup> ]	Tensile strength	fctk,95	2.87	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	fbd	1.97	[MPa]
				Service strength	fc,m	28.00	[MPa]
				Fatigue strength	fcd,fat	12.27	[MPa]
				Tensile strength	fctd	0.88	[MPa]

Stress-Strain for serviceability	$\epsilon$ [o/oo]	$\sigma$ -m [MPa]	E-t [N/mm2]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	31460
	-0.983	-21.66	13498
	-1.967	-28.00	0
	-3.500	-15.60	-15208
Safetyfactor			1.50

Stress-Strain for ultimate load	$\epsilon$ [o/oo]	$\sigma$ -u [MPa]	E-t [N/mm2]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	20000
	-2.000	-20.00	0
	-3.500	-20.00	0
Safetyfactor			1.50

Stress-Strain of calc. mean values	$\epsilon$ [o/oo]	$\sigma$ -r [MPa]	E-t [N/mm2]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	26217
	-0.983	-11.61	4353
	-1.967	-13.33	0
	-3.500	-11.46	-2034
Safetyfactor			( 1.50)

## Χάλυβας οπλισμού

Ο χάλυβας οπλισμού των πλακών και των τοιχειών είναι **B500B**, με τα εξής χαρακτηριστικά:

No. 3 B 500 B (EN 1992)

Young's modulus	E	200000	[N/mm2]	Safetyfactor	1.15	[-]
Poisson ratio	$\mu$	0.30	[-]	Yield stress	$f_y$	500.00 [MPa]
Shear modulus	G	76923	[N/mm2]	Compressive yield	$f_{yc}$	500.00 [MPa]
Compression modulus	K	166667	[N/mm2]	Tensile strength	$f_t$	540.00 [MPa]
Weight	$\gamma$	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	$f_c$	540.00 [MPa]
Density	$\rho$	7850.00	[kg/m3]	Ultimate strain		50.00 [o/oo]
Elongation coefficient	$\alpha$	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00 [-]
max. thickness		32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	$k_1$	0.80 [-]
				Hardening modulus	$E_h$	0.00 [MPa]
				Proportional limit	$f_p$	500.00 [MPa]
				Dynamic allowance	$\sigma$ -dyn	152.17 [MPa]

Stress-Strain for serviceability	$\epsilon$ [o/oo]	$\sigma$ -m [MPa]	E-t [N/mm2]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	540.00	0
	50.000	540.00	0
	2.500	500.00	842
	0.000	0.00	200000
	-2.500	-500.00	842
	-50.000	-540.00	0
	-1000.000	-540.00	0
Safetyfactor			1.15

Stress-Strain for ultimate load	$\epsilon$ [o/oo]	$\sigma$ -u [MPa]	E-t [N/mm2]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	469.57	0
	50.000	469.57	0
	2.174	434.78	727

Stress-Strain for ultimate load	$\epsilon$ [o/oo]	$\sigma$ -u [MPa]	E-t [N/mm <sup>2</sup> ]
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	727
	-50.000	-469.57	0
	-1000.000	-469.57	0
Safetyfactor			( 1.15)

Stress-Strain of calc. mean values	$\epsilon$ [o/oo]	$\sigma$ -r [MPa]	E-t [N/mm <sup>2</sup> ]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	469.57	0
	50.000	469.57	0
	2.174	434.78	727
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	727
	-50.000	-469.57	0
	-1000.000	-469.57	0
Safetyfactor			( 1.15)

## **3.2 Δράσεις επί της κατασκευής**

Οι δράσεις ανάλογα με τις διακυμάνσεις στο χρόνο κατατασσονται σε κατηγορίες όπως:

### **3.2.1. Μόνιμες δράσεις (G)**

Περιλαμβάνεται ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης. Ειδικότερα είναι οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται τα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, όπως τα ίδια βάρη.

### **3.2.2. Μεταβλητές δράσεις (Q)**

Περιλαμβάνονται επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού. Συγχρόνως περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, οχημάτων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Το βάρος τους και η θέση δεν είναι επακριβές γι' αυτό προσδιορίζεται στατιστικά.

Οι δράσεις αυτές θα πρέπει να τοποθετούνται με τον πιο δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις. Επειδή η πιθανότητα εμφάνισης ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα είναι μικρή οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσης.

Η μείωση εφαρμόζεται ειδικά στα υποστηλώματα πολυώροφων κτιρίων, αυξανόμενη με τον αριθμό των ορόφων που υποστηρίζονται από ένα υποστήλωμα. Οι μειώσεις κυμαίνονται από 10% έως 30%. Οι επιβαλλόμενες δράσεις επενεργούν ως οιοσδήποτε στατικές δράσεις.

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

### 3.3.3 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται εναπόθεση χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι σημαντικό για περιοχές που επικρατεί κρύος καιρός.

Η ποσότητα χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός) του έργου, ενώ η πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το φορτίο χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής του στη συγκεκριμένη θέση.

Επίσης, μπορεί να θεωρηθούν κρίσιμες οι επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος μπορεί να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού και απομάκρυνση από τη στέγη. Επιπλέον, πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής θερμότητας από το κτίριο, μέσω κάποιου τμήματος της στέγης ή εργασίες απομάκρυνσής του. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$ , των φορτίων για το έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη I ( $s_{k,0}=0.4\text{kN/m}^2$ )

Ζώνη II ( $s_{k,0}=0.8\text{kN/m}^2$ )

Ζώνη III ( $s_{k,0}=1.7\text{kN/m}^2$ )

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτίζεται της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ( $A$ ) για μια συγκεκριμένη τοποθεσία είναι :

$$s_k = s_{k,0}[1+(A/917)^2] \quad (1.1)$$

$s_{k,0}$ =χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας σε  $\text{kN/m}^2$

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

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (1.2)$$

- Για καταστάσεις τυχηματικές

$$s = \mu_i C_e C_t S_{Ad} \quad (1.3)$$

όπου:

$\mu_i$ : συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

$s_k$  : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$C_t$ : θερμικός συντελεστής που είναι συνήθως ίσος με 1

$C_e$ : συντελεστής έκθεσης ,που για κανονικές συνθήκες είναι ίσος με 1

$s_{Ad}$  :  $C_{esl} * s_k$  τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για τυχηματική κατασταση

$C_{esl}=2$  συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού

Επομένως, το φορτίο χιονιού που ενεργεί κατακόρυφα στη στέγη και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή είναι:

$$s_k = 0.8[1 + (100/917)^2] = 0.809$$

Το φορτίο χιονιού είναι:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 0,809 * 1 * 1 \rightarrow s = 0.647 \text{ kN/m}^2$$

### **3.3 Δράσεις ανέμου**

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν σημαντικό ρόλο και αποτελούν συχνά τη βασική φόρτιση. Για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου επί των εξωτερικών επιφανειών ή και εσωτερικών, με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης.

Το μέγεθος της δράσης μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου. Οι δυνάμεις του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις, για δύσκαμπτες όμως κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση και τα φορτία μπορεί να θεωρηθούν στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές, οι δυναμικές επιρροές είναι σημαντικές και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

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

1) Η διεύθυνση του ανέμου: οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.



2) Η κλίση της στέγης : η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή.

Στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε αναρρόφηση ή υφαρπαγή ή αρνητικές πιέσεις, ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.

### **3.3.1.Τ ο σχήμα της κατασκευής**

Τα φορτία του ανέμου είναι το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής. Αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευή αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα κτίριο παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή. Η κατανομή γίνεται πιο περίπλοκη λόγω γειτονικών κατασκευών και φυσικών εμποδίων που επηρεάζουν την κίνηση του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης.

### **3.3.2. Η μέση ταχύτητα του ανέμου**

Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.

### **3.3.3. Διαστάσεις του κτιρίου**

Οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

### **3.3.4. Η τοπογραφία**

Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοπογραφίας σε σχέση με λόφους ή γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με ένα συντελεστή τοπογραφίας.

### **3.3.5. Η φυσική θέση**

Οι ριπές του ανέμου συναντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές παρά σε πιο προστατευμένες όπως τα κέντρα των πόλεων λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

### **3.3.6. Η γεωμετρική θέση**

Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10m, πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και μία περίοδο επαναφοράς 50 ετών. Η πίεση του ανέμου που δρα καθέτως προς τις εξωτερικές ή εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής είναι:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (1.4)$$

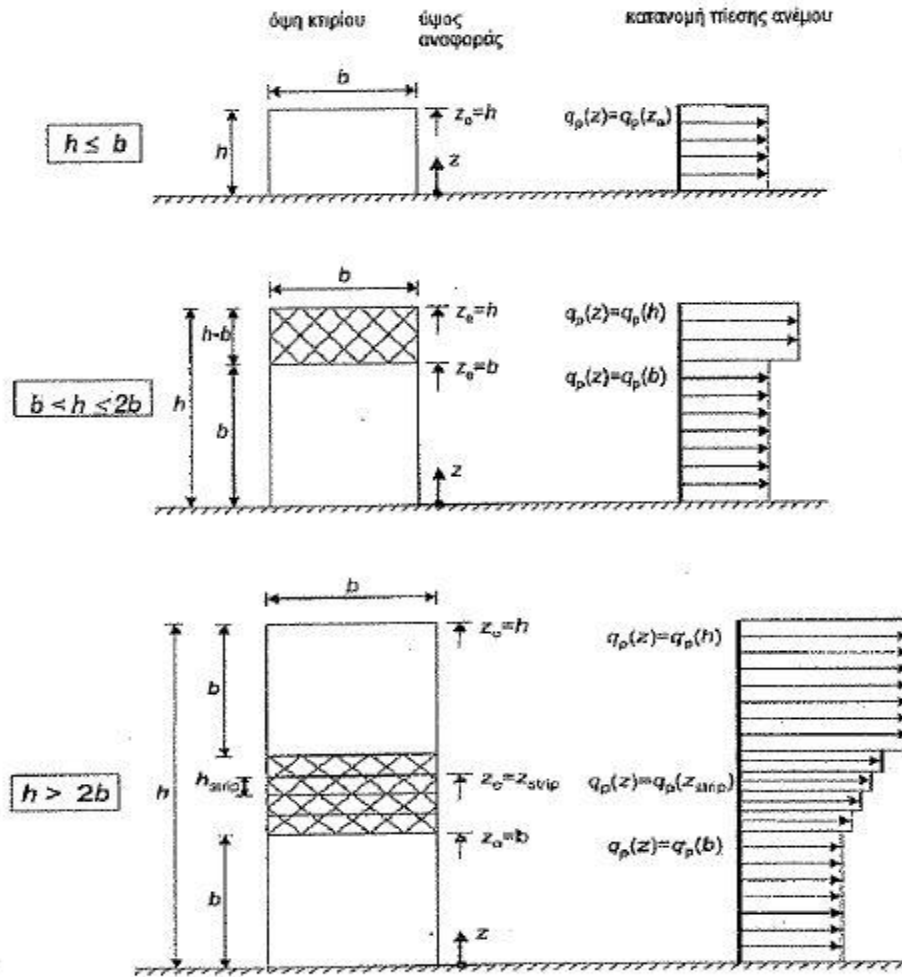
$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad (1.5)$$

όπου,

$z_e, z_i$ : είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική ή εσωτερική πίεση

$c_{pe}, c_{pi}$ : είναι ο συντελεστής εξωτερικής ή εσωτερικής πίεσης

$q_p(z_e), q_p(z_i)$ : η πίεση ταχύτητας αιχμής



Σχήμα 3.1 Ύψος αναφοράς που εξαρτάται από τα h και b, με την αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

### 3.3.7. Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v^*(z) \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)] = c_e(t) \cdot q_b \quad (1.6)$$

όπου,

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

$\rho$ : η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho=1,25\text{kg/m}^3$ )

$c_e(z)$  : ο συντελεστής έκθεσης

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (1.7)$$

$q_b$ : η βασική πίεση ίση προς :

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (1.8)$$

$v_b$ : βασική ταχύτητα ανέμου ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II.

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (1.9)$$

$c_{dir}=1$ , συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1)

$c_{season}=1$ , συντελεστής εποχής (ίσος με 1)

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

- Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση.

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (1.10)$$

όπου,

$c_r(z)$  : ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  : ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ίσος με 1)

Στην εργασία αυτή εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα  $xx$  ( $\theta=0^\circ$ ) και την θετική διεύθυνση του άξονα  $yy$  ( $\theta=90^\circ$ ).

Στην επίλυση λαμβάνεται ταχύτητα  $v_{b,0}=27\text{m/s}$  και κατηγορία εδάφους III (περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων όπως χωριά, δάση). Για την κατηγορία αυτή προκύπτει:

$$z_0 = 0,3\text{m}$$

$$Z_{min} = 5\text{m}$$

- Ύψος αναφοράς  $Z_e$

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους  $h$  και πλάτους  $b$  σύμφωνα με τα παρακάτω σχήματα.

### 3.3.8. Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$  δίνεται από τη σχέση :

$$q_p(z) = (1+7 I_v(z)) * 0,5 * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b$$

όπου ,

$\rho$  = η πυκνότητα αέρα ίση με  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$

$c_r(z)$  = συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  = συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

$I_v(z)$  = ένταση στροβικλισμού σε ύψος  $z$

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

$k_i$ : συντελεστής στροβιλισμού , ίσος με 1

$c_e(z)$  : συντελεστής έκθεσης  $c_e(z) = \frac{q_b(z)}{q_b}$

$q_b$  : βασική πίεση  $q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$

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

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,o}$$

### 3.3.9. Συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$

Λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στην θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στην θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}=200m$$

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

όπου ,

$$k_r: \text{ συντελεστής εδάφους } = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07}$$

$z_{0,11}$ : 0,05m για κατηγορία εδάφους II περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων

$z_{min}$ : το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός (5m)

$z_{max}$  : 200m

$z_0$  : το μήκος της τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  ,  $h=17m$ ,  $b=36m$  ,  $h \leq b$  προκύπτει  $z_e=h$  ,οπότε  $q_p(z)=q_p(z_e)$

Επομένως, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  έχουμε:

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$$

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \ln\left(\frac{17}{0,3}\right) = 0,867$$

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$

$$C_r(z) = 0,19 * \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} * \ln\left(\frac{17}{0,3}\right) = 0,867$$

### 3.3.10. Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_o(z)$

Μέσω του συντελεστή  $C_o(z)$  εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά τη διεύθυνση του ανέμου. Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$C_o = 1 \quad \Phi < 0,05$$

$$C_o = 1 + 2 * s * \Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3$$

$$C_o = 1 + 0,6 * s \quad \Phi > 0,3$$

όπου,

s : συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συναρτήσεως των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά

$\Phi = H/La$  είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

$\Phi = 0$  άρα  $C_o = 1$

• Η μέση ταχύτητα του ανέμου είναι :

$$v_m(z) = C_r(z) * C_o(z) * v_b = 0.867 * 1 * 27 = 23.40 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού είναι :

$$I_v(z) = \frac{ki}{c_o(z) * \ln * z/z_0} = 0.247$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι :

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] * 0.5 * \rho * v_m^2(z) = (1 + 0.247 * 7) * 0.5 * 1.25 * 10^{-3} * 23.4^2 \approx 1 \text{ kN/m}^2$$

### 3.3.11. Αεροδυναμικοί συντελεστές

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  και εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των κατασκευών. Δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων και στις εσωτερικές.

Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της επιφάνειας  $A$ , που μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Διακρίνονται σε **καθολικούς** και **τοπικούς** συντελεστές. Οι τοπικοί συντελεστές  $c_{pe,1}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από  $1 \text{ m}^2$ . Οι καθολικοί συντελεστές  $c_{pe,10}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για επιφάνειες μεγαλύτερες από  $10 \text{ m}^2$ .



- $C_{pe} = -0.8$  B
- $C_{pe} = 0.8$  D
- $C_{pe} = -0.5$  E

- Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$  έχουμε ύψος  $h = 17\text{m}$ ,  $b = 25\text{m}$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{25, 2 \cdot 17\} = 25\text{m} < d = 36\text{m}$$

Για  $h/d = 0.472$  προκύπτει :

- $C_{pe} = -1.2$  A
- $C_{pe} = -0.8$  B
- $C_{pe} = -0.5$  C
- $C_{pe} = 0.8$  D
- $C_{pe} = -0.5$  E

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$ , η τελική πίεση είναι:

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (-1.20) = -1.2\text{kN/m}^2 \quad \text{A}$$

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (-0.8) = -0.8\text{kN/m}^2 \quad \text{B}$$

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (0.8) = 0.8\text{kN/m}^2 \quad \text{D}$$

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (-0.5) = -0.5\text{kN/m}^2 \quad \text{E}$$

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$ , η πίεση θα είναι :

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (-1.2) = -1.2\text{kN/m}^2 \quad \text{A}$$

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (-0.8) = -0.8\text{kN/m}^2 \quad \text{B}$$

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (-0.5) = -0.5\text{kN/m}^2 \quad \text{C}$$

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (0.8) = 0.8\text{kN/m}^2 \quad \text{D}$$

$$w_c = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1 \cdot (-0.5) = -0.5\text{kN/m}^2 \quad \text{E}$$

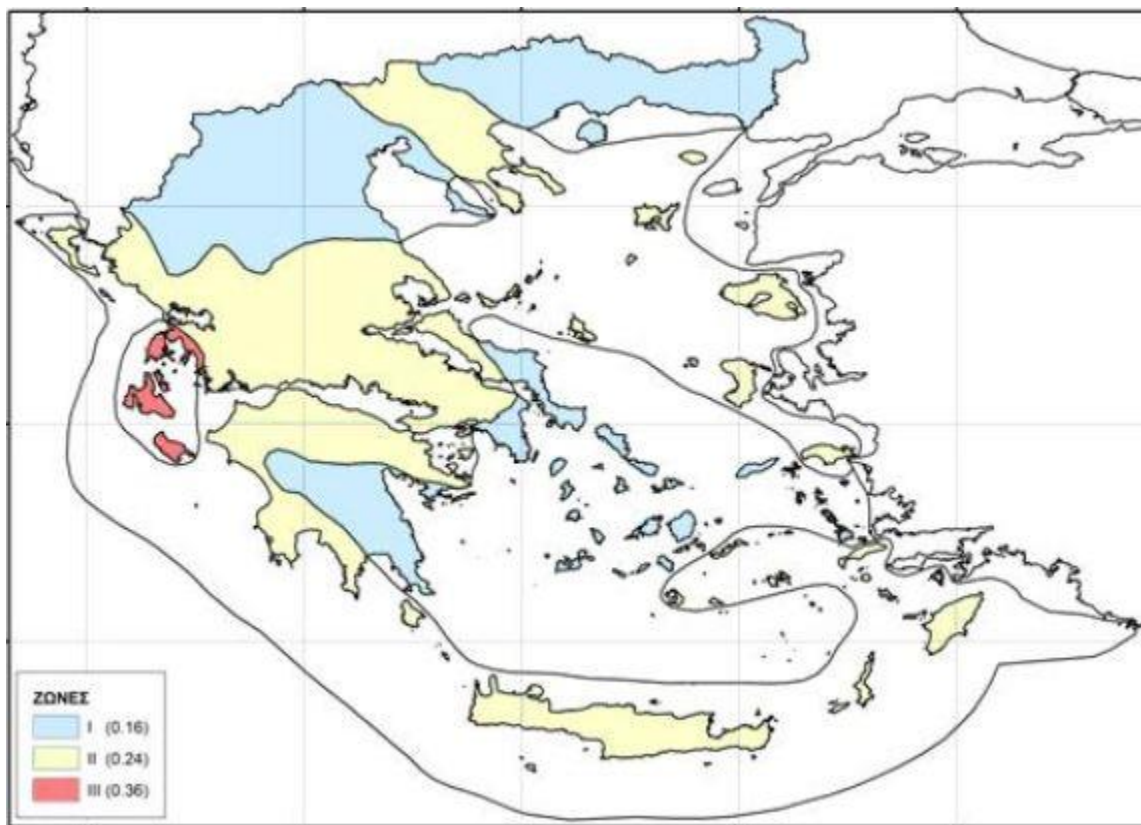


### 3.4 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, οριζόντιες και κατακόρυφες, που έχουν σαν συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι οριζόντιες δυνάμεις θεωρούνται οι πιο σοβαρές. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, που ονομάζονται σεισμικές δονήσεις.

Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται συμβατικά με μία παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Οι ζώνες είναι τρεις για τη χώρα μας και το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και εκείνα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Ο έλεγχος του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε με τη μέθοδο της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, που περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης



Εικόνα 3.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

### **3.4.1. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους**

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $A$ , που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια. Με βάση τη σχέση  $A=ag$  και για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II,  **$A=0.24g$**

### **3.4.2. Προσδιορισμός κατηγορίας εδάφους**

Τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες και το κτίριό μας κατασκευάζεται σε έδαφος **κατηγορίας B.**

### **3.4.3. Συντελεστής σπουδαιότητας**

Τα κτίρια κατατάσσονται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις συνέπειες που θα επιφέρει πιθανή καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ . Η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II και ο συντελεστής  $\gamma_1=1$

### **3.4.4. Συντελεστής συμπεριφοράς $q$**

Εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα. Εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Εξαρτάται από τη διαθέσιμη πλαστικότητα, υπερστατικότητα, υστερητική απόσβεση.

### **3.4.5. Κανονικότητα κατασκευής**

Οι κατασκευές χαρακτηρίζονται ως κανονικές ή μη κανονικές και ο διαχωρισμός τους επηρεάζει κυρίως :

- Το δομικό σύστημα, που μπορεί να είναι ένα επίπεδο μοντέλο ή χωρικό.
- Τη μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι απλοποιημένη φασματική μέθοδος ή δυναμική φασματική μέθοδος.
- Την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που λαμβάνεται μειωμένη για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος.

### **3.4.6. Κανονικότητα καθ' ύψος**

Ένα κτίριο είναι κανονικό καθ' ύψος εάν :

- Όλα τα δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία, τοιχώματα, πλαίσια, πρέπει να διατρέχουν όλο το ύψος του κτιρίου χωρίς να διακόπτονται.
- Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα κάθε ορόφου πρέπει να είναι συνεχής ή να μειώνεται βαθμιαία, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση ως τη κορυφή.
- Σε παισιωτές κατασκευές, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ενός ορόφου προς την απαιτούμενη από την ανάλυση δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα μεταξύ των ορόφων.

### **3.4.7. Κανονικότητα σε κάτοψη**

Για να κατατάσσεται ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη, σύμφωνα με τον EC8 θα πρέπει:

- Να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, ως προς τη πλευρική δυσκαμψία και τη κατανομή της μάζας, κατά τους δύο κύριους άξονες.
- Η διαμόρφωση της κάτοψης πρέπει να είναι συμπαγής, δηλαδή ο κάθε όροφος θα περικλείεται από μία κλειστή πολυγωνική γραμμή.

Σε περίπτωση που υπάρχουν εσοχές, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι έχουμε κανονικότητα εάν:

- Οι εσοχές δεν επηρεάζουν τη δυσκαμψία του ορόφου εντός του επιπέδου.
- Για κάθε εσοχή , η επιφάνεια μεταξύ του πραγματικού περιγράμματος του ορόφου και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που τον περιβάλλει δεν ξεπερνά το 5% της επιφάνειας του ορόφου.
- Η εντός του επιπέδου δυσκαμψία των ορόφων θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη σε σχέση με την πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων δομικών στοιχείων, ώστε η παραμόρφωση του ορόφου να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των υποστηλωμάτων. Η ακαμψία των προεξέχοντων κλάδων θα πρέπει να είναι συγκρίσιμη με εκείνη του κεντρικού μέρους, ώστε να ικανοποιείται η υπόθεση του απαραμόρφωτου διαφράγματος.
- Ο λόγος  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  του κτιρίου δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 4.
- Σε κάθε όροφο ,για κάθε διεύθυνση ανάλυσης x,y, η στατική εκκεντρότητα και η ακτίνα δυστρεψιάς r πρέπει να ικανοποιούν τις σχέσεις:

$$e_{ox} \leq 0.3r_x$$

$$r_x \geq ls$$

### **3.5 Οριακές καταστάσεις**

Είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού. Διακρίνονται σε :

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ultimate Limit State-ULS) που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα.
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ( Serviceability Limit State-SLS) που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, του φορέα και αφορούν τις καταστάσεις όπου έχουμε απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω κόπωσης ή χρονικών επιδράσεων.

Επιπρόσθετα , οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν την άνεση των χρηστών, την εξωτερική εμφάνιση και εστιάζουν στην επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης.Επίσης, η κατασκευή δεν πρέπει να υπόκεινται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Οι μετατοπίσεις και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με την δυσκαμψία ,παρά με την αντοχή του φορέα. Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπτά όρια, που εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.

Συνολικό βέλος  $\delta_{max}=\delta_1+\delta_2-\delta_0$

όπου,

$\delta_1$  : βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

$\delta_2$  : βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

$\delta_0$  :αντιβέλος δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Οι καταστάσεις αυτές ( ULS, SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Τα φορτία αυτά ονομάζονται φορτία σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό τη μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα.

### 3.5.1. Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με τη μορφή και το είδος της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές συνδυάζονται μεταξύ τους για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και εφαρμόζονται στο φορέα.

#### Οριακή κατάσταση αστοχίας

##### 1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

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

##### 2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

##### 3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

#### Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

##### 1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

##### 2. Συχνός συνδυασμός

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

##### 3. Οικονομικός συνδυασμός

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

### **3.6 Αντοχή διατομών**

Το πρώτο βήμα για τη διαστασιολόγηση του φορέα είναι η κατάταξη των διατομών σε κατηγορίες για να προσδιορίσουμε την έκταση στην οποία η αντοχή τους και η ικανότητα στροφής τους περιορίζονται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

#### **3.6.1. Κατηγορίες διατομών**

Διατομές κατηγορίας 1: Μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με επαρκή στροφική ικανότητα, χωρίς να μειώσουν την αντοχή τους. Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλαστικής ροπής.

Διατομές κατηγορίας 2: Μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχή τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

Διατομές κατηγορίας 3: Η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει στο όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής. Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την ελαστική ροπή.

Διατομές κατηγορίας 4: Ο τοπικός λυγισμός εμφανίζεται πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σ' ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής. Είναι διατομές με αντοχή μικρότερη της ελαστικής ροπής.

#### **3.6.2. Κατάταξη διατομών**

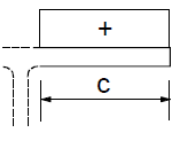
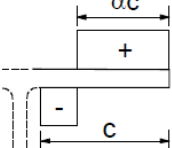
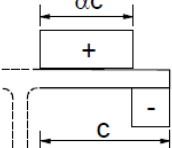
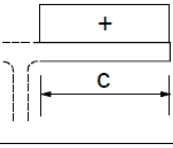
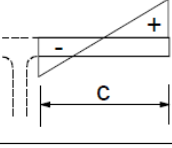
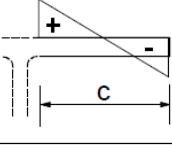
Η κατάταξη μίας διατομής γίνεται με βάση τη γεωμετρία της και συγκεκριμένα εξαρτάται από το λόγο  $c/t$  και το είδος φόρτισης που επιβάλλουμε. Η επάρκειά της θα πρέπει να εξασφαλίζεται στην τελική φάση λειτουργίας, καθώς και σε ενδιάμεσες φάσεις. Εάν τα πέλματα και ο κορμός είναι διαφορετικής κατηγορίας, η διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία των θλιβόμενων στοιχείων της. Όπου ο κορμός αναλαμβάνει τέμνουσες δυνάμεις και δεν συνεισφέρει σε κάμψη και αξονική δύναμη, η διατομή κατατάσσεται σε κατηγορία 2 ή 3 ή 4 ανάλογα με την κατηγορία των πελμάτων μόνο.

Πίνακας 3.2 Επιλογή κατηγορίας κορμού διατομής

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{156\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^*)$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση  $\sigma < f_y$  είτε η εφελκυστική παραμόρφωση  $\varepsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 3.3 Επιλογή κατηγορίας πέλματος διατομής

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Για $k_\sigma$ βλέπε EN 1993-1-5						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



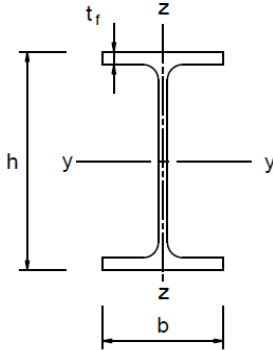
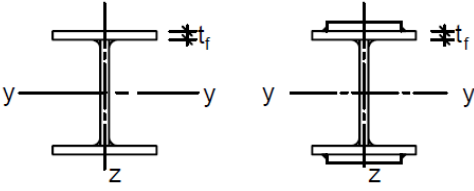
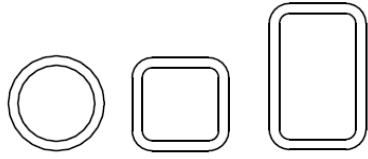
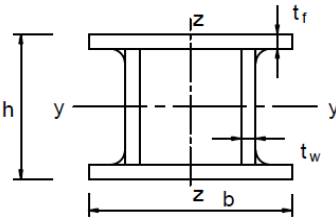
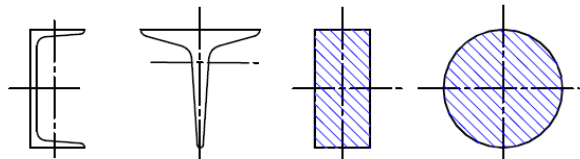
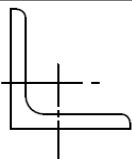
Πίνακας 3.4 Επιλογή γωνιακής διατομής

<p>Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε Πίν. 5.2β)</p>			<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη		
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)			
3	$h/t \leq 15 \cdot \epsilon; \frac{b+h}{2 \cdot t} \leq 11,5 \cdot \epsilon$		

Πίνακας 3.5 Επιλογή σωληνωτής διατομής

<p>Σωληνωτές διατομές</p>						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
	<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 3.6 Επιλογή καμπύλης λυγισμού

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

# **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ** **ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ** **ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

## **4.1 Ανάλυση φορέα με το Sofistik (v2014)**

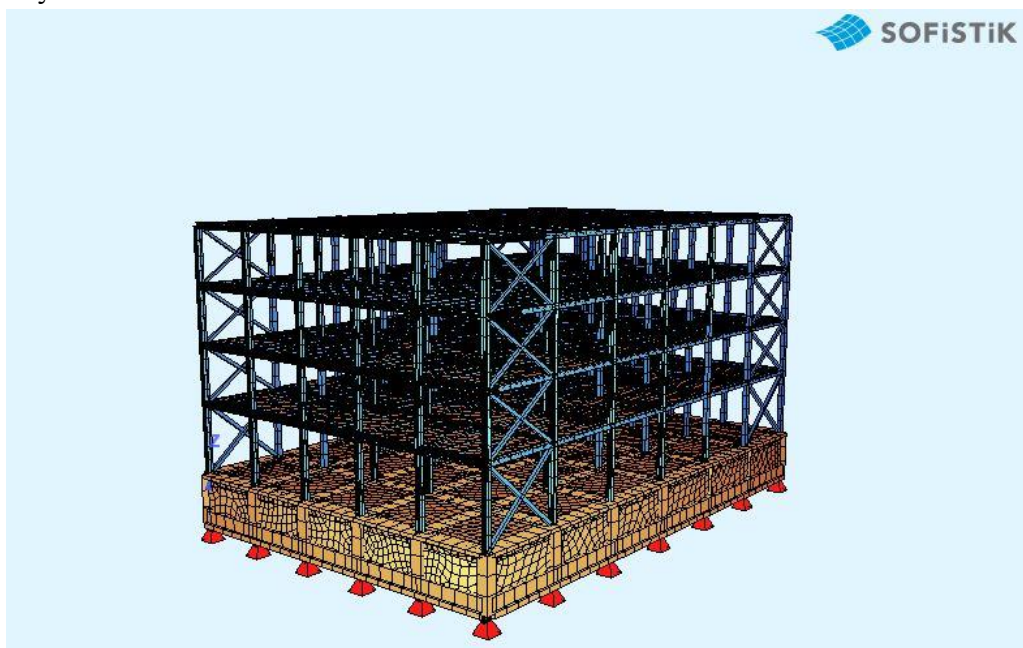
Για τη στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Sofistik (v2014). Διαθέτει ένα εύκολο γραφικό περιβάλλον για τη δημιουργία προσομοιωμάτων καθώς και για την τροποποίησή τους. Είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς Κανονισμούς και πληθώρας δυνατοτήτων όσον αφορά την επιλογή υλικών, διατομών, αφού είναι διαθέσιμες πρότυπες χαλύβδινες διατομές, κοίλες τετραγωνικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης κ.α.

Ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, θερμοκρασιακών μεταβολών, φορτίων από προέκταση, πίεσης, επικόμβιες φορτίσεις σε κόμβους. Αναφορικά με τις δυναμικές φορτίσεις, το πρόγραμμα υποστηρίζει συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους CQC, SRSS.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης μπορούμε να τα εξάγουμε και στο Excel για περαιτέρω επεξεργασία.

## **4.2 Προσομοίωση φορέα**

Μέσω του Sofiplus έγινε η εισαγωγή του υπό μελέτη φορέα, σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις.



Εικόνα 4.1 Προσομοίωμα Α με τοποθέτηση συνδέσμων κατά τη μία διεύθυνση(y)

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν κατά τη μία διεύθυνση (y) σε πρώτη φάση, όμως αργότερα εξετάστηκε η τοποθέτησή τους και στις δύο διευθύνσεις.

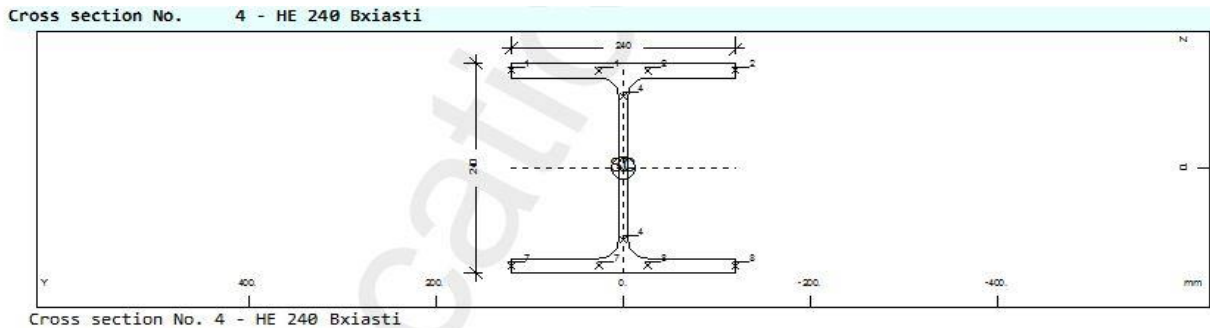
### 4.3 Στατική Ανάλυση

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των δομικών στοιχείων έγινε σύμφωνα με τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από το κρίσιμο συνδυασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

#### 4.3.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι διατομές των συνδέσμων μεταβάλλονται καθ' ύψος.

- **Ισόγειο : HEB240**



Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kN/m]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]	
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]				(BEAM)
1	1.0599E-02	7.310E-03	1.126E-04	0.0	0.0	210000	0.83
	1.040E-06	2.324E-03	3.923E-05	0.0	0.0	80769	

Mat material number  
 A sectional area  
 Ay,Az,Ayz transverse shear deformation area  
 Iy,Iz,Iyz bending moment of inertia  
 yc,zc centre of gravity  
 ysc,zsc shear centre  
 E Young's modulus  
 g weight per length  
 MRf reinforcement material number  
 It torsional moment of inertia  
 G Shear modulus

Κατάταξη διατομής  
κατηγορία 1

Επιλογή καμπύλης λυγισμού

$$h/b=240\text{mm}/240\text{mm}=1 \leq 1.2$$

$$t_f=17\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

Λυγισμός περί τον άξονα y-y: καμπύλη b

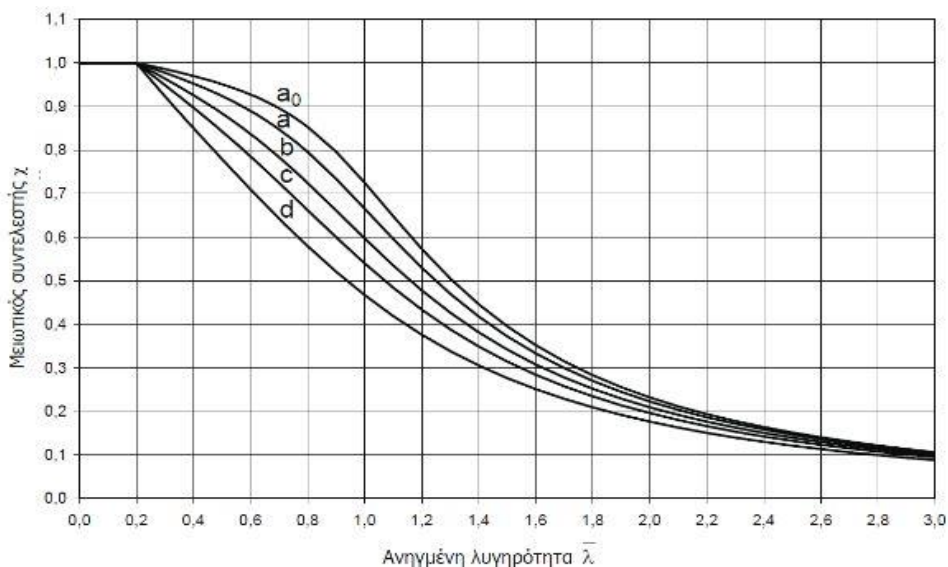
Λυγισμός περί τον άξονα z-z: καμπύλη c

Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M0} \quad (4.1)$$

όπου  $\chi = \min \{ \chi_y, \chi_z \}$

Μήκος λυγισμού  $L = \sqrt{5^2m + 6^2m} = 7.81m$



Εικόνα 4.2 Καμπύλες λυγισμού

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{781cm}{10,30cm * 93.86} = 0.8 \rightarrow \chi_y = 0.71$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\tilde{\lambda}_z = \frac{781cm}{6.08cm * 93.86} = 1.36 \rightarrow \chi_z = 0.4$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.4$$

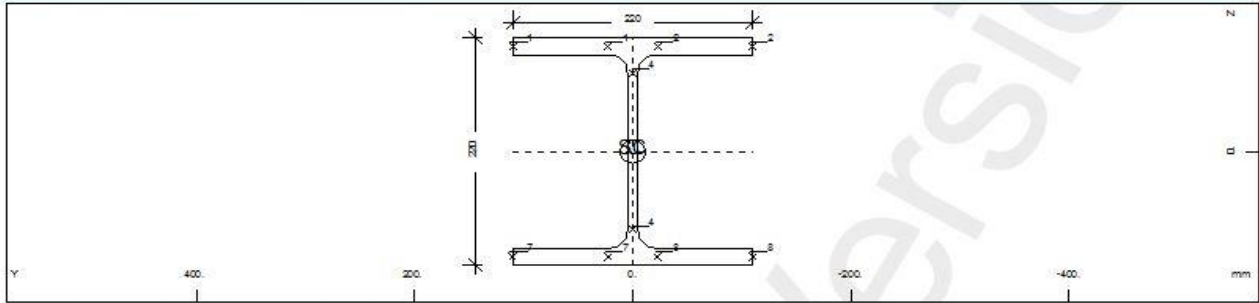
$$\text{Προκύπτει } N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0,4 * 106cm^2 * 23.5kN/cm^2 = 996.4kN > 205.6kN$$

**Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 106cm^2 * 23.5kN/cm^2 = 2491kN > 205.6kN$$

• Πρώτος όροφος : HEB 220

Cross section No. 9 - HE 220 Bxiastil



Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	y <sub>sc</sub> [mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	z <sub>sc</sub> [mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]				
1	9.1041E-03	6.265E-03	8.091E-05	0.0	0.0	210000	0.71
	7.746E-07	2.005E-03	2.843E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number  
 A sectional area  
 Ay,Az,Ayz transverse shear deformation area  
 Iy,It,Iyz bending moment of inertia  
 yc,zc centre of gravity  
 ysc,zsc shear centre  
 E Young's modulus  
 g weight per length  
 MRf reinforcement material number  
 It torsional moment of inertia  
 G Shear modulus

Η διατομή αυτή όπως και οι άλλες διατομές των συνδέσμων είναι κατηγορίας 1 και οι καμπύλες λυγισμού ίδιες.

Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M0}$$

όπου  $\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\}$

Μήκος λυγισμού  $L = \sqrt{6^2m + 4^2m} = 7.21m$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{721cm}{9.43cm * 93.86} = 0.81 \rightarrow \chi_y = 0.71$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{721cm}{5.59cm * 93.86} = 1.37 \rightarrow \chi_z = 0.37$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.37$$

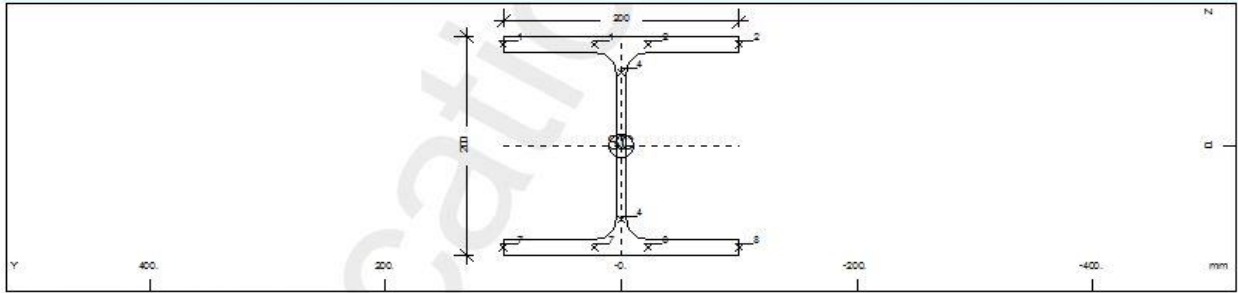
Προκύπτει  $N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0,37 * 91cm^2 * 23.5kN/cm^2 = 791.24kN > 118kN$

Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 91cm^2 * 23.5kN/cm^2 = 2138.5kN > 118kN$$

• Δεύτερος όροφος: HEB 200

Cross section No. 10 - HE 200 Bxiasti2



Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]				
1	7.8081E-03	5.387E-03	5.696E-05	0.0	0.0	210000	0.61
	5.889E-07	1.740E-03	2.003E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number  
 A sectional area  
 Ay,Az,Ayz transverse shear deformation area  
 Iy,Iz,Iyz bending moment of inertia  
 yc,zc centre of gravity  
 ysc,zsc shear centre  
 E Young's modulus  
 g weight per length  
 MRf reinforcement material number  
 It torsional moment of inertia  
 G Shear modulus

Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M0}$$

όπου  $\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\}$

Μήκος λυγισμού  $L = \sqrt{4^2m + 6^2m} = 7.21m$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{721cm}{8.54cm * 93.86} = 0.9 \rightarrow \chi_y = 0.62$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{721cm}{5.07cm * 93.86} = 1.52 \rightarrow \chi_z = 0.31$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.31$$

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0.31 * 78.1cm^2 * 23.5kN/cm^2 = 568.95kN > 1 = 102.5kN$$

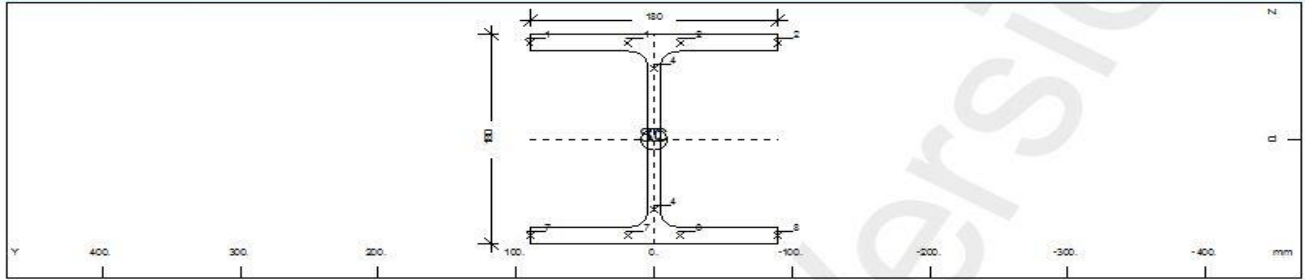
Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 78.1cm^2 * 23.5kN/cm^2 = 1835.5kN > 102.5kN$$



• Τρίτος όροφος : HEB 180

Cross section No. 11 - HE 180 Bxiasti3



Cross section No. 11 - HE 180 Bxiasti3

Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kN/m]
MRF	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]	
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]				
1	6.5251E-03	4.490E-03	3.831E-05	0.0	0.0	210000	0.51
	4.186E-07	1.462E-03	1.363E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number  
 A sectional area  
 Ay,Az,Ayz transverse shear deformation area  
 Iy,Iz,Iyz bending moment of inertia  
 yc,zc centre of gravity  
 ysc,zsc shear centre  
 E Young's modulus  
 g weight per length  
 MRF reinforcement material number  
 It torsional moment of inertia  
 G Shear modulus

Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M0}$$

όπου  $\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\}$

Μήκος λυγισμού  $L = \sqrt{4^2 m + 6^2 m} = 7.21 m$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{721 cm}{7.66 cm * 93.86} = 1.002 \rightarrow \chi_y = 0.6$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{721 cm}{4.57 cm * 93.86} = 1.68 \rightarrow \chi_z = 0.25$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.25$$

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0.25 * 65.3 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 383.63 kN > 69.5 kN$$

Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό

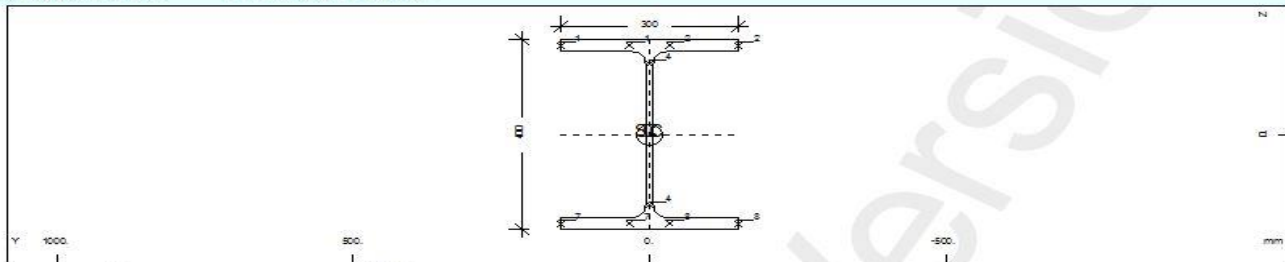
$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 65.3 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 1534.5 kN > 69.5 kN$$



### 4.3.2 Έλεγχος υποστηλωμάτων

Η διατομή των υποστηλωμάτων είναι HEB 400

Cross section No. 3 - HE 400 Bstuloi



Cross section No. 3 - HE 400 Bstuloi

#### Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]				
1	1.9778E-02	1.288E-02	5.768E-04	0.0	0.0	210000	1.55
	3.562E-06	5.256E-03	1.082E-04	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number E Young's modulus  
 A sectional area g weight per length  
 Ay,Az,Ayz transverse shear deformation area MRf reinforcement material number  
 Iy,Iz,Iyz bending moment of inertia It torsional moment of inertia  
 yc,zc centre of gravity G Shear modulus  
 ysc,zsc shear centre

#### Additional static properties of cross section

$\alpha-T[1/K]$	ymin[mm]	zmin[mm]	hymin[mm]	AK[m2]	MRS	1/WT[1/m3]	1/wVy[1/m2]
	ymax[mm]	zmax[mm]	hzmin[mm]	AB[m2]		1/WT2[1/m3]	1/wVz[1/m2]

#### Επιλογή καμπύλης λυγισμού

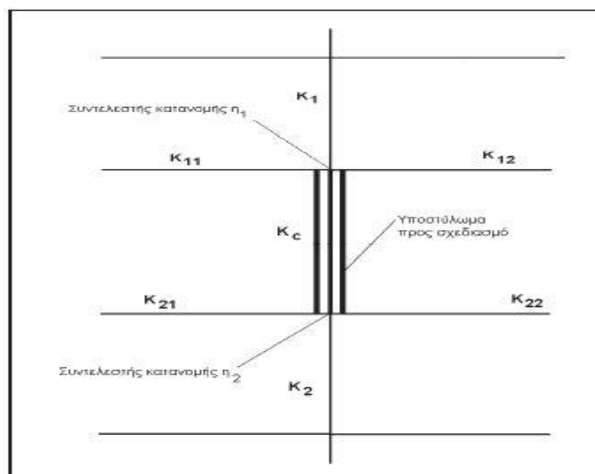
$$h/b=400\text{mm}/300\text{mm}=1.33>1.2$$

$$t_f=24\text{mm}\leq 40\text{mm}$$

Λυγισμός περί τον άξονα γ-γ : καμπύλη α

Λυγισμός περί τον άξονα z-z: καμπύλη β

#### Έλεγχος υποστηλώματος ισογείου

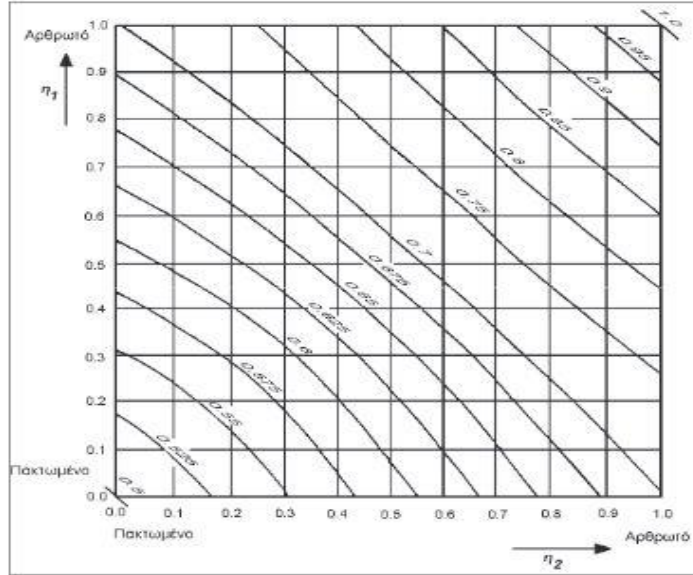
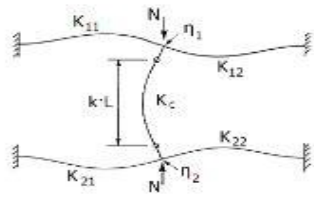


Εικόνα 4.3 Συντελεστές κατανομής η<sub>1</sub> και η<sub>2</sub> για συνεχή υποστηλώματα

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}}$$

όπου  $K_i = I_i/L_i$

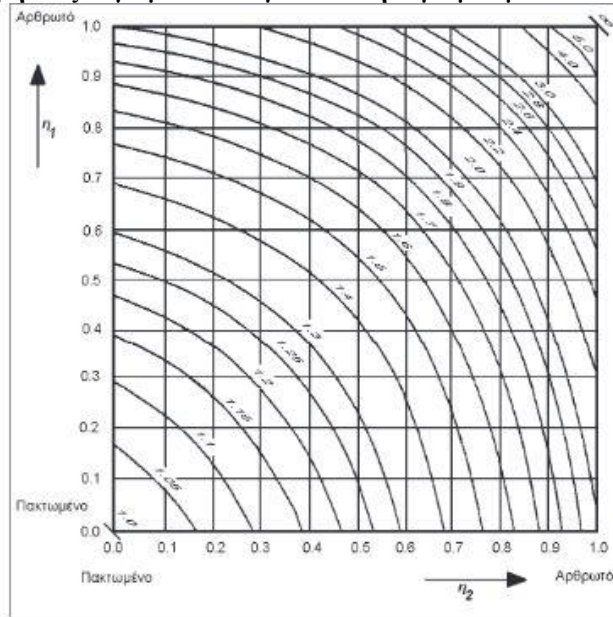
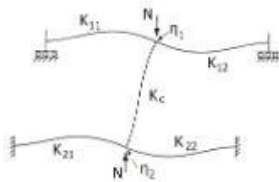


Εικόνα 4.4 Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $L_{cr}/L$  για υποστήλωμα με αμετάθετα άκρα

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}}$$

όπου  $K_i = I_i/L_i$


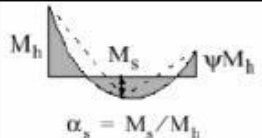
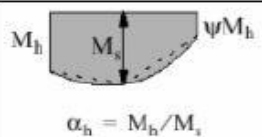


Εικόνα 4.5 Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $L_{cr}/L$  για υποστήλωμα με μεταθετά άκρα

### Συντελεστές αλληλεπίδρασης

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης θα υπολογιστούν σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο από τους παρακάτω πίνακες για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

**Πίνακας 4.1: Συντελεστής  $C_{my}$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής**

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	$C_{my}$ και $C_{ms}$ και $C_{mLT}$	
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένα φορτία
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$

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

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

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

**Πίνακας 4.2: Συντελεστής αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις**

Συντελεστής αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παράδοχες σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I διατομές RHS	$k_{zs}$	$0,6 k_{zs}$
$k_{zy}$	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zs}$	διατομές I	$C_{ms} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{ms} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{ms} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{ms} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$C_{ms} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{ms} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{ms} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{ms} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη  $M_{y,Ed}$  ο συντελεστής  $k_{zy}$  μπορεί να είναι  $k_{zy} = 0$ .

### 4.3.2.2 Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ελέγχονται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού τα κατακόρυφα μέλη πλαισιωτών φορέων που καταπονούνται ταυτόχρονα από αξονική θλιπτική δύναμη και ροπές κάμψης περί τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής.

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot EI_z}{kL^2} \left\{ \left( \frac{k}{kw} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{kL^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right\}^{0.5} \quad (4.2)$$

Όπου,

$C_1, C_2$  και  $C_3$  συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

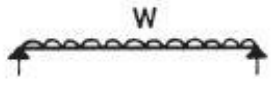
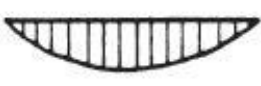
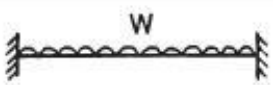
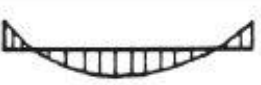
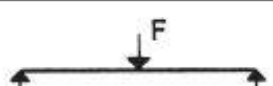

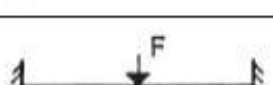

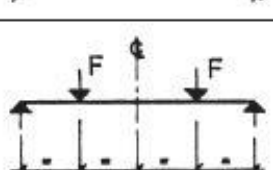
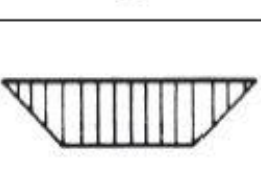
$I_T$  σταθερά στρέψης

$I_w$  σταθερά στρέβλωσης






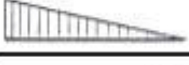
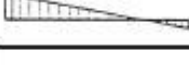



$L$  μήκος της δοκού μεταξύ πλευρικά εξασφαλισμένων σημείων

συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου τμήματος

Πίνακας 4.3: Τιμές συντελεστών  $C_1, C_2$  και  $C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$ , σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής $k$	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Πίνακας 4.4: Συντελεστές  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$ , σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής $k$	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +\frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +\frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +\frac{1}{8}$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -\frac{1}{8}$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -\frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -\frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Η κρίσιμη ροπή για το υποστήλωμα είναι:  
 $M_{cr}=436912.8\text{kNcm}$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$\bar{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{wpl_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.41 > 0.2$  η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ισχύει :  $h/b = 1.33 < 2 \rightarrow$  καμπύλη λυγισμού  $\alpha \rightarrow \bar{\chi}_{LT} = 0.947$

## Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

### Μέγιστη αξονική N

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2127	-2353	-0.13	1.15	0.00	0.78	26.75

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.527 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.658 < 1$$

### Μέγιστη My

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2126	-1071.2	-0.13	-14.74	0.00	-47.99	0.48

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.527 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.322 < 1$$

### Μέγιστη Mz

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2124	-675.2	-19.74	-0.78	0.00	3.14	-33.36

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.211 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.285 < 1$$

## Έλεγχος υποστηλωμάτων πρώτου ορόφου

Η κρίσιμη ροπή για το υποστήλωμα είναι:

$$M_{cr} = 621455.78 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{ply} * f_y}{M_{cr}}} = 0.349 > 0.2 \text{ η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί}$$

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ισχύει :  $h/b = 1.33 < 2 \rightarrow$  καμπύλη πλευρικού λυγισμού  $\alpha \rightarrow \chi_{LT} = 0.96$

## Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

### Μέγιστη αξονική N

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2127	-1757.7	0.73	-0.49	0.00	1.68	0.87

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.392 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.431 < 1$$

### Μέγιστη My

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2130	-813.6	-3.21	37.43	-0.00	-74.62	-6.1

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.237 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.261 < 1$$

### Μέγιστη Mz

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2132	-557.8	-26.56	-0.53	0.00	0.65	-44.44

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.185 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.246 < 1$$

## Έλεγχος υποστηλωμάτων δευτέρου ορόφου

$$M_{cr} = 621455.78 \text{ kNcm}$$

### Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\bar{\alpha}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.349 > 0.2 \text{ η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί}$$

### Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\text{Ισχύει : } h/b = 1.33 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη πλευρικού λυγισμού } \alpha \rightarrow \chi_{LT} = 0.96$$

Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

**Μέγιστη αξονική N**

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2122	-1181.6	0.12	1.16	0.00	-1.46	-0.06

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.255 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.290 < 1$$

**Μέγιστη My**

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2125	-533.2	-2.29	33.16	-0.00	--65.73	-4.43

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.174 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.177 < 1$$

**Μέγιστη Mz**

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2132	-391	-26.46	-1.13	0.00	1.73	-44.19

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.149 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.203 < 1$$

**Έλεγχος υποστηλωμάτων τρίτου ορόφου**

$$M_{cr} = 621455.78 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.349 > 0.2 \text{ η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί}$$



### Μέγιστη αξονική N

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2525	-589.3	-2.22	0.18	0.00	-0.35	-4.61

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.133 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.149 < 1$$

### Μέγιστη My

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2122	-299.6	0.62	-49.92	-0.00	--122.29	-1.18

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.233 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.207 < 1$$

### Μέγιστη Mz

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2132	-231.2	26.09	-0.87	0.00	-2.26	-52.16

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.123 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.175 < 1$$

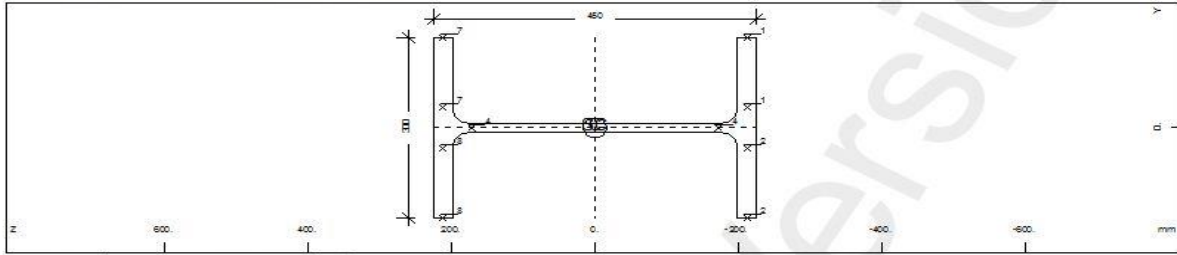
### Έλεγχος υποστηλωμάτων ορόφων σε διάτμηση

Όροφος	V <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	0.5*V <sub>pl,Rd</sub> (kN)
Ίσογειο	55.36	949.4	474.7
1 <sup>ος</sup>	34.88	949.4	474.7
2 <sup>ος</sup>	39.52	949.4	474.7
3 <sup>ος</sup>	21.76	949.4	474.7

Οι διατομές επαρκούν και δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω παρουσίας τέμνουσας.

### 4.3.3 Έλεγχος κυρίων δοκών

Cross section No. 1 - HE 450 Bkuria



Cross section No. 1 - HE 450 Bkuria

Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kN/m]
MRF	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]	
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]				(BEAM)
1	2.1798E-02	1.391E-02	7.988E-04	0.0	0.0	210000	1.71
	4.431E-06	6.139E-03	1.172E-04	0.0	0.0	80769	

Mat material number  
 A sectional area  
 Ay,Az,Ayz transverse shear deformation area  
 Iy,Iz,Iyz bending moment of inertia  
 yc,zc centre of gravity  
 ysc,zsc shear centre  
 E Young's modulus  
 g weight per length  
 MRF reinforcement material number  
 It torsional moment of inertia  
 G Shear modulus

#### Κατάταξη διατομής

→ Η διατομή είναι κατηγορίας 1

Οι κύριες δοκοί θα ελεγχθούν σε μονοαξονική κάμψη και διάτμηση.

#### Μονοαξονική κάμψη

Η εντατική αυτή κατάσταση εμφανίζεται σε δοκούς όπου το επίπεδο φόρτισης διέρχεται δια του κέντρου διάτμησης και είναι παράλληλος προς ένα κύριο άξονα αδρανείας της διατομής. Οι δοκοί σχεδιάζονται με βάση την αντοχή τους σε κάμψη. Με αυτό τον τρόπο εξασφαλίζουμε ότι η ροπή αντοχής σε κάμψη είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη ροπή σχεδιασμού. Επίσης σχεδιάζονται και με βάση της δυσκαμψίας τους εξασφαλίζοντας ότι η δοκός δεν παραμορφώνεται πέραν των μεγίστων αποδεκτών ορίων λειτουργικότητας.

Σε μια δοκό αστοχία επέρχεται όταν η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  υπερβαίνει την καμπτική αντοχή της διατομής, που εξαρτάται από τη γεωμετρία της διατομής, την αντοχή του υλικού και την κατηγορία της διατομής.

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.3)$$

Τόσο κατά τη στατική ανάλυση, όσο και κατά τη δυναμική όπου η καμπτική ροπή είχε μέγιστη τιμή δεν είχαμε καμία υπέρβαση. Επίσης οι δοκοί δεν παρουσιάζουν σημαντικές αξονικές.

### Διάτμηση

Για την επάρκεια μίας δοκού έναντι τέμνουσας, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη συνθήκη:

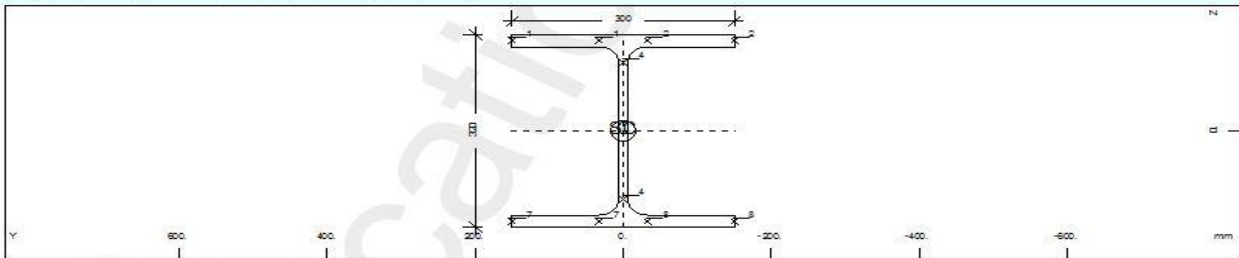
$$\frac{V_{ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.4)$$

Όροφος	$V_{Ed}(kN)$	$V_{pl,Rd}(kN)$	$0.5*V_{pl,Rd}(kN)$
Ίσογειο	<b>26.89</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>
1 <sup>ος</sup>	<b>25.2</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>
2 <sup>ος</sup>	<b>21.69</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>
3 <sup>ος</sup>	<b>20.13</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>

Δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

### 4.3.4 Έλεγχος δευτερεύουσων δοκών

Cross section No. 2 - HE 320 Bdeutereuouosa



Cross section No. 2 - HE 320 Bdeutereuouosa

Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kN/m]
MR#	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]	
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]				(BEAM)
1	1.6134E-02	1.105E-02	3.082E-04	0.0	0.0	210000	1.27
	2.290E-06	3.601E-03	9.239E-05	0.0	0.0	80769	

Mat material number  
 A sectional area  
 Ay,Az,Ayz transverse shear deformation area  
 Iy,Iz,Iyz bending moment of inertia  
 yc,zc centre of gravity  
 ysc,zsc shear centre  
 E Young's modulus  
 g weight per length  
 MR# reinforcement material number  
 It torsional moment of inertia  
 G Shear modulus

### Κατάταξη διατομής

Η διατομή είναι κατηγορίας 1

### Επιλογή καμπύλης λυγισμού

$h/b=320\text{mm}/300\text{mm}=1.066 < 2 \rightarrow$  καμπύλη λυγισμού  $\alpha$

### Διάτμηση

Όροφος	$V_{Ed}(kN)$	$V_{pl,Rd}(kN)$	$0.5*V_{pl,Rd}(kN)$
Ίσογειο	<b>16.82</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>
1 <sup>ος</sup>	<b>16.26</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>
2 <sup>ος</sup>	<b>16.73</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>
3 <sup>ος</sup>	<b>12.52</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>

Δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

### Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$M_{cr}=167263.2kNcm$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT}=\sqrt{\frac{W_{pl,y}*f_y}{M_{cr}}}=0.549$$

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$h/b=320/300=1.066<2 \rightarrow$ καμπύλη λυγισμού a

$$\Phi_{LT}=0.5*(1+\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT}-0.2))+\bar{\lambda}_{LT}^2=0.687 \rightarrow \chi_{LT}=0.91$$

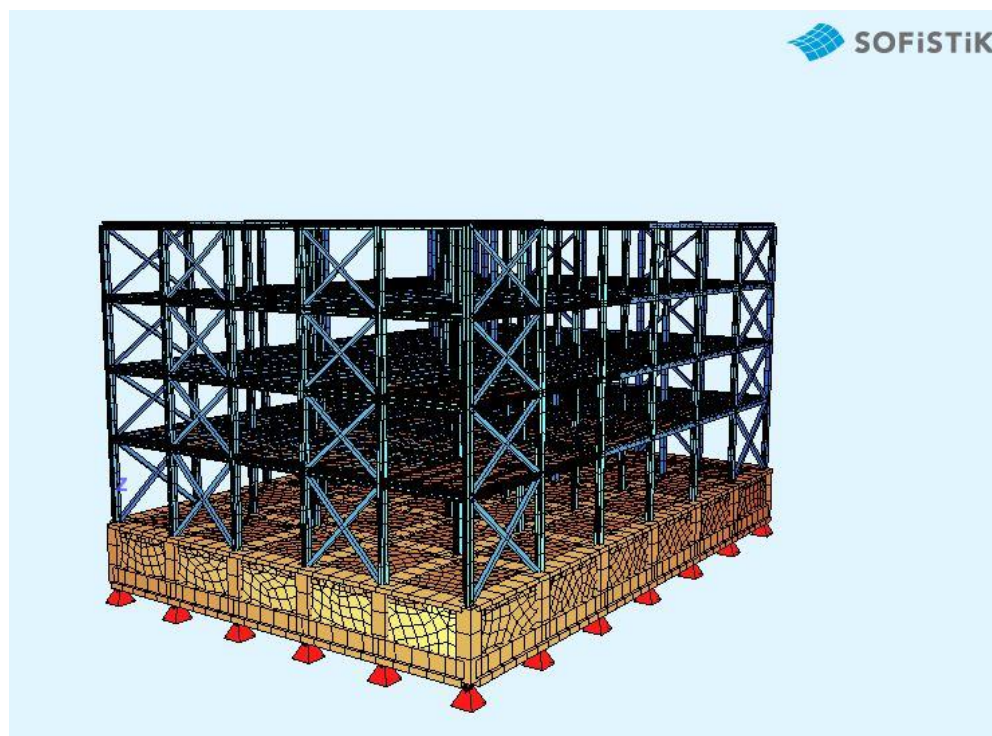
Έλεγχος:

$$M_{ed}/M_{b,Rd} \leq 1 \quad (4.5)$$

$$M_{b,Rd}=\chi_{LT}*W_{pl,y}*f_y/\gamma_{M0}=45956.36kNcm$$

Λόγω ύπαρξης της πλάκας, οι δευτερευουσες δοκοί δεν κινδυνεύουν έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και ο έλεγχός τους παραλείπεται.

## Προσομοίωμα Β-Στατική Ανάλυση



Εικόνα 4.4 Προσομοίωμα Β με τοποθέτηση συνδέσμων σε όλες τις διευθύνσεις(x,y)

### 4.4 Κύριες δοκοί-HE450B

#### Διάτμηση

Όροφος	$V_{Ed}(kN)$	$V_{pl,Rd}(kN)$	$0.5*V_{pl,Rd}(kN)$
Τσογείο	<b>27.22</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>
1 <sup>ος</sup>	<b>23.1</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>
2 <sup>ος</sup>	<b>22.31</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>
3 <sup>ος</sup>	<b>17.06</b>	<b>1080.8</b>	<b>540.4</b>

Δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

### 4.5 Δευτερεύουσες δοκοί-HE320B

#### Διάτμηση

Όροφος	$V_{Ed}(kN)$	$V_{pl,Rd}(kN)$	$0.5*V_{pl,Rd}(kN)$
Τσογείο	<b>17.67</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>
1 <sup>ος</sup>	<b>17.88</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>
2 <sup>ος</sup>	<b>13.41</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>
3 <sup>ος</sup>	<b>12.03</b>	<b>702.4</b>	<b>351.2</b>

#### **4.6 Έλεγχος διαγωνίων στοιχείων κατά τη διεύθυνση y**

##### **Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων ισογείου HEB240**

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M0}$$

όπου  $\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\}$

$$\text{Μήκος λυγισμού } L = \sqrt{5^2 m + 6^2 m} = 7.81$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\lambda_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{781 cm}{10,30 cm * 93.86} = 0.8 \rightarrow \chi_y = 0.71$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{781 cm}{6.08 cm * 93.86} = 1.36 \rightarrow \chi_z = 0.4$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.4$$

$$\text{Προκύπτει } N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0,4 * 106 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 996.4 kN > 189.1 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 106 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 2491 kN > 189.1 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων 1<sup>ου</sup> ορόφου- HEB220**

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0.37 * 91 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 791.24 kN > 114.3 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 91 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 2138.5 kN > 114.3 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων 2<sup>ου</sup> ορόφου- HEB200**

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0.31 * 78.1 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 568.95 kN > 99.6 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 78.1 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 1835.5 kN > 99.6 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων 3<sup>ου</sup> ορόφου- HEB180**

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0.25 * 65.3 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 383.63 kN > 67.2 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό**

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 65.3 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 1534.5 kN > 67.2 kN$$

#### **4.6.1 Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων κατά τη διεύθυνση x**

##### **Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων ισογείου HEB240**

$$\text{Μήκος λυγισμού } L = \sqrt{5^2 m + 5^2 m} = 7.07 m$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{707 cm}{10,30 cm * 93.86} = 0.73 \rightarrow \chi_y = 0.76$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{707 cm}{6.08 cm * 93.86} = 1.23 \rightarrow \chi_z = 0.43$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.43$$

$$\text{Προκύπτει } N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0,43 * 106 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 1071.13 kN > 258.3 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων 1<sup>ου</sup> ορόφου HEB220**

$$\text{Μήκος λυγισμού } L = \sqrt{5^2 m + 4^2 m} = 6.40 m$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{640 cm}{9,43 cm * 93.86} = 0.723 \rightarrow \chi_y = 0.74$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{640 cm}{5.59 cm * 93.86} = 1.22 \rightarrow \chi_z = 0.42$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.42$$

$$\text{Προκύπτει } N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0,42 * 91 cm^2 * 23.5 kN/cm^2 = 898.17 kN > 146.2 kN$$

##### **Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων 2<sup>ου</sup> ορόφου HEB200**

$$\text{Μήκος λυγισμού } L = \sqrt{5^2 m + 4^2 m} = 6.40 m$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{Lcr}{i_y * \lambda_1} = \frac{640 cm}{8.54 cm * 93.86} = 0.8 \rightarrow \chi_y = 0.7$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{640 \text{ cm}}{5.07 \text{ cm} * 93.86} = 1.34 \rightarrow \chi_z = 0.41$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.41$$

$$\text{Προκύπτει } N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0.41 * 78.1 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ kN/cm}^2 = 752.4 \text{ kN} > 80.6 \text{ kN}$$

### Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό διαγωνίων 3<sup>ου</sup> ορόφου HEB180

Ανηγγεμένη λυγηρότητα κατά y :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y * \lambda_1} = \frac{640 \text{ cm}}{7.66 \text{ cm} * 93.86} = 0.9 \rightarrow \chi_y = 0.65$$

Ανηγγεμένη λυγηρότητα κατά z:

$$\lambda_z = \frac{640 \text{ cm}}{4.57 \text{ cm} * 93.86} = 1.5 \rightarrow \chi_z = 0.3$$

$$\chi = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0.3$$

$$\text{Προκύπτει } N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M0} = 0.3 * 65.3 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ kN/cm}^2 = 429.67 \text{ kN} > 35.1 \text{ kN}$$

## 4.7 Έλεγχος υποστηλωμάτων

- Υποστηλώματα ισογείου

•

### Μέγιστη αξονική N

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2123	-2335.6	0.14	0.32	0.00	-1.44	0.49

$$N_{Ed} / \chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.519 < 1$$

$$N_{Ed} / \chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.645 < 1$$

### Μέγιστη My

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2130	-126	-1.52	4.8	-0.00	-57	-10.1

$$N_{Ed} / \chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.243 < 1$$

$$N_{Ed} / \chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.274 < 1$$



### Μέγιστη M<sub>z</sub>

LC	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>t</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
2128	-784.4	7.96	-0.46	0.00	-1.55	-20.75

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.173 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.23 < 1$$

- Υποστηλώματα πρώτου ορόφου

### Μέγιστη αξονική N

LC	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>t</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
2123	-1739.1	0.72	0.13	0.00	0.69	0.85

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.391 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.442 < 1$$

### Μέγιστη M<sub>y</sub>

LC	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>t</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
2130	-754.9	0.08	37.28	-0.00	-74.07	0.33

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.231 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.227 < 1$$

### Μέγιστη M<sub>z</sub>

LC	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>t</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
2123	-639.9	-20.87	0.00	0.00	0.22	-38.93

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.204 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed} / \chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed} / M_{z,Rk} / \gamma_{M1} = 0.263 < 1$$

- Υποστηλώματα δεύτερου ορόφου

#### Μέγιστη αξονική N

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2323	-1064.2	1.92	2.32	0.00	0.18	-42.57

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.247 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.281 < 1$$

#### Μέγιστη My

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2129	-501.4	-0.55	-35.41	-0.00	68.2	-1.14

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.17 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.162 < 1$$

#### Μέγιστη Mz

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2123	-440.6	-23.99	0.14	0.00	0.18	-42.57

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.163 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.219 < 1$$

- Υποστηλώματα τρίτου ορόφου

#### Μέγιστη αξονική N

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2122	-597.1	2.08	2.62	0.00	-5.37	4.22

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.137 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.163 < 1$$

### Μέγιστη $M_y$

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2122	-251.6	-0.32	-49.3	-0.00	-124.59	0.67

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.159 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.125 < 1$$

### Μέγιστη $M_z$

LC	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2122	-224	25.83	-0.71	0.00	-1.84	-51.54

$$N_{Ed}/\chi_y N_{Rk} + k_{yy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.126 < 1$$

$$N_{Ed}/\chi_z N_{Rk} + k_{zy} * M_{y,Ed}/\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1} + k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rk}/\gamma_{M1} = 0.182 < 1$$

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ**

### **5.1 Εισαγωγή**

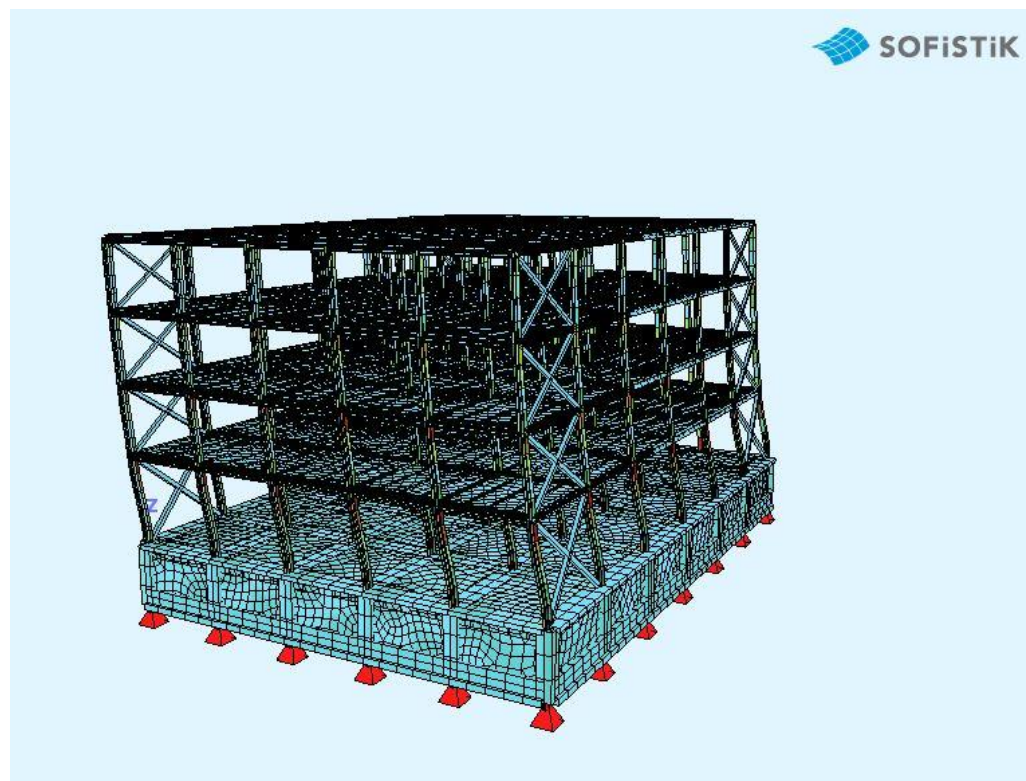
Ο σεισμός αποτελεί βασική δυναμική φόρτιση, κατά τη διάρκεια του οποίου το έδαφος και η βάση μιάς κατασκευής κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο γύρω από την αρχική θέση ηρεμίας. Η μάζα της κατασκευής δεν ακολουθεί τη κίνηση του εδάφους, αλλά εκτελεί δική της ταλάντωση. Εξαιτίας της διαφορετικής αυτής κίνησης προκαλείται παραμόρφωση και συνεπώς ένταση στο φορέα. Τα περισσότερα συστήματα διαθέτουν πολλούς βαθμούς ελευθερίας και μάζες, οι οποίες είναι συγκεντρωμένες στα επίπεδα των πλακών.

Οι πλάκες των οροφών λειτουργούν ως διαφράγματα, είναι απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους και μπορούν να κινούνται ως απαραμόρφωτοι δίσκοι. Η διαφραγματική λειτουργία παίζει σημαντικό ρόλο στη δυναμική απόκριση των κτιρίων, διότι επιβάλλει κινηματικούς περιορισμούς στην παραμόρφωση της κατασκευής.

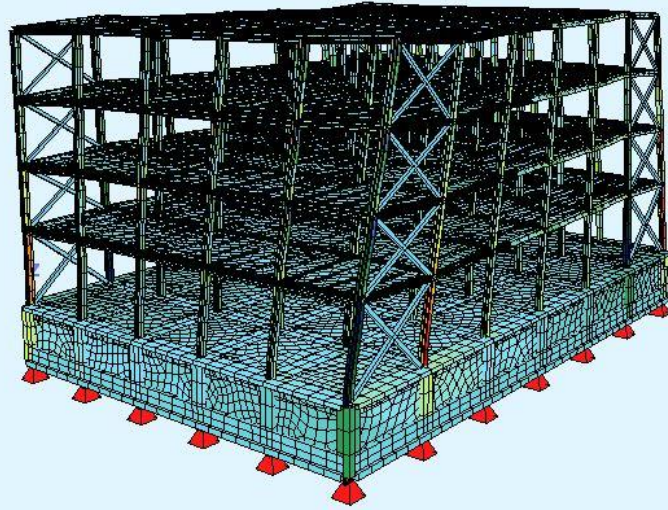
Για τον υπολογισμό των σεισμικών αποκρίσεων χρησιμοποιούμε τη μέθοδο ανάλυσης του φάσματος απόκρισης και έπειτα υπολογίζονται οι ακραίες τιμές των σεισμικών μεγεθών για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης χωριστά. Η μέθοδος που επιλέχθηκε για τον υπολογισμό των μέγιστων εντατικών μεγεθών είναι η CQC (Complete Quadratic Combination).

Εξετάζεται η συμπεριφορά δύο προσομοιωμάτων, στην πρώτη περίπτωση με συνδέσμους δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση  $y$ , ενώ στη δεύτερη με συνδέσμους κατά  $x$  και  $y$ .

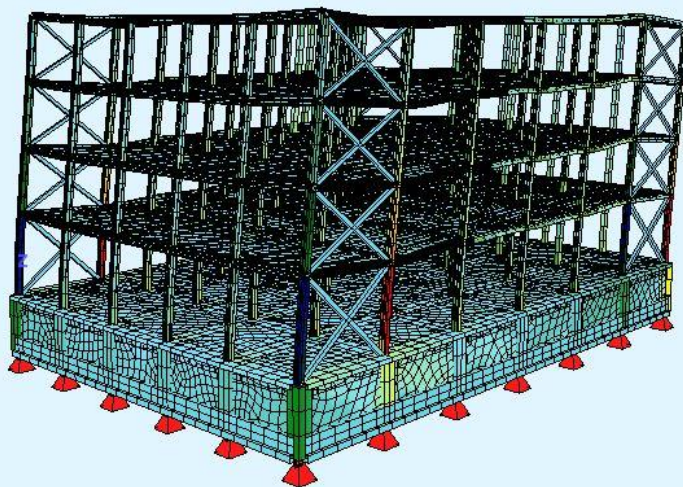
### **Προσομοίωμα Α – Τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη μία διεύθυνση ( $y$ )**



Εικόνα 5.1 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης ( $T=0.874\text{sec}$ )



Εικόνα 5.2 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης (T=0.701sec)



Εικόνα 5.3 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης (T=0.688sec)

### 5.1 Έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας παρέχουν ένα δύσκαμπτο σύστημα ,που προσφέρει πλευρική στήριξη στα υποστηλώματα και βοηθούν στην παραλαβή οριζόντιων φορτίων. Για το δυσμενέστερο συνδυασμό θα γίνει ο έλεγχος των συνδέσμων καθ' ύψος, οι διατομές των οποίων μεταβάλλονται.

- Έλεγχος διατομών σε εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

Όροφος	Διατομή	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 1$
Ισόγειο	HEB240	2491	1327.2	0.53
1 <sup>ος</sup>	HEB220	2138.5	1040	0.48
2 <sup>ος</sup>	HEB200	1835.5	800	0.43
3 <sup>ος</sup>	HEB180	1533.3	361	0.20

Για να έχουμε μία ομοιογενή πλαστική συμπεριφορά των διαγωνίων,θα πρέπει η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  περισσότερο από 25%.

Όροφος	Διατομή	$\Omega$	$(\Omega - \Omega_{min})/\Omega_{min}$
Ισόγειο	HEB240	1.88	0.0%
1 <sup>ος</sup>	HEB220	2.05	9.0%
2 <sup>ος</sup>	HEB200	2.29	21.8%
3 <sup>ος</sup>	HEB180	4.9	60%

### 5.2 Έλεγχος υποστηλωμάτων

Οι δοκοί και τα υποστηλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την παρακάτω απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * N_{Ed,E} \quad (5.2)$$

Όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού/υποστηλώματος σύμφωνα με τον EN1993, που λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,G}$  η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστήλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις που περιλαμβάνονται στο συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}$  η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστήλωμα λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  συντελεστής υπεραντοχής

$\Omega_{min}$  η ελάχιστη τιμή του  $\Omega$  για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος

- Υποστηλώματα ορόφων

Όροφος	$N_{pl,Rd}(kN)$	$N_{Ed,E}(kN)$	$N_{Ed,G}(kN)$	$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * N_{Ed,E}$
<b>Ισόγειο</b>	4653	1457.4	523	$4653 \geq 4290.3kN$
<b>1<sup>ος</sup></b>	4653	771.4	388	$4643 \geq 2378kN$
<b>2<sup>ος</sup></b>	4653	321.4	258.4	$4653 \geq 1087.6kN$
<b>3<sup>ος</sup></b>	4653	66.3	130.7	$4653 \geq 301.75kN$

#### 5.4 Υπολογισμός drift ορόφων

Για κάθε όροφο υπολογίζουμε το drift έτσι ώστε να μην υπάρχει πρόβλημα μεγάλων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού. Θα βρεθεί η μέγιστη μετατόπιση κατά τη διεύθυνση x και y για το δυσμενέστερο συνδυασμό του σεισμού και θα ελεγχθεί εάν το drift είναι εντός των επιθυμητών ορίων.

$$dr * v \leq 0.0075 * h \quad (5.3)$$

όπου,

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

$d_s$  : η μετακίνηση του σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

$v=0.5$  : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης

$h$  : ύψος ορόφου

#### Κατά τη διεύθυνση x

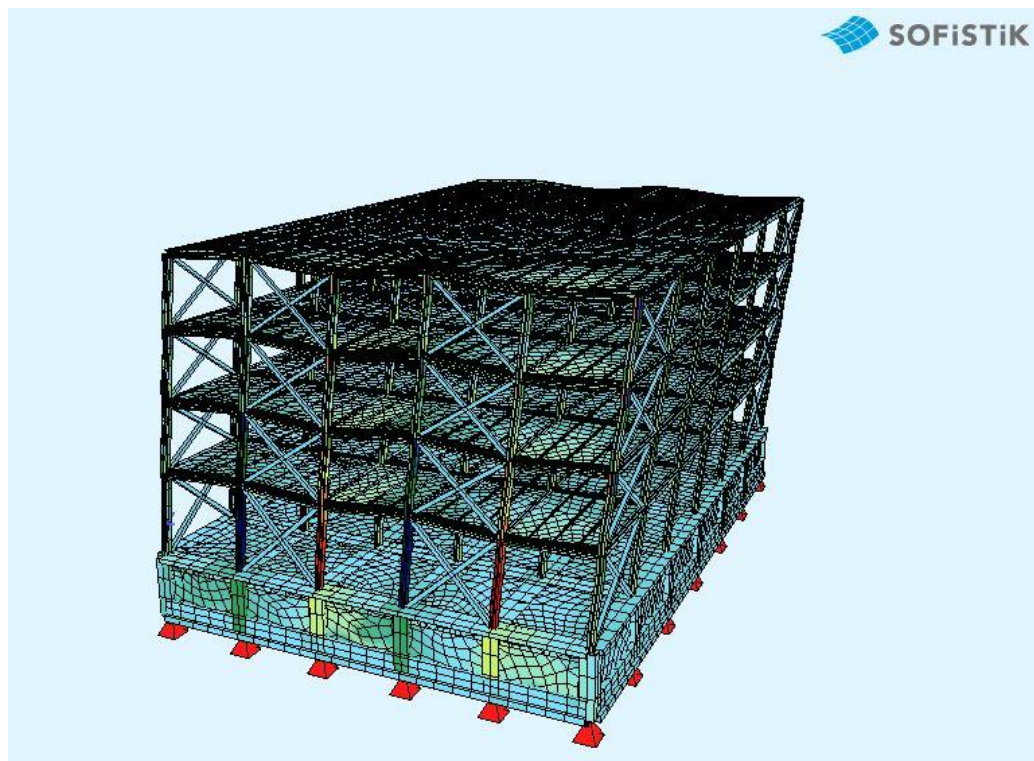
Όροφος	H(m)	$d_{sx}(m)$	$drift_x(m)$
<b>Ισόγειο</b>	<b>5</b>	<b>0.0751</b>	<b>0.0751</b>
<b>Πρώτος</b>	<b>4</b>	<b>0.1416</b>	<b>0.0665</b>
<b>Δεύτερος</b>	<b>4</b>	<b>0.1872</b>	<b>0.0456</b>
<b>Τρίτος</b>	<b>4</b>	<b>0.2064</b>	<b>0.0192</b>

#### Κατά τη διεύθυνση y

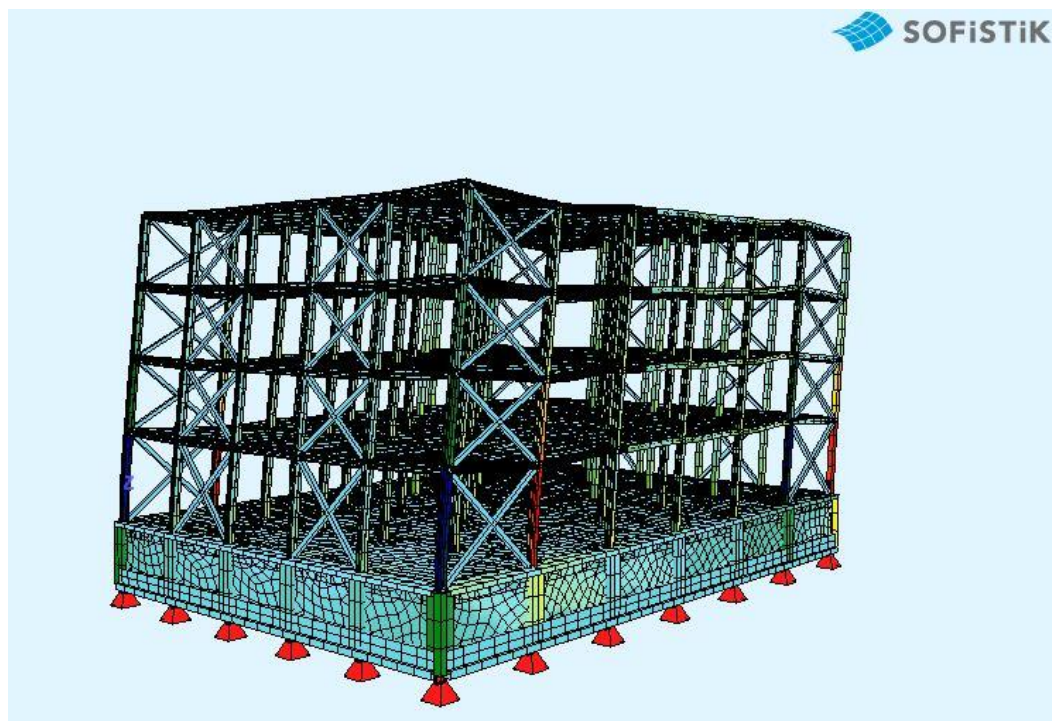
Όροφος	H(m)	$d_{sy}(m)$	$drift_y(m)$
<b>Ισόγειο</b>	<b>5</b>	<b>0.0207</b>	<b>0.0207</b>
<b>Πρώτος</b>	<b>4</b>	<b>0.0424</b>	<b>0.0217</b>
<b>Δεύτερος</b>	<b>4</b>	<b>0.0644</b>	<b>0.0220</b>
<b>Τρίτος</b>	<b>4</b>	<b>0.0832</b>	<b>0.0188</b>



**Προσομοίωμα Β- Τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας στις δύο διευθύνσεις(x και y)**

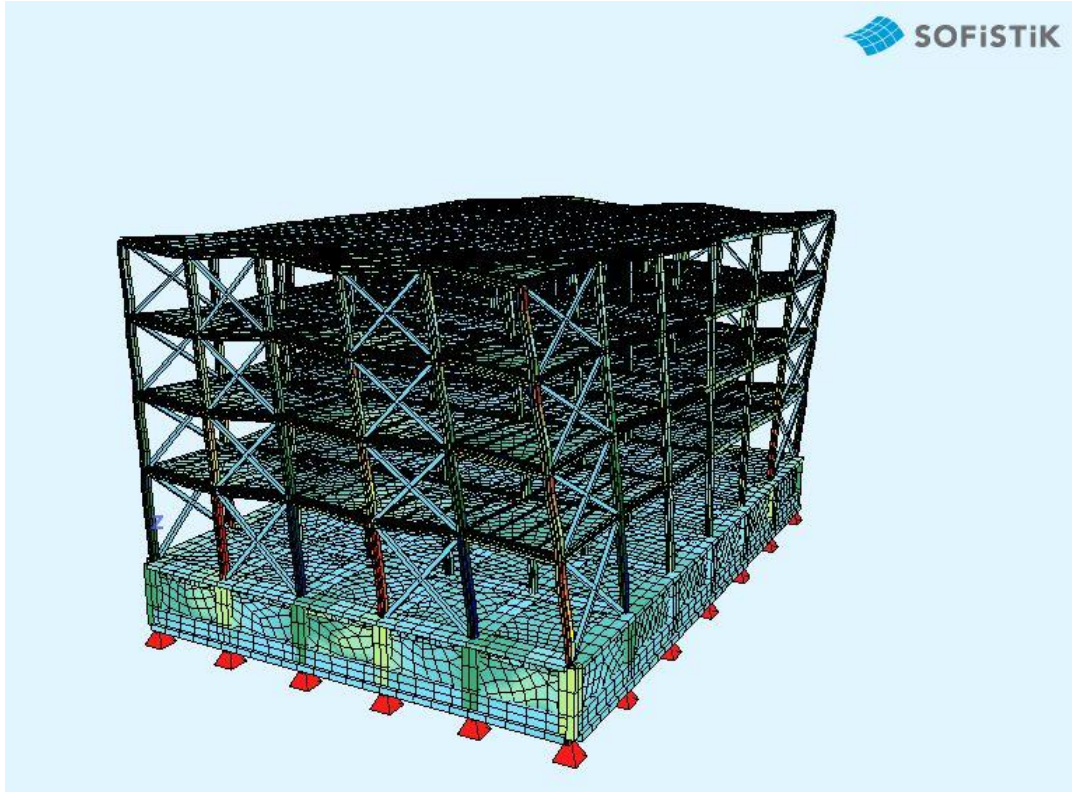


Εικόνα 5.4 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης ( $T_1= 0.753\text{sec}$  )



Εικόνα 5.5 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης ( $T_2=0.688\text{sec}$ )





Εικόνα 5.6 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης ( $T_3=0.451\text{sec}$ )

- Έλεγχος διατομών σε εφελκυσμό

Κατά τη διεύθυνση x

Όροφος	Διατομή	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$
Ισόγειο	HEB240	2491	1523.2	0.61
1 <sup>ος</sup>	HEB220	2138.5	1065	0.49
2 <sup>ος</sup>	HEB200	1835.5	810	0.41
3 <sup>ος</sup>	HEB180	1533.3	376	0.24

Όροφος	Διατομή	$\Omega$	$(\Omega - \Omega_{min})/\Omega_{min}$
Ισόγειο	HEB240	1.63	0.00%
1 <sup>ος</sup>	HEB220	2.00	22%
2 <sup>ος</sup>	HEB200	2.20	34%
3 <sup>ος</sup>	HEB180	4.00	45%

Κατά τη διεύθυνση y

Όροφος	Διατομή	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$
Ισόγειο	HEB240	2491	1328.4	0.53
1 <sup>ος</sup>	HEB220	2138.5	1042.2	0.48
2 <sup>ος</sup>	HEB200	1835.5	726.6	0.39
3 <sup>ος</sup>	HEB180	1533.3	316.2	0.20

Όροφος	Διατομή	$\Omega$	$(\Omega - \Omega_{min})/\Omega_{min}$
Ισόγειο	HEB240	1.88	0.00%
1 <sup>ος</sup>	HEB220	2.05	9%
2 <sup>ος</sup>	HEB200	2.52	34%
3 <sup>ος</sup>	HEB180	4.8	55%

Έλεγχος υποστηλωμάτων

Όροφος	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{Ed,E}$ (kN)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * N_{Ed,E}$
Ισόγειο	4653	1465.9	522.7	$4653 \geq 3808.14 \text{ kN}$
1 <sup>ος</sup>	4653	769.2	387.8	$4643 \geq 2110.8 \text{ kN}$
2 <sup>ος</sup>	4653	318.8	258.1	$4653 \geq 972.21 \text{ kN}$
3 <sup>ος</sup>	4653	60.8	130.6	$4653 \geq 266.79 \text{ kN}$

Υπολογισμός drift ορόφων

Κατά τη διεύθυνση x

Όροφος	H(m)	$d_{sx}$ (m)	drift <sub>x</sub> (m)
Ισόγειο	5	0.0230	0.0230
Πρώτος	4	0.0464	0.0234
Δεύτερος	4	0.0704	0.0240
Τρίτος	4	0.0912	0.0208

Κατά τη διεύθυνση y

Όροφος	H(m)	$d_{sy}$ (m)	drift <sub>y</sub> (m)
Ισόγειο	5	0.0206	0.0206
Πρώτος	4	0.0423	0.0217
Δεύτερος	4	0.0646	0.0223
Τρίτος	4	0.0832	0.0186

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 :ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

## 6.1 Εισαγωγή

Μία μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα στοιχεία που μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους. Σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση μελών και η αποκατάσταση συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας αποκαλούνται κόμβοι.

Η **σύνδεση** ορίζεται ως το σύνολο των επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Ο **κόμβος** χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης της πλαστικής ικανότητας των μελών, ώστε να εκμεταλλευτούμε την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών του πλαισίου.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα: κοχλίες, ήλοι, πείροι
- Συγκολλήσεις: εσωραφές και εξωραφές

Οι κόμβοι δοκών –υποστηλωμάτων, δοκού-δοκού σχεδιάζονται συνήθως ως αρθρωτοί ή άκαμπτοι. Ένα πλαίσιο με απλούς κόμβους συμπεριφέρεται ως ένα σύνολο στατικά ορισμένων τμημάτων που μπορούν να διαστασιολογηθούν ελυκόλα. Αντίθετα, αν οι κόμβοι θεωρηθούν άκαμπτοι, τότε η διαδικασία είναι πιο δύσκολη.

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- **Απλές συνδέσεις**, που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις, επιτρέποντας τις στροφές από τις δράσεις σχεδιασμού.
- **Συνδέσεις ροπής**, που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές, όπως οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών-υποστηλωμάτων, που μεταφέρουν μέσω της πλαισιακής λειτουργίας τις δυνάμεις και ροπές των δοκών στα υποστηλώματα. Ανάλογα με την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα συνδεόμενα μέλη διακρίνονται σε συνδέσεις πλήρους αντοχής και μερικής αντοχής.

Η απόκριση των κόμβων στην επιβαλλόμενη ένταση απεικονίζεται μέσω του διαγράμματος ροπής –στροφής ( $M-\varphi$ ), όπου  $M$ , η επιβαλλόμενη ροπή και  $\varphi$ , η γωνία μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου. Η κλίση της καμπύλης του διαγράμματος δίνει και τη δυσκαμψία του κόμβου.

Ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, οι κόμβοι διακρίνονται σε :

- **Άκαμπτοι κόμβοι**, όπου δεν μεταβάλλεται η γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών.
- **Αρθρωτοί κόμβοι**, με ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών.
- **Ημιάκαμπτοι κόμβοι**, η γωνία  $\varphi$  μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή  $M$  στο μέλος.

## **6.2 Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων**

Οι κοχλιωτές συνδέσεις διακρίνονται σε κατηγορίες, ανάλογα με τη διεύθυνση της προς μεταφοράς δύναμης. Διακρίνονται σε συνδέσεις διάτμησης, όπου η δύναμη είναι κάθετη προς τον άξονα του κοχλία και οι συνδέσεις εφελκυσμού, όπου η δύναμη είναι παράλληλη προς τον άξονα του κοχλία.

### **6.2.1 Συνδέσεις διάτμησης**

Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε διάτμηση πρέπει να σχεδιάζονται σε μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

- **Κατηγορία A: Συνδέσεις άντυγας**

Στις κοινές συνδέσεις η μεταφορά των δυνάμεων γίνεται μέσω επαφής της άντυγας του ελάσματος με τον κορμό του κοχλία. Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες ποιότητας από 4.6 μέχρι 10.9. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

- **Κατηγορία B: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

Στις προεντεταμένες κοχλιώσεις, η μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων γίνεται μέσω της αναπτυσσόμενης τριβής των συνδεόμενων ελασμάτων, που οφείλεται στη δύναμη προέντασης. Έπειτα η τριβή υπερνικάται και έχουμε ολίσθηση μεταξύ των ελασμάτων, με συνέπεια η κοχλίωση να συμπεριφέρεται ως κοχλίωση άντυγας τύπου A. Γίνεται διάκριση μεταξύ εκείνων όπου η ολίσθηση συμβαίνει στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (κατηγορία B) και εκείνων στην οριακή κατάσταση αστοχίας (κατηγορία C). Οι κοχλιώσεις κατηγορίας B λειτουργούν ως κοχλιώσεις τριβής για τις δυνάμεις λειτουργικότητας και ως κοχλιώσεις άντυγας για την οριακή κατάσταση αστοχίας. Χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες ποιότητας 8.8 ή 10.9.

- **Κατηγορία C: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

Οι κοχλιώσεις της κατηγορίας αυτής λειτουργούν ως κοχλιώσεις τριβής και δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες ποιότητας 8.8 ή 10.9. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

### **6.2.2 Συνδέσεις εφελκυσμού**

Η δύναμη μεταφέρεται μέσω του κορμού του κοχλία και η αστοχία συμβαίνει στη διατομή του σπειρώματος, που είναι ασθενέστερη από την πλήρη διατομή του κορμού.

- **Κατηγορία D: Χωρίς προένταση**

Δεν απαιτείται προένταση. Η κατηγορία αυτή δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που υπόκεινται σε συχνές μεταβολές εφελκυστικού φορτίου. Χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που σχεδιάζονται για συνήθη φορτία ανέμου.

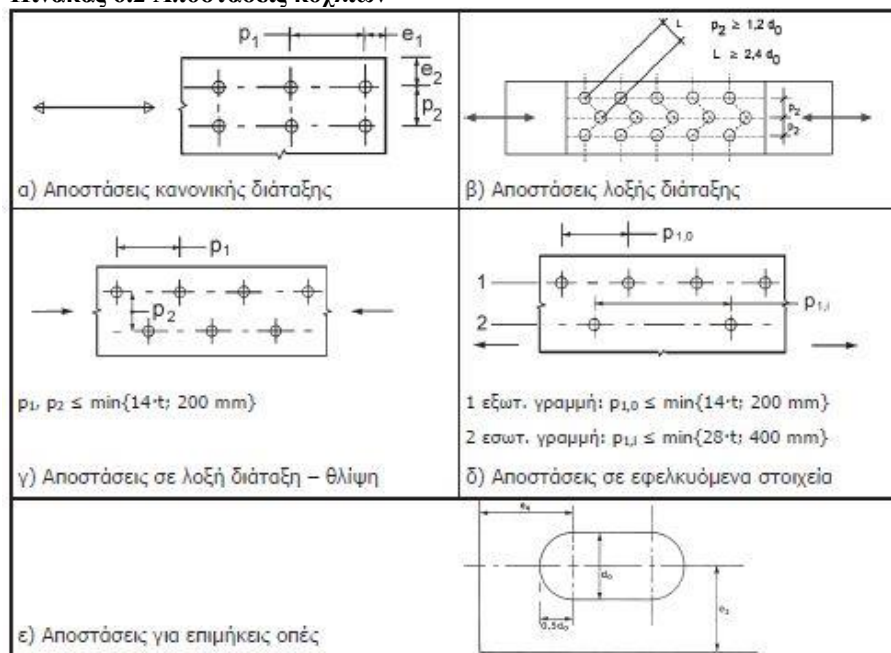
• **Κατηγορία Ε : Με προένταση**

Χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 και 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιγξη. Η αντοχή έναντι των διατμητικών δυνάμεων εξαρτάται από τον αριθμό των προς σύνδεση ελασμάτων και τον επιπέδων διάτμησης.

**Πίνακας 6.1 Αντοχή σχεδιασμού μεμονομένων κοχλίων σε συνδέσεις άντυγας**

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλίου <b>A</b>	$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ $a_v = 0,6$
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίου <b>A<sub>s</sub></b>	$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ $a_v = 0,6$ για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8 $a_v = 0,5$ για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας <sup>1), 3)</sup>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad a_b = \min \left\{ a_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0 \right\}$ για τελευταία σειρά κοχλίων κατά τη διεύθυνση του φορτίου $a_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$ για εσωτερική σειρά κοχλίων κατά τη διεύθυνση του φορτίου $a_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$ για πλευρικά ακραίους κοχλίες κάθετα στη διεύθυνση του φορτίου $k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$ για εσωτερικούς κοχλίες κάθετα στη διεύθυνση του φορτίου $k_1 = \min \left\{ 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$
Αντοχή σε εφελκυσμό <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad , k_2 = 0,9 \text{ γενικά}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot n \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$
<sup>1)</sup> Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλίων - σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλίων σε κανονικές οπές. - σε επιμήκεις οπές, όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου, είναι το 60% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλίων σε κανονικές οπές. <sup>3)</sup> Όταν το φορτίο σε έναν κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.	

**Πίνακας 6.2 Αποστάσεις κοχλίων**



Αποστάσεις [mm], βλέπε Σχ. 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο $e_1$	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση από άκρο $e_2$	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση $e_3$ σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Απόσταση $e_4$ σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Βήμα $p_1$	$2,2 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$
Βήμα $p_{1,0}$		$\min\{14 \cdot t; 200\}$		
Βήμα $p_{1,l}$		$\min\{28 \cdot t; 400\}$		
Βήμα $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$

1) Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλίων και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:  
 - σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και  
 - σε εφελκυσμένα εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

2) Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας  $0,6 \cdot p_1$  ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος  $p_1/t$  είναι μικρότερος από  $9 \cdot \epsilon$ . Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

3)  $t$  είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

5) Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι  $p_2 = 1,2 \cdot d_0$  με την προϋπόθεση ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από  $2,4 \cdot d_0$  (βλέπε Σχ3.1β).



### 6.3 Κόμβοι δοκών –υποστηλωμάτων

Οι κόμβοι δοκών – υποστηλωμάτων διαμορφώνονται με συγκόλληση ή με κοχλίωση μετωπικών πλακών. Η συμπεριφορά τους εκφράζεται μέσω της καμπύλης ροπή –στροφής(M-φ), όπου η ροπή εκφράζει την εφαρμοζόμενη ροπή στη δοκό και η στροφή τη μεταβολή της γωνίας μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Ο προσδιορισμός της αντοχής κοχλιωτών συνδέσεων με μετωπικές πλάκες γίνεται εξετάζοντας τις αντοχές τριών ζωνών. Ειδικά για την εφελκόμενη ζώνη, η δύναμη μεταφέρεται στον κορμό του υποστηλώματος μέσω της κοχλίωσης της μετωπικής πλάκας με το πέλμα του υποστηλώματος.

Πίνακας 6.3 Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκόμενου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2pm_x$ $pm_x + w$ $pm_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e+2m_x+0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w+2m_x+0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκόμενο πέλμα της δοκού	$2pm$	$am$	$pm + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2pm$	$4m + 1,25 e$	$2p$	$p$
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2pm$	$4m + 1,25 e$	$pm + p$	$2m+0,625e+0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	
Το $a$ λαμβάνεται από το Σχήμα 6.11				

Πίνακας 6.4 Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστηλώματος

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Εσωτερική σειρά κοχλιών	$2pm$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2pm$ $pm + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $pm + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

Στη διπλωματική αυτή εργασία θα ελεγχθούν ενδεικτικά οι συνδέσεις :

- Έδραση υποστηλώματος
- Κύρια δοκός –διαδοκίδα
- Κύρια δοκός-υποστήλωμα

### 6.3 Έδραση υποστηλώματος

Ο μεταλλικός φορέας εδράζεται πάνω σε υποόγειο που είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για τη σύνδεσή τους χρησιμοποιήθηκαν 8 αγκύρια διαμέτρου M28, ποιότητας S235. Για να διατηρηθούν τα αγκύρια σε σταθερές αποστάσεις κοχλιώνονται σε μία επίπεδη πλάκα. Ο έλεγχος της σύνδεσης πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος Steel Connections. Εισάγονται τα γενικά στοιχεία της σύνδεσης :

Input Data-Foundation Connection-EC3

**General connection data**

Column: HEB400

Aw: 6  Welded Column

Af: 10 Column's Length: 4000

Steel quality: S235

Concrete: C20/25

The frame is braced and non-sway in column's strong axis direction

The frame is braced and non-sway in column's weak axis direction

**Foundation design**

Ar: 400

Br: 400

H: 1500

Footing Side A: 1200

Footing Side B: 1200

Grout Thickness: 45

Grout Material: C20/25

**Reinforcement**

Longitudinal reinforcement

fy: 0,5 Cover(mm): 50

Direction A D: 12 / 200

Direction B D: 14 / 150

Transversal reinforcement

fy: 0,5 D: 12 / 200

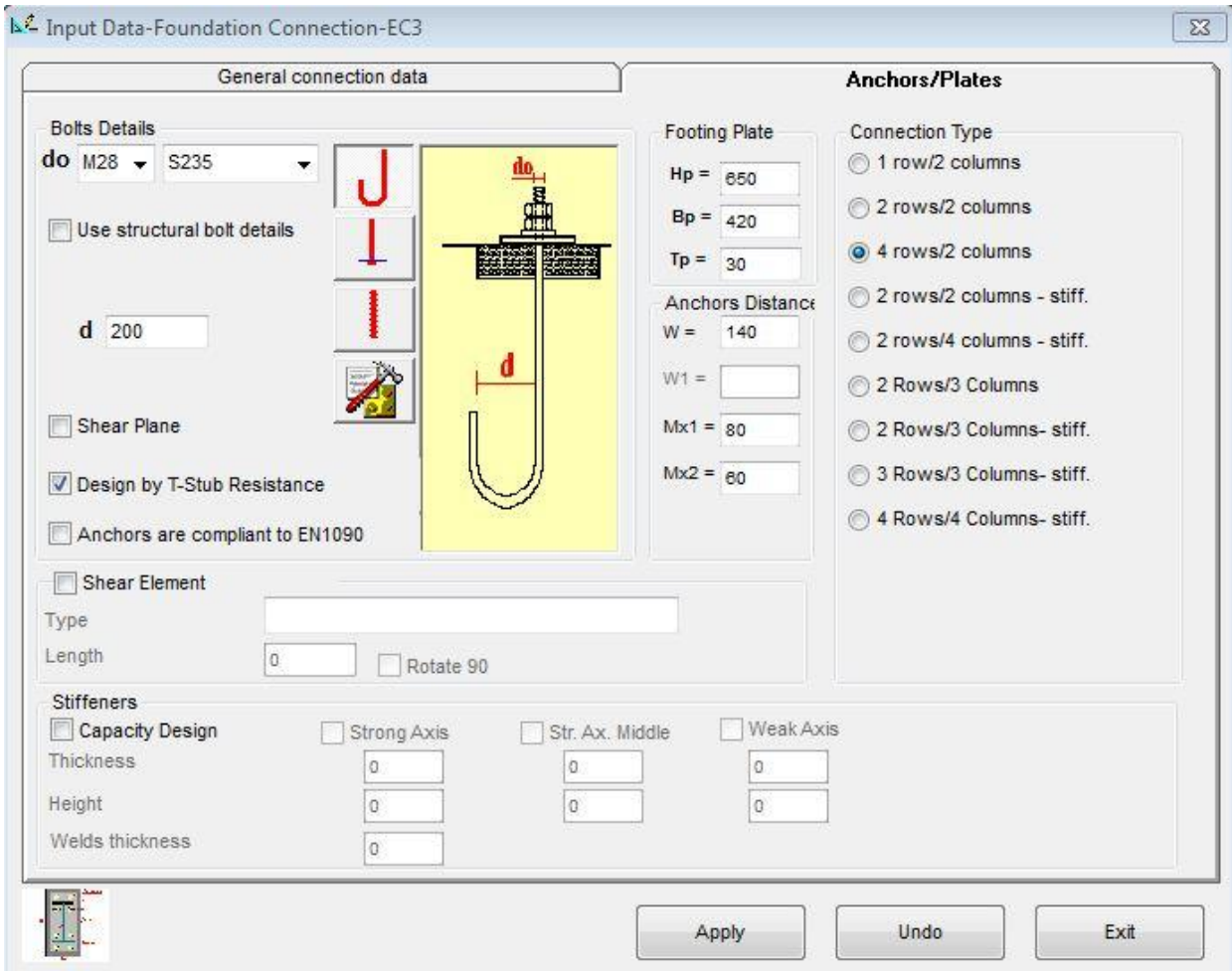
Assume cracked concrete  Use low strength weldings

Concrete design against edge failure using the anchors resistance in shear

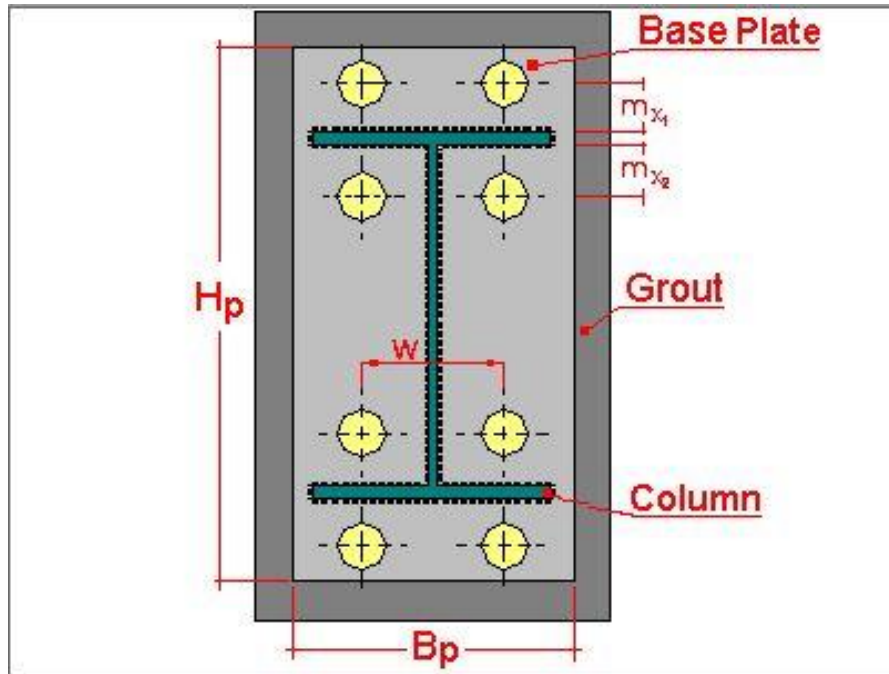
Apply Undo Exit

Εικόνα 6.1 Γενικά χαρακτηριστικά σύνδεσης






Εικόνα 6.2 Δεδομένα μέσω συνδεσης



Εικόνα 6.3 Λεπτομέρεια σύνδεσης

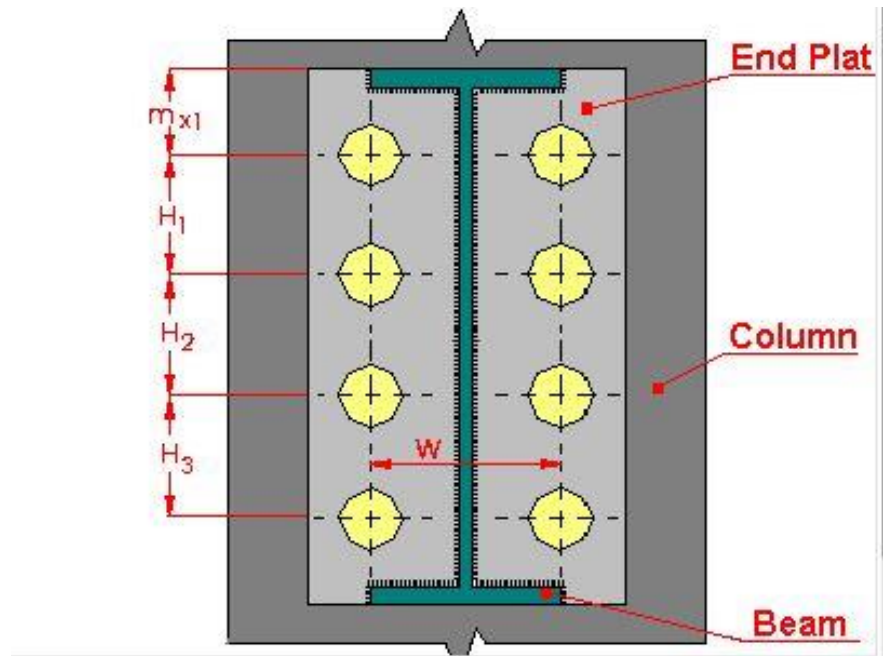
Node : -99-LC : -99 Results - Foundation Connection-EC3

Results	Interaction Diagram	Stiffness
<b>Resistance of the Weldings</b> Welds check for design loads - Von Mises criterion (High Strength Welding) <input type="text" value="0,80"/>  Welds under localized stress - T-stub actions (High Strength Welding) <input type="text" value="0,33"/>  Welds check for design loads - Von Mises criterion (Low Strength Welding) <input type="text" value="--"/>  Welds between major moment stiffener and base plate <input type="text" value="--"/> Welds between minor moment stiffener and base plate <input type="text" value="--"/>  Bigger welds throat for Major stif. to col. flange. <input type="text" value="--"/> Bigger welds throat for Major stif. to minor stif. <input type="text" value="--"/> Bigger welds throat for shear nib's flange <input type="text" value="--"/>  Bigger welds throat for shear nib's web <input type="text" value="--"/>  Shear nib to base plate welds check <input type="text" value="--"/>	<b>Connection in shear</b> Base plate in bearing - yy direction <input type="text" value="0,00"/> Base plate in bearing - zz direction <input type="text" value="0,00"/> Anchors in shear <input type="text" value="0,00"/> Shear Nib in Biaxial Bending <input type="text" value="--"/> Shear Nib in Shear - yy direction <input type="text" value="--"/> Shear Nib in Shear - zz direction <input type="text" value="--"/> Concrete in Bearing - yy direction <input type="text" value="--"/> Concrete in Bearing - zz direction <input type="text" value="--"/>  <b>Anchorage</b> Anchors Type: Hook Anchor   Concrete Cone Failure <input type="text" value="--"/> Splitting Failure <input type="text" value="--"/> Concrete Edge Failure <input type="text" value="0,01"/> Required anchorage length <input type="text" value="494"/> Required supporting plate dimension (diameter or side) <input type="text" value="--"/>	<b>Stiffeners</b> Major Moment Stiffeners in Bending <input type="text" value="--"/> Minor Moment Stiffeners in Bending <input type="text" value="--"/> Major Moment Stiffeners in Shear <input type="text" value="--"/> Minor Moment Stiffeners in Shear <input type="text" value="--"/>  <b>Anchorage</b> Connection in Axial force and Biaxial Bending <input type="text" value="0,73"/> Utilization rate for Major Bending <input type="text" value="0,00"/> Utilization rate for Minor Bending <input type="text" value="0,00"/> Utilization rate for Axial Force <input type="text" value="0,73"/>  <b>Column check</b> Column in Axial force and Biaxial Bending <input type="text" value="0,00"/> Column in Shear - yy direction <input type="text" value="0,00"/> Column in Shear - zz direction <input type="text" value="0,00"/>

Εικόνα 6.4 Αποτελέσματα έδρασης υποστηλώματος

#### 6.4 Σύνδεση κύριας δοκού –υποστηλώματος

Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκε μετωπική πλάκα που συγκολλάται στην κύρια δοκό κι κοχλιώνεται στα πέλματα του υποστηλώματος. Τα δεδομένα εισαγωγής και οι λεπτομέρειες σύνδεσης παρουσιάζονται παρακάτω:



Εικόνα 6.5 Λεπτομέρεια σύνδεσης κύριας δοκού -υποστηλώματος

Input Data-Beam to column con. welded or with end plate-EC3

Additional Parameters-1      Additional Parameters-2

**General connection data**      Bolts Data      Optimization

Column: HEB400       Flange Butt Welds

Beam: HEB450      Weld thick Af: 5

Steel quality: S235      Weld thick Aw: 3,75

   Beam length: 5000

Deg / Slope %

Angle(deg): 0,00

Welded Column       Two beams

Welded Beam       Braced frame

Enable beam's flange and web in compression check.

Capacity Design Check of the Welds

Last Floor

Stiffeners

Stiffner up      Stiffner's Width: 144

Stiffner diag.      Stiffner's Thickness: 26

Stiffner down

Haunch

Height: 225      Length: 675

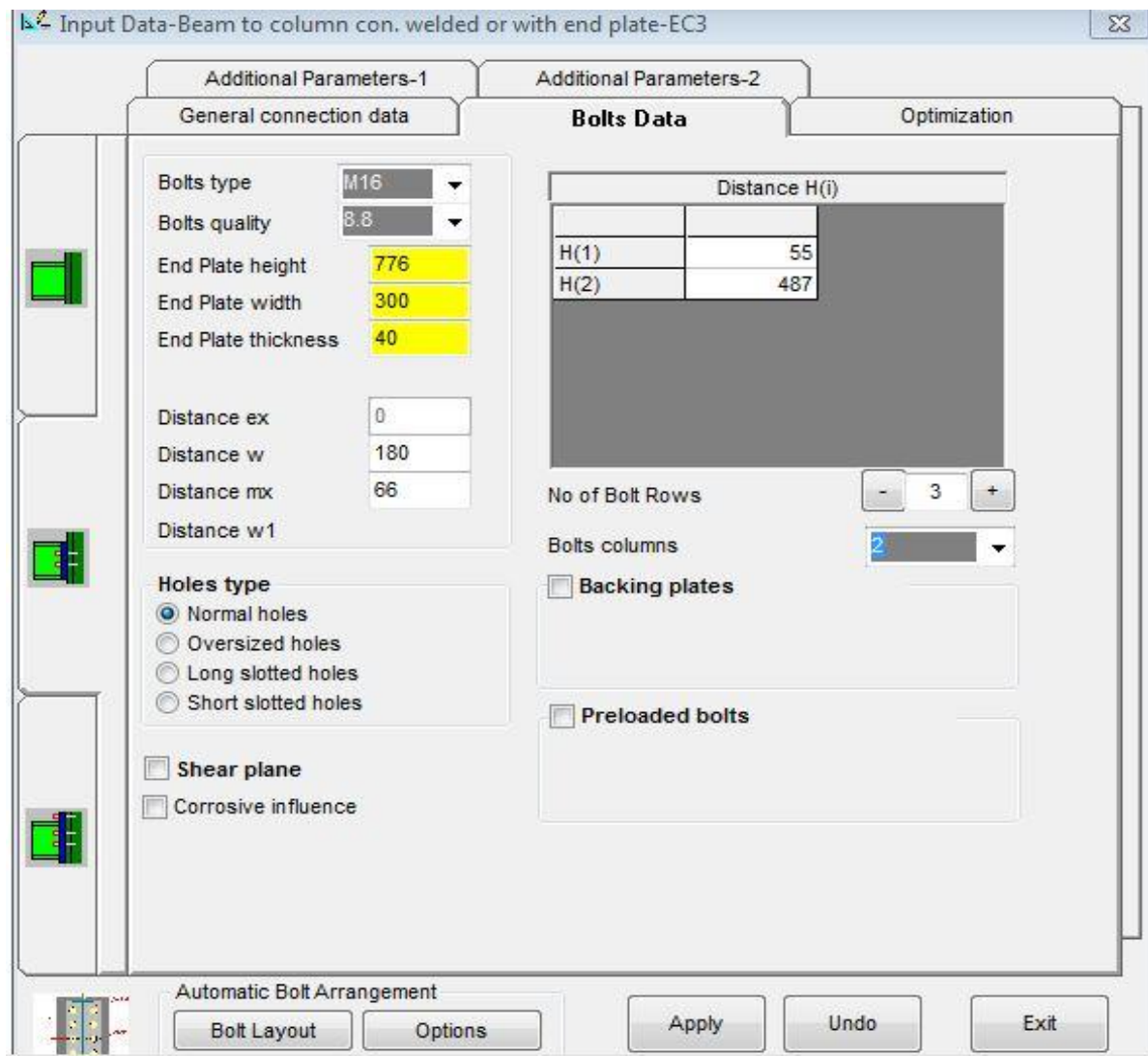
Stiffener      Partial Length:

Supl. web plate

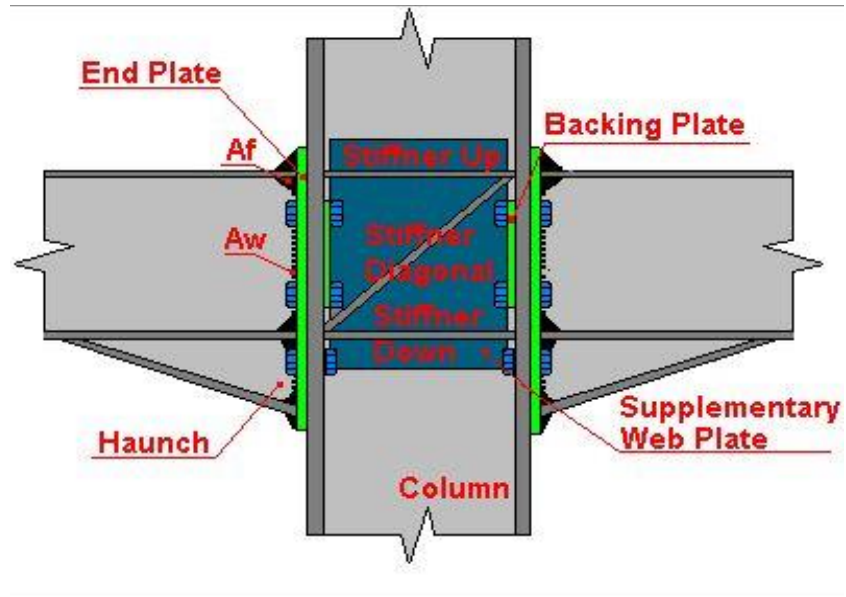
Automatic Bolt Arrangement

Bolt Layout      Options      Apply      Undo      Exit

Εικόνα 6.6 Γενικά δεδομένα εισαγωγής



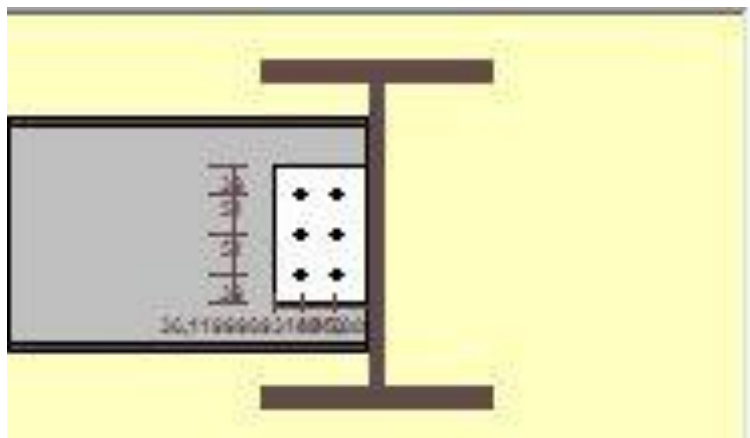
Εικόνα 6.7 Δεδομένα εισαγωγής μέσω συνδέσης



Εικόνα 6.8 Λεπτομέρεια σύνδεσης

### 6.5 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας

Η σύνδεση διαμορφώνεται μέσω δύο γωνιακών. Το ύψος της διαδοκίδας είναι μικρότερο από το ύψος της κύριας δοκού και γι' αυτό δεν απαιτείται απότμηση μέρους του κορμού της διαδοκίδας.



Εικόνα 6.10 Λεπτομέρεια σύνδεσης



Input Data-Beam to Beam Connection by Web Cleats-EC3

**Connection**

**General connection data**

Main Beam: HEB450  Welded Main Beam

Second. Beam: IPE300  Welded Sec. Beam

Steel Quality: S235  Two Beams

Gap: 5  Rotate Main Beam 90deg

Up Cut

Down Cut

Position of Secondary Beam: 0

**Bolts / Angle Cleats**

Automatic Bolt Arrangement

Εικόνα 6.11 Δεδομένα εισαγωγής διατομών

Input Data-Beam to Beam Connection by Web Cleats-EC3

**Connection**

**Bolts Details**

Welded on secondary Beam

**Bolts Data (Main Beam)**

Bolts Type: M16 No of Rows: 2

Bolts Quality: 8.8 No of Columns: 2

Shear plane

Distance e1: 54 Distance e2: 43,88

Dist. between Rows P1: 72 Dist. between Columns P2: 49

**Bolts Data (Second. Beam)**

Bolts Type: M16 No of Rows: 3

Bolts Quality: 8.8 No of Columns: 2

Shear plane

Distance e1: 39 Distance e2: 45,88

Dist. between Rows P1: 51 Dist. between Columns P2: 45

**Bolts / Angle Cleats**

**Data of Angle Cleats**

Connect by Plate

No of Angle Cleats or Fin Plates: 2

H = 120  
B = 120  
t = 12  
W1 = 0  
W2 = 0  
W3 = 0  
A = 2750,00  
r1 = 13  
min(H-2c) = 248  
Length = 180

L120x12

Automatic Bolt Arrangement

Εικόνα 6.12 Δεδομένα κοχλίων

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

Η παρούσα διπλωματική εργασία στοχεύει στην ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου. Ο σχεδιασμός του έγινε με βάση τα αποτελέσματα στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ώστε ο φορέας να είναι ικανός να παραλάβει τα φορτία σχεδιασμού και να πληρεί όλους τους ελέγχους. Τοποθετήθηκαν, έπειτα από δοκιμές, κατάλληλες διατομές που να ικανοποιούν τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας και να οδηγούν στο μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης.

Εξετάστηκαν δύο προσομοιώματα με εναλλακτικές θέσεις των συνδέσμων και πραγματοποιήθηκε στατική και δυναμική ανάλυση για τις δύο αυτές περιπτώσεις. Η τοποθέτηση των συνδέσμων κατά τις δύο διευθύνσεις δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά του κτιρίου κατά τους στατικούς ελέγχους. Μεγάλη διαφορά παρατηρήθηκε κατά τη διάρκεια του σεισμού, όπου το προσομοίωμα Α παρουσιάζει στρεπτική ευαισθησία, σε σύγκριση με το Β.

Απαιτήθηκαν 25 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί περισσότερο από το 90% της μάζας της κατασκευής στο προσομοίωμα Α, ενώ στο προσομοίωμα Β δώδεκα ιδιομορφές. Μείωση παρατηρούμε και στα αποτελέσματα του ελέγχου περιορισμού βλαβών κατά τη διεύθυνση x, όπως επίσης και στα drift των ορόφων του προσομοιώματος Β.

Πραγματοποιήθηκε ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Θεωρώντας τη συμπεριφορά του φορέα ανελαστική, οδηγούμαστε σε οικονομικότερο σχεδιασμό, αφού επιτρέπουμε στην κατασκευή να παραμορφώνεται στην πλαστική περιοχή κατά τη διάρκεια του σεισμού.



## **Βιβλιογραφία**

1. Ι.Βάγια, Ι.Ερμόπουλου, Γ.Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
2. Ι.Βάγια, Ι.Ερμόπουλου, Γ.Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
3. Ι.Βάγια, Ι.Ερμόπουλου, Γ.Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
4. Ι. Ψυχάρης, «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας»
5. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες για κτίρια»
6. Εγχειρίδιο προγράμματος Steel Connections.

## **Παράρτημα Α: Αποτελέσματα Συνδέσεων**

## 1. Input data of the connection.

### Basis of Design

Rule:..... EC3  
CEN/TSB 1992-4-1 2009 (Design of fastenings for use in concrete, part 4- 1 General)  
CEN/TSB 1992-4-2 2009 (Design of fastenings for use in concrete, part 4- 2 Headed Bolts)  
Gm0:..... 1,00  
Gm1:..... 1,00  
Gm2:..... 1,25

### Data of Column

Type..... HEB400  
Steel grade..... S235  
Height..... 400 mm  
Width..... 300 mm  
Web thickness..... 13.5 mm  
Flange thickness..... 24 mm

### Connection Details

Connection type..... Foundation Connection - 4 rows/2 columns  
Steel grade..... S235  
Foundation Plate's Length..... 650 mm  
Foundation Plate's Width..... 420 mm  
Foundation Plate's Thickness..... 30 mm  
Weld thickness Af..... 10 mm  
Weld thickness Aw..... 6 mm  
Use low strength weldings..... NO

### Anchors

Anchors Type..... Hook Anchor  
L1 (Node : -99 LC : -99)..... 494 mm  
L2 (Node : -99 LC : -99)..... 140 mm  
d..... 200 mm  
d0..... 28 mm  
Anchors Material..... S235 Su = 360 Sy = 235 MPa  
The shear plane passes trough the threaded por. of the bolt..... NO  
Design by T-Stub Resistance..... YES  
Anchors are compliant to EN1090..... NO

### Foundation Data Anchors are compliant to

EN1090..... NO  
Foundation Material..... C20/25  
Concrete isconsidered as cracked..... YES  
Distance Ar..... 400 mm  
Distance Br..... 400 mm  
Foundation Height H..... 1500 mm  
Foundation Side A..... 1200 mm  
Foundation Side B..... 1200 mm  
Grout Thickness..... 45 mm  
Grout Material..... C20/25

### Stiffness Results

Stiffness results for major bending  
Bending resistance for fixed eccentricity..... 1,66 KNm  
Left lever arm..... 160,84 mm  
Right lever arm..... 160,84  
The connection is symmetric so the program arbitrary selects the left part of the connection as tensioned and the right part as compressioned.

Bending resistance for fixed eccentricity..... 14,04 KNm  
Left lever arm..... 87,62 mm  
Right lever arm..... 87,62 mm

#### Anchors Resistances

Anchor's Resistance in Tension..... 97,68 kN  
Anchors Resistance in Shear..... 106,09 kN  
Applied Shear..... 0,54 kN  
(Applied Shear / Shear Strength) = (0,54 / 106,09) = 0,01 < 1..... OK

#### Anchorage

Anchors Minimum Length..... 494,00 mm  
Concrete edge resistance per anchor..... 21,91 kN  
Required concrete edge resistance per anchor..... 1,09 kN  
(Required Resistance / C.Edge resistance) = (1,09 / 21,91) = 0,05 < 1..... OK

#### Footing Plate's Resistances

Base plate in bearing - yy direction..... 4838,40 kN  
Applied shear - yy direction..... -4,35 kN  
(Applied Shear / Shear Strength) = (-4,35 / 4838,40) = 0,00 < 1..... OK  
Base plate in bearing - zz direction..... 2419,20 kN  
Applied shear - zz direction..... 0,21 kN  
(Applied Shear / Shear Strength) = (0,21 / 2419,20) = 0,00 < 1..... OK  
Concrete bearing strength  $F_j$ ..... 0,02  
kN/mm<sup>2</sup>

#### Resistance of the Weldings

The following results apply for high strength weldings.

Welds resistance..... 0,21 kN/mm<sup>2</sup>  
Welds applied resultant stress for design loads..... 0,18  
kN/mm<sup>2</sup>  
Welds check for design loads (von Mises criterion)..... 0,89 OK  
Welds localized stress due to anchors in tension..... 0,07  
kN/mm<sup>2</sup>  
Welds check for localized stress (T-stub actions)..... 0,33 OK  
Welds localized normal stress due to anchors in tension..... 0,00  
Welds check for localized normal stress (T-stub actions)..... 0,00 OK

#### Resistance of the column in double bending and shear

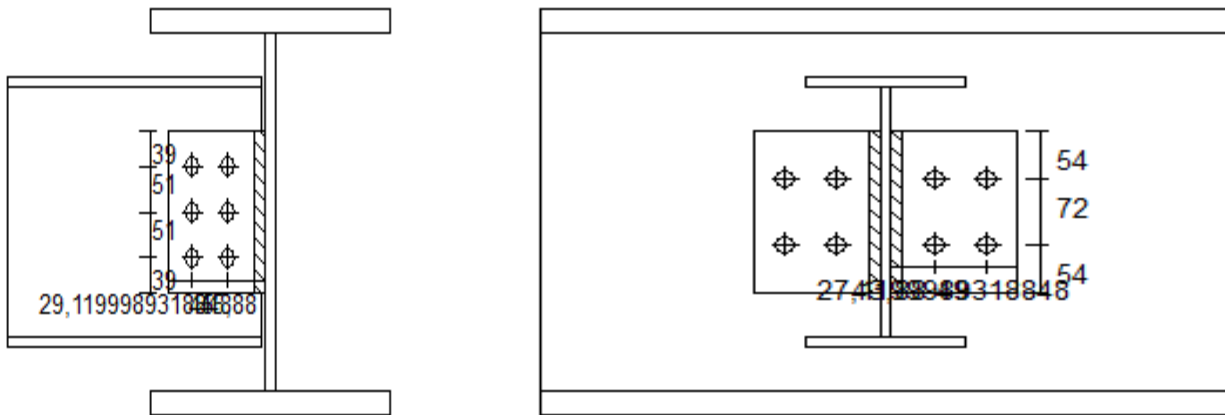
Shear resistance in yy direction..... 1953,75 kN  
Applied shear - yy direction..... -4,35 kN  
(Applied Shear / Shear Strength) = (-4,35 / 1953,75) = 0,00 < 1..... OK  
Shear resistance in zz direction..... 952,45 kN  
Applied shear - zz direction..... 0,21 kN  
(Applied Shear / Shear Strength) = (0,21 / 952,45) = 0,00 < 1..... OK  
Bending resistance for major moment..... 759,52 KNm  
Applied major moment..... -1,29 KNm  
Bending resistance for minor moment..... 257,57 KNm  
Applied minor moment..... -10,89 KNm  
Axial force and biaxial bending interaction ratio..... 0,00 OK

#### Resistance of the connection

Bending resistance in yy axis..... 169,10 KNm  
Plastic lever arm - yy axis..... 432,80 mm  
Bending resistance in zz axis..... 95,31 KNm  
Plastic lever arm - zz axis..... 243,95 mm  
Tensile resistance..... 781,42 kN  
Compressive resistance..... 3215,68 KNm  
Bending resistance..... 335,96 KNm  
Compressive Axial Resistance..... 1217,13 kN  
Plastic axis in the middle - zz direction

Bending resistance..... 168,23 KNm  
 Compressive Axial Resistance..... 1217,13 kN  
 Final Resistance of the connection  
 Utilization rate for Major Bending..... 0,00  
 Utilization rate for Minor Bending..... 0,04 OK  
 Utilization rate for Axial Force..... 0,73 OK  
 Ratio of the connection..... 0,78 OK

## 1. Input data of the connection



### Basis of Design

Rule:..... EC3  
 Gm0:..... 1,00  
 Gm1:..... 1,00  
 Gm2:..... 1,25

### Data of Main Beam

Type..... HEB450  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 450 mm  
 Width..... 300 mm  
 Web thickness..... 14 mm  
 Flange thickness..... 26 mm

### Data of Secondary Beam

Type..... IPE300  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 300 mm  
 Width..... 150 mm  
 Web thickness..... 7.1 mm  
 Flange thickness..... 10.7 mm

### Data of Angle Cleats

Angle Cleats Type..... L120x12  
 Number of angle cleats..... 2

### Data of Main Beam's Part of the Connection

Bolts type..... M16  
 Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa  
 Number of bolt rows..... 2  
 Number of bolt columns..... 2

Rows distance from plates edge..... 54 mm  
 Columns distance from plates edge..... 43,88 mm  
 Distance between bolt columns..... 49 mm  
 Distance between bolt rows..... 72 mm  
 Distance W1..... 49 mm  
 The shear plane passes trough the threaded por. of the bolt..... NO

#### Data of Secondary Beam's Part of the Connection

Bolts type.....  
 Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa  
 Number of bolt rows..... 3  
 Number of bolt columns..... 2  
 Rows distance from plates edge..... 39 mm  
 Columns distance from plates edge..... 45,88 mm  
 Distance between bolt columns..... 45 mm  
 Distance between bolt rows..... 51 mm  
 Distance W1..... 45 mm  
 The shear plane passes trough the threaded por. of the bolt..... YES

## 1. Input data of the connection

### Basis of Design

Rule:..... EC3  
 Gm0:..... 1,00  
 Gm1:..... 1,00  
 Gm2:..... 1,25

### Data of Main Beam

Type..... HEB450  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 450 mm  
 Width..... 300 mm  
 Web thickness..... 14 mm  
 Flange thickness..... 26 mm

### Data of Secondary Beam

Type..... IPE300  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 300 mm  
 Width..... 150 mm  
 Web thickness..... 7.1 mm  
 Flange thickness..... 10.7 mm

### Data of Angle Cleats

Angle Cleats Type..... L120x12  
 Number of angle cleats..... 2

### Data of Main Beam's Part of the Connection

Bolts type..... M16  
 Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa  
 Number of bolt rows..... 2  
 Number of bolt columns..... 2  
 Rows distance from plates edge..... 54 mm  
 Columns distance from plates edge..... 43,88 mm  
 Distance between bolt columns..... 49 mm  
 Distance between bolt rows..... 72 mm  
 Distance W1..... 49 mm  
 The shear plane passes trough the threaded por. of the bolt..... NO

### Data of Secondary Beam's Part of the Connection

Bolts type..... M16

Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa  
 Number of bolt rows..... 3  
 Number of bolt columns..... 2  
 Rows distance from plates edge..... 39 mm  
 Columns distance from plates edge..... 45,88 mm  
 Distance between bolt columns..... 45 mm  
 Distance between bolt rows..... 51 mm  
 Distance W1..... 45 mm  
 The shear plane passes through the threaded por. of the bolt..... YES  
 IS.h ea rA pVpzl Liefdt . ..F.o.r.c.e.s..... -8,00 kN ASHxeiaalr LVey  
 fL.t.e.f.t..... -00,,0900 kNNS SShheearr VVyz  
 RRiigghht..... 00,,0000 kNNS Axial  
 Right..... 0,00 kN  
 B.o lt 'Msa iRnes iBsetamnc eC oinnn Sehcetairo..n .P.a.r.t..... 60,29 kN (AAppplpileide  
 d SShehaear.r ./ ..S.h.e.a.r ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..=(.1,,.0.0 ./ ..6.0,,.2.9). ..= .0,,.0.2 ..< ..1..... . .1,, 0 0  
 OkKN  
 Exploitation of Bolt in Combined Axial and Shear (ratio) = 0,02 < 1..... OK  
 ABepaplm'ies d WAebx iRael sFiosrtacen.c.e .i.n ..A.x.i.a.l ..F.o.r.c.e..... .  
 1 206,,2902 kNNS (SATpreplngietdh Aofx iBael a m / iWn eSb hReaers(iVstz)a nacet ) m=o s(t 0,s9t0r e/s s1e2d  
 6,n2e2t ) s=e c0t,i0o1n ..< ..1..... . .1.0.8.1., 0 8 OkKN (AAppplpileide d SShehaear.r ./ ..S.h.e.a.r  
 ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..=(.2,,.0.0 ./ ..1.0.8.1,,.0.8). ..= .0,,.0.0 ..< ..1..... . .2,, 0 0 OkKN  
 ASptprelinegd h Beof rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g .(.V.z)..... . 1  
 316,,0109 kNNSmm (Applied Force / Bearing Strength) = (1,00 / 136,19) = 0,01 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Beof rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g .(.V.y)..... . 1  
 006,,0003 kNNSmm (Applied Force / Bearing Strength) = (0,00 / 106,03) = 0,00 < 1..... OK  
 S.t re nAgntghl oef cclleeaatt /i nF Sihne aPrL(Vazt)e. .R.e.s.i.s.t.a.n.c.e..... 293,06 kN  
 (MAapx.p laiepdp l.S hSeaher a/r Sfoeracer ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..=(.4,,.0.0 ./ ..2.9.3,,.0.6). ..= .0,,.0.1 ..<  
 ..1..... . .4,, 0 0 OkKN  
 MSatrx.e nagphtp l.o f Schelaeat t fionr cSe.h.e.a.r(.V.y)..... . 2  
 903,,0906 kNNS (Applied Shear / Shear Strength) = (0,90 / 293,06) = 0,00 < 1..... OK  
 Interaction Ratio (Vz+Vy) = 0,02 < 1..... OK  
 MSatrx.e angphtp l.o f Schelaeat t fionr cSe.h.e.a.r(.M.y)..... .  
 105,,0203 kNNSmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 15,23) = 0,00 < 1..... OK  
 MSatrx.e angphtp l.o f Schelaeat t fionr cSe.h.e.a.r(.M.z)..... .  
 01,,0002 kNNSmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 1,02) = 0,00 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Aoxfi aCl IFeaort cei.n ..A.x.i.a.l..... . 5  
 007,,0600 kNNS (Applied Shear / Shear Strength) = (0,00 / 507,60) = 0,00 < 1..... OK  
 Interaction Ratio (M+N+V) = 0,00 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uVptz)u.r.e .(.V.z)..... . 2  
 614,,0602 kNNS (Applied Force / Bearing Strength) = (4,00 / 261,62) = 0,02 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uVpty)u.r.e .(.V.y)..... .  
 3 406,,0507 kNNS (Applied Force / Bearing Strength) = (0,00 / 346,57) = 0,00 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Beof rCilneg aFt oircn e B(eVarz)i.n.g .(.V.z)..... . 1  
 116,,0704 kNNS (Applied Force / Bearing Strength) = (1,00 / 116,74) = 0,01 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Beof rCilneg aFt oircn e B(eVary)i.n.g .(.V.y)..... .  
 609,,0403 kNNS (Applied Force / Bearing Strength) = (0,00 / 69,43) = 0,00 < 1..... OK 2 . 4B.o lt 'Sse  
 cRoesnidsatraync eB eianm S hCeonrn.e.c.t.i.o.n .P.a.r.t..... 120,58 kN (AAppplpileide d  
 SShehaear.r ./ ..S.h.e.a.r ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..=(.3,,.1.6 ./ ..1.2.0,,.5.8). ..= .0,,.0.3 ..< ..1..... . .3,, 1 6  
 OkKN  
 Exploitation of Bolt in Combined Axial and Shear (ratio) = 0,03 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Shoef aBre.a.m .i.n ..S.h.e.a.r(.V.z). ..at .m.o.s.t .s.t.r.e.s.s.e.d .n.e.t .s.e.c.t.i.o.n.....  
 . . 3 488,,0208 kNNS (Applied Shear / Shear Strength) = (8,00 / 348,28) = 0,02 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Shoef aBre.a.m .i.n ..S.h.e.a.r(.V.y). ..at .m.o.s.t .s.t.r.e.s.s.e.d .n.e.t .s.e.c.t.i.o.n.....  
 . . 3 408,,0208 kNNS (Applied Shear / Shear Strength) = (0,00 / 348,28) = 0,00 < 1..... OK

ASptprelinegd h Moofm eBnet.a.m ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.y). ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t  
 ..s.e.c.t.i.o.n..... . 1 300,,5905 KKNNmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,55 / 130,90) = 0,00  
 < 1..... OK

ASptprelinegd h Moofm eBnet.a.m ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.z). ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t  
 ..s.e.c.t.i.o.n..... . 108,,0902 KKNNmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 18,92) = 0,00 <  
 1..... OK

AMepmpbleier'd s ARxeiasil sFtaonrcee ..i.n ..A.x.i.a.l ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t  
 ..s.e.c.t.i.o.n..... . 1 2 604,,3900 kKN (Applied Axial / Resistance) = (0,90 / 1264,30) = 0,00 <  
 1..... OK

Interaction Ratio(M+N+V) at most stressed net section = 0,00 < 1..... OK

Interaction Ratio (Vz+Vy) = 0,02 < 1..... OK

Interaction Ratio(M+N+V) at notch = 0,00 < 1..... OK

ASptprelinegd h Beof rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g ..(..V.z)..... .  
 812,,2759 KKNNmm (Applied Force / Bearing Strength) = (2,25 / 81,79) = 0,03 < 1..... OK

ASptprelinegd h Beof rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g ..(..N.x)..... .  
 811,,7939 KKNNmm (Applied Force / Bearing Strength) = (1,93 / 81,79) = 0,02 < 1..... OK

2 . 5S.t re nAgnthgl oef cclleaatt /i nF Sihne aPrI(Vazt)e .R.e.e.s.i.s.t.a.n.c.e..... 293,06 kN  
 (MAapx.p laiepdp l.S hSeaher a/r Sfoeracer ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..= ..(.4,,.0.0 ../.2.9.3,,.0.6). ..= ..0,,.0.1 <  
 ..1..... . 4,,. 0 0 OkKN

MSatrx.e nagphtp l.o f Schelaeat t fionr cSe.h.e.a.r(..V.y)..... . 2  
 903,,0006 kKN (Applied Shear / Shear Strength) = (0,00 / 293,06) = 0,00 < 1..... OK

Interaction Ratio (Vz+Vy) = 0,01 < 1..... OK

MSatrx eangphtp l . oMf ocmelenat t ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.y)..... .  
 102,,2778 KKNNmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,27 / 12,78) = 0,02 < 1..... OK

MSatrx eangphtp l . oMf ocmelenat t ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.z)..... .  
 03,,0201 KKNNmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 3,21) = 0,00 < 1..... OK

ASptprelinegd h Aoxfi aCl IFeaort cei.n ..A.x.i.a.l..... . 5  
 007,,4605 kKN (Applied Shear / Shear Strength) = (0,45 / 507,60) = 0,00 < 1..... OK

Interaction Ratio (M+N+V) = 0,02 < 1..... OK

ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uVptz)u.r.e ..(..V.z)..... . 2  
 534,,0208 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (4,00 / 253,28) = 0,02 < 1..... OK

ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uNptx)u.r.e ..(..N.x)..... .  
 3 801,,4535 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (0,45 / 381,53) = 0,00 < 1..... OK

ASptprelinegd h Beof rCilneg aFt oircn e B(eVarz)i.n.g ..(..V.z)..... . 1  
 929,,2658 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (2,25 / 199,68) = 0,01 < 1..... OK

ASptprelinegd h Beof rCilneg aFt oircn e B(eNarx)i.n.g ..(..N.x)..... . 2  
 314,,9913 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (1,93 / 234,91) = 0,01 < 1..... OK

2.6. T Stub Results

Check / Row No 1 2

Angle Cleat in Bending --

Column Flange in Bending --

Column Web in Tension --

Beam web in Tension --

Final Row Resistance --

### 3. Summary 3.1. Summary Table

Nodes Loadcas Maximum M\_B BSh M\_B CIB M\_B WbB M\_B CSh M\_B CRu S\_B BSh S\_B CIB S\_B CRu S\_B\_Bea  
 S\_B BRu  
 -99 -99 0,03 0,02 0,01 0,01 0,02 0,02 0,03 0,01 0,02 0,03  
 0,00  
 S\_B BeS S\_B\_BAx S\_N\_BNA S\_B CSh S\_B CMo M\_B\_WAx M\_B\_VMW M\_B\_NoW S\_B\_BAx M\_BSh M\_BRu S\_B\_BAx  
 M\_B\_CMo  
 0,02 0,00 0,00 0,01 0,02 0,01 -- -- 0,03 0,00 0,00 0,02  
 0,00  
 ConAx S\_B\_VMW S\_B\_NoW  
 ---

### 3.2. Legend

Maximum -> The Maximum ratio  
 M\_B BSh -> Main Beam's Bolts in Shear  
 M\_B CIB -> Main Beam's Angle Cleat in Bearing



M\_B WbB -> Main Beam's Web in Bearing  
 M\_B CSh -> Main Beam's Angle Cleat in Shear  
 M\_B CRu -> Main Beam's Angle Cleat in Rupture  
 S\_B BSh -> Secondary Beam's Bolts in Shear  
 S\_B\_CIB -> Secondary Beam side Plate/Cleat in Bearing  
 S\_B CRu -> Secondary Beam's Angle Cleat in Rupture  
 S\_B\_Bea -> Secondary Beam in Bearing  
 S\_B BRu -> Secondary Beam in Rupture  
 S\_B BeS -> Secondary Beam in Shear  
 S\_B\_BAx -> Secondary Beam at Notch in Combined Moment, Axial and Shear  
 S\_N\_BNA -> Secondary Beam at net most stressed section in Combined Moment, Axial and Shear  
 S\_B CSh -> Secondary Beam's Angle Cleat in Shear  
 S\_B CMo -> Secondary Beam side Angle Cleat/Plate in Combined Moment, Axial and Shear  
 M\_B\_WAx -> Main Beam's web in Axial Force  
 M\_B\_VMW -> Fin plate welds resistance - Von Mises Stress  
 M\_B\_NoW -> Fin plate welds resistance - Normal Stress  
 S\_B\_BAx -> Secondary Beam's Bolts in combined Axial force and Shear  
 M\_BSh -> Main beam in Shear  
 M\_BRu -> Main beam in Rupture  
 S\_B\_BAx -> Main Beams Bolts in Combined Axial Force and Shear  
 M\_B\_CMo -> Main Beam's Angle Cleat/Plate in Combined Moment, Axial and Shear  
 ConAx -> Connection's Axial Resistance  
 S\_B\_VMW -> Cleat/Fin plate welds on sec. Beam's Web resistance - Von Mises Stress  
 S\_B\_NoW -> Cleat/Fin plate welds on sec. Beam's Web resistance - Normal Stress

## 1. Input data of the connection

### Basis of Design

Rule:..... EC3  
 Gm0:..... 1,00  
 Gm1:..... 1,00  
 Gm2:..... 1,25

### Data of Main Beam

Type..... HEB450  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 450 mm  
 Width..... 300 mm  
 Web thickness..... 14 mm  
 Flange thickness..... 26 mm

### Data of Secondary Beam

Type..... IPE300  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 300 mm  
 Width..... 150 mm  
 Web thickness..... 7.1 mm  
 Flange thickness..... 10.7 mm

### Data of Angle Cleats

Angle Cleats Type..... L120x12  
 Number of angle cleats..... 2

### Data of Main Beam's Part of the Connection

Bolts type..... M16  
 Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa  
 Number of bolt rows..... 2  
 Number of bolt columns..... 2

Rows distance from plates edge..... 54 mm  
 Columns distance from plates edge..... 43,88 mm  
 Distance between bolt columns..... 49 mm  
 Distance between bolt rows..... 72 mm  
 Distance W1..... 49 mm  
 The shear plane passes trough the threaded por. of the bolt..... NO  
**Data of Secondary Beam's Part of the Connection**  
 Bolts type..... M16  
 Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa  
 Number of bolt rows..... 3  
 Number of bolt columns..... 2  
 Rows distance from plates edge..... 39 mm  
 Columns distance from plates edge..... 45,88 mm  
 Distance between bolt columns..... 45 mm  
 Distance between bolt rows..... 51 mm  
 Distance W1..... 45 mm  
 The shear plane passes trough the threaded por. of the bolt..... YES  
 1.S.h ea rA pVpzl Liefedt . .F.o.r.c.e.s..... -8,00 kN ASHxeiaalr LVey  
 fL.t.e.f.t..... -00,,0900 kkNN SSHheearr VVyz  
 RRiigghhtt..... 00,,0000 kkNN Axial  
 Right..... 0,00 kN  
 2 . 2B.o lt 'Msa iRnes iBsetaamnc eC oinnn Sehctairo.n .P.a.r.t..... 60,29 kN  
 (AAppplpileide d SShehaear.r ./ .S.h.e.a.r .S.t.r.e.n.g.t.h). ..=(.1,..0.0 ./ ..6.0,..2.9). ..= ..0,..0.2 ..<  
 ..1..... ..1., 0 0 OkKN  
 Exploitation of Bolt in Combined Axial and Shear (ratio) = 0,02 < 1..... OK  
 ABepaplm'ies d WAebx iRael sFiosrtacen.c.e .i.n .A.x.i.a.l .F.o.r.c.e.....  
 1 206,,2902 kkNN (SAtpreplngietdh Aofx iBael a m / iWn eSb hReaers(iVstz)a nacet ) m=0 s(t 0,s9t0r e/s s1e2d  
 6,n2e2t ) s=e c0t,i0o1n ..< ..1..... ..1.0.8.1, 0 8 OkKN (AAppplpileide d SShehaear.r ./ .S.h.e.a.r  
 ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..= (.2,..0.0 ./ ..1.0.8.1,..0.8). ..= ..0,..0.0 ..< ..1..... ..2., 0 0 OkKN  
 ASptprelinegd h Beoaf rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g (.V.z)..... . 1  
 316,,0109 KKNmm (Applied Force / Bearing Strength) = (1,00 / 136,19) = 0,01 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Beoaf rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g (.V.y)..... . 1  
 006,,0003 KKNmm (Applied Force / Bearing Strength) = (0,00 / 106,03) = 0,00 < 1..... OK  
 2 . 3S.t re nAgnthgl oef cclleaat / i nF Sihne aPrI(Vazt)e .R.e.s.i.s.t.a.n.c.e..... 293,06 kN  
 (MAapx.p laiepd l sSheaer a/r SShoeracer ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..= (.4,..0.0 ./ ..2.9.3,..0.6). ..= ..0,..0.1 ..<  
 ..1..... ..4., 0 0 OkKN  
 MSatrx.e nagpthp l o f Schelaeat fionr cSe.h.e.a.r(.V.y)..... . 2  
 903,,0906 kkNN (Applied Shear / Shear Strength) = (0,90 / 293,06) = 0,00 < 1..... OK  
 Interaction Ratio (Vz+Vy) = 0,02 < 1..... OK  
 MSatrx eangppthl . oMf ocmelenat.t .i.n .M.o.m.e.n.t(.M.y).....  
 105,,0203 KKNmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 15,23) = 0,00 < 1..... OK  
 MSatrx eangppthl . oMf ocmelenat.t .i.n .M.o.m.e.n.t(.M.z).....  
 01,,0002 KKNmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 1,02) = 0,00 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Aoxfi aCl IFeaort cei.n .A.x.i.a.l..... . 5  
 007,,0600 kkNN (Applied Shear / Shear Strength) = (0,00 / 507,60) = 0,00 < 1..... OK  
 Interaction Ratio (M+N+V) = 0,00 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uVptz)u.r.e (.V.z)..... . 2  
 614,,0602 kkNN (Applied Force / Bearing Strength) = (4,00 / 261,62) = 0,02 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uVpty)u.r.e (.V.y).....  
 3 406,,0507 kkNN (Applied Force / Bearing Strength) = (0,00 / 346,57) = 0,00 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Beoaf rCilneg aFt oircn e B(eVarz)i.n.g (.V.z)..... . 1  
 116,,0704 kkNN (Applied Force / Bearing Strength) = (1,00 / 116,74) = 0,01 < 1..... OK  
 ASptprelinegd h Beoaf rCilneg aFt oircn e B(eVary)i.n.g (.V.y).....  
 609,,0403 kkNN (Applied Force / Bearing Strength) = (0,00 / 69,43) = 0,00 < 1..... OK  
 2 . 4B.o lt 'Sse  
 cRoesnidsatraync eB eianm S hCeoanrn.e.c.t.i.o.n .P.a.r.t..... 120,58 kN (AAppplpileide d

SShehear r / ..S.he.ar ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..= .(.3,..1.6 / ..1.2.0,..5.8). ..= .0,..0.3 < 1..... 3, 1 6  
OkKN  
Exploitation of Bolt in Combined Axial and Shear (ratio) = 0,03 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Shoef aBr.e.a.m ..i.n ..S.h.e.a.r(..V.z). ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t ..s.e.c.t.i.o.n.....  
. . 3 488,,0208 kKN (Applied Shear / Shear Strength) = (8,00 / 348,28) = 0,02 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Shoef aBr.e.a.m ..i.n ..S.h.e.a.r(..V.y). ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t ..s.e.c.t.i.o.n.....  
. . 3 408,,0208 kKN (Applied Shear / Shear Strength) = (0,00 / 348,28) = 0,00 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Moofm eBnet.a.m ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.y). ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t  
..s.e.c.t.i.o.n..... . . 1 300,,5905 KKNMmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,55 / 130,90) = 0,00  
< 1..... OK  
ASptprelinegd h Moofm eBnet.a.m ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.z). ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t  
..s.e.c.t.i.o.n..... . 108,,0902 KKNMmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 18,92) = 0,00 <  
1..... OK  
AMepmbleier'd s ARxeiasil sFtaonrcee ..i.n ..A.x.i.a.l ..a.t ..m.o.s.t ..s.t.r.e.s.s.e.d ..n.e.t  
..s.e.c.t.i.o.n..... . . 1 2 604,,3900 kKN (Applied Axial / Resistance) = (0,90 / 1264,30) = 0,00 <  
1..... OK  
Interaction Ratio(M+N+V) at most stressed net section = 0,00 < 1..... OK  
Interaction Ratio (Vz+Vy) = 0,02 < 1..... OK  
Interaction Ratio(M+N+V) at notch = 0,00 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Beoaf rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g. (.V.z).....  
812,,2759 KKNMmm (Applied Force / Bearing Strength) = (2,25 / 81,79) = 0,03 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Beoaf rBienag m Fionr cBe.e.a.r.i.n.g. (.N.x).....  
811,,7939 KKNMmm (Applied Force / Bearing Strength) = (1,93 / 81,79) = 0,02 < 1..... OK  
2 . 5S.t re nAgnthl oef cclleaat / i nF Sihne aPrl(Vazt)e. R..e.s.i.s.t.a.n.c.e..... 293,06 kN  
(MAapx.p laiepdp l.S hSeaher a/r Sfoeracer ..S.t.r.e.n.g.t.h). ..= .(.4,..0.0 / ..2.9.3,..0.6). ..= .0,..0.1 <  
.1..... . .4, 0 0 OkKN  
MSatrx.e nagphtp l.o f Schelaeat fionr cSe.h.e.a.r(..V.y)..... . . 2  
903,,0006 kKN (Applied Shear / Shear Strength) = (0,00 / 293,06) = 0,00 < 1..... OK  
Interaction Ratio (Vz+Vy) = 0,01 < 1..... OK  
MSatrx.e angphtp l.o f ocmelenat.t ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.y).....  
102,,2778 KKNMmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,27 / 12,78) = 0,02 < 1..... OK  
MSatrx.e angphtp l.o f ocmelenat.t ..i.n ..M.o.m.e.n.t(..M.z).....  
03,,0201 KKNMmm (Applied Moment / Moment Strength) = (0,00 / 3,21) = 0,00 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Aoxfi aCl lFeaort cein ..A.x.i.a.l..... . . 5  
007,,4605 kKN (Applied Shear / Shear Strength) = (0,45 / 507,60) = 0,00 < 1..... OK  
Interaction Ratio (M+N+V) = 0,02 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uVptz)u.r.e. (.V.z)..... . . 2  
534,,0208 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (4,00 / 253,28) = 0,02 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Roufp tCulree aFt oircn e R(uNptx)u.r.e. (.N.x)..... . .  
3 801,,4535 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (0,45 / 381,53) = 0,00 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Beoaf rCilneg aFt oircn e B(eVarz)i.n.g. (.V.z)..... . . 1  
929,,2658 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (2,25 / 199,68) = 0,01 < 1..... OK  
ASptprelinegd h Beoaf rCilneg aFt oircn e B(eNarx)i.n.g. (.N.x)..... . . 2  
314,,9913 kKN (Applied Force / Bearing Strength) = (1,93 / 234,91) = 0,01 < 1..... OK 2.6. T Stub Results  
Check / Row No 1 2  
Angle Cleat in Bending - -  
Column Flange in Bending - -  
Column Web in Tension - -  
Beam web in Tension - -  
Final Row Resistance - -

### 3. Summary 3.1. Summary Table

Nodes Loadcas Maximum M\_B BSh M\_B ClB M\_B WbB M\_B CSh M\_B CRu S\_B BSh S\_B ClB S\_B CRu S\_B\_Bea  
S\_B BRu  
-99 -99 0,03 0,02 0,01 0,01 0,02 0,02 0,03 0,01 0,02 0,03  
0,00  
S\_B BeS S\_B\_BAx S\_N\_BNA S\_B CSh S\_B CMo M\_B\_WAx M\_B\_VMW M\_B\_NoW S\_B\_BAx M\_BSh M\_BRu S\_B\_BAx  
M\_B\_CM0  
0,02 0,00 0,00 0,01 0,02 0,01 -- -- 0,03 0,00 0,00 0,02

0,00

ConAx S\_B\_VMW S\_B\_NoW

-----

### 3.2. Legend

Maximum -> The Maximum ratio

M\_B BSh -> Main Beam's Bolts in Shear

M\_B CIB -> Main Beam's Angle Cleat in Bearing

M\_B WbB -> Main Beam's Web in Bearing

M\_B CSh -> Main Beam's Angle Cleat in Shear

M\_B CRu -> Main Beam's Angle Cleat in Rupture

S\_B BSh -> Secondary Beam's Bolts in Shear

S\_B\_CIB -> Secondary Beam side Plate/Cleat in Bearing

S\_B CRu -> Secondary Beam's Angle Cleat in Rupture

S\_B\_Bea -> Secondary Beam in Bearing

S\_B BRu -> Secondary Beam in Rupture

S\_B BeS -> Secondary Beam in Shear

S\_B\_BAx -> Secondary Beam at Notch in Combined Moment, Axial and Shear

S\_N\_BNA -> Secondary Beam at net most stressed section in Combined Moment, Axial and Shear

S\_B CSh -> Secondary Beam's Angle Cleat in Shear

S\_B CMo -> Secondary Beam side Angle Cleat/Plate in Combined Moment, Axial and Shear

M\_B\_WAx -> Main Beam's web in Axial Force

M\_B\_VMW -> Fin plate welds resistance - Von Mises Stress

M\_B\_NoW -> Fin plate welds resistance - Normal Stress

S\_B\_BAx -> Secondary Beam's Bolts in combined Axial force and Shear

M\_BSh -> Main beam in Shear

M\_BRu -> Main beam in Rupture

S\_B\_BAx -> Main Beams Bolts in Combined Axial Force and Shear

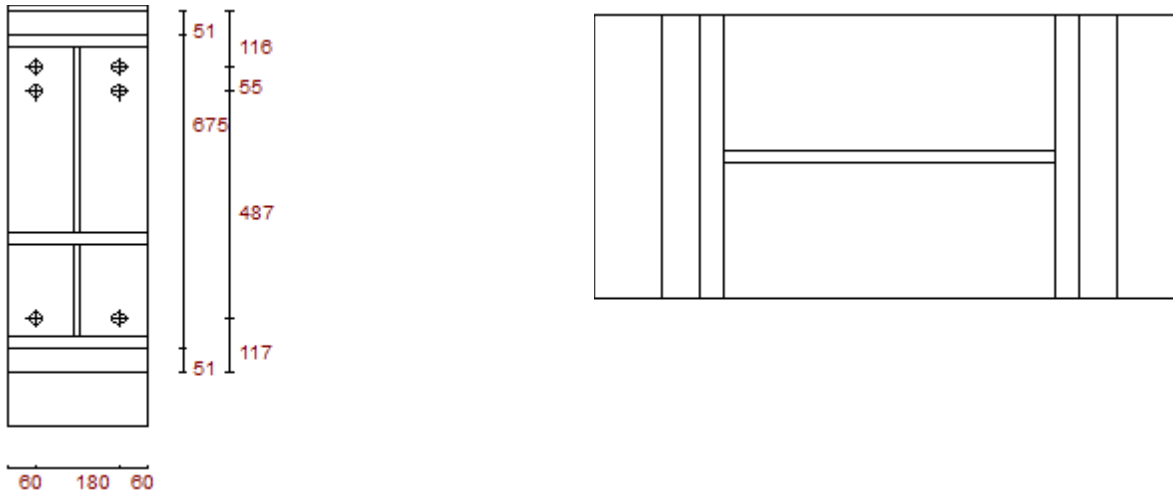
M\_B\_CMo -> Main Beam's Angle Cleat/Plate in Combined Moment, Axial and Shear

ConAx -> Connection's Axial Resistance

S\_B\_VMW -> Cleat/Fin plate welds on sec. Beam's Web resistance - Von Mises Stress

S\_B\_NoW -> Cleat/Fin plate welds on sec. Beam's Web resistance - Normal Stress

## 1. Input data of the connection



### Basis of Design

Rule:..... EC3  
 Gm0:..... 1,00  
 Gm1:..... 1,00  
 Gm2:..... 1,25

### Data of Column

Type..... HEB400  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 400 mm  
 Width..... 300 mm  
 Web thickness..... 13.5 mm  
 Flange thickness..... 24 mm

### Data of Beam

Type..... HEB450  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 450 mm  
 Width..... 300 mm  
 Web thickness..... 14 mm  
 Flange thickness..... 26 mm

### Connection Details

Connection type..... Beam to column con. welded or with end plate  
 Number of Beams..... 2  
 Steel grade..... S235  
 End plate's Height..... 776 mm  
 End plate's Width..... 300 mm  
 End plate's Thickness..... 40 mm  
 Weld thickness Af..... 5 mm  
 Weld thickness Aw..... 3.75 mm  
 Stiffener's Width b..... 144,0 mm  
 Stiffener's Thickness t..... 26 mm  
 Column Stiffener Welds thickness on column's web..... 9,00 mm  
 Column Stiffener Welds thickness on column's flange..... 13,00 mm  
 Haunch..... YES  
 Haunch's Height..... 225 mm  
 Haunch's Length..... 675 mm

### Bolts

Bolts type..... M16  
 Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa

Number of bolt rows..... 3  
 Number of bolt columns..... 2  
 Distance W..... 180 mm  
 Edge distance..... 60 mm  
 Distance H(1)..... 55 mm  
 Distance H(2)..... 487 mm  
 Top edge distance..... 66 mm  
 Bottom edge distance..... 168 mm

### Stiffness Results

#### Beam Stiffener

Total Compression Force by Haunch to Beam..... 87,20818 kN  
 Beam's Resistance in Compression..... 901,834 kN  
 (Fbw / Fbw,rd) = (87,21 / 901,83) = 0,10 < 1..... OKults

#### Column's Web in shear - Full Results

Not checked due to diagonal stiffener existence

#### Column's Web In Compression - Full Results

TwcEff..... 13,50 mm  
 BeffComp..... 375,14 mm  
 LamdaP..... 0,77  
 Omega..... 0,77  
 Sigma,comp..... 119,35 MPa  
 Kwc..... 1,00  
 FcwcRd..... 915,52

No check needed due to compressive stiffener existence

#### Beams Flange And Web In Compression - Full Results

Av,b..... 7968,00 mm<sup>2</sup>  
 VplbRd..... 1081,08 kN  
 McRd..... 1508853,00 kNmm  
 FcwbRd..... 2324,89 kN  
 FcwbRd(1)..... 2324,89 kN  
 FcwbRd(2)..... 2144,03 kN  
 FcwbRd(3)..... 1963,16 kN

#### Column's Flange in Bending - Full Results

Bolt Row 1 (Row Adjacent to Stiffener)

Geometrical Parameters

Ec..... 60,00 mm  
 E1c..... 66,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mc..... 61,65 mm  
 Nc..... 60,00 mm  
 P..... 55,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1..... 0,51  
 Lamda2..... 0,27  
 alpha..... 6,41

Circular Pattern for Row 1

2\*PI\*mc..... 387,36 mm

Other Pattern for Row 1

alfa\*mc..... 395,19 mm  
 Mpl1,Rd..... 13108,21 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 13373,23 kNmm  
 Fmode1..... 850,49 kN  
 Fmode2..... 309,07 kN

Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 1  
 $PI * m + P$ ..... 248,68 mm  
 Other Pattern for Row 1  
 $0.5 * P + \alpha * mc - (2 * mc + 0.625 * Ec)$ ..... 261,89 mm  
**Final Strength FtcfbRd (1)..... 180,86 kN**  
 Bolt Row 2 (Stiffened Column Flange - Inner Bolt Row)  
 Geometrical Parameters  
 Ec..... 60,00 mm  
 E1c..... 66,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mc..... 61,65 mm  
 Nc..... 60,00 mm  
 P..... 271,00 mm  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Circular Pattern for Row 2  
 $2 * PI * mc$ ..... 387,36 mm  
 Other Pattern for Row 2  
 $4 * mc + 1.25 * Ec$ ..... 321,60 mm  
 Mpl1,Rd..... 10882,94 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 10882,94 kNmm  
 Fmode1..... 706,11 kN  
 Fmode2..... 268,13 kN  
 Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 2  
 $2 * P$ ..... 542,00 mm  
 Other Pattern for Row 2  
 P..... 271,00 mm  
 Group of bolts from row 1 to row 2  
 Effective Length Circular Pattern..... 790,68 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 532,89 mm  
 Mpl1,Rd..... 18033,00 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 18033,00 kNmm  
 Fmode1..... 1170,02 kN  
 Fmode2..... 474,88 kN  
 Fmode3..... 361,73 kN  
 Fmin..... 361,73 kN  
 Fmin-FtRd(1)..... 180,86 kN  
**Final Strength FtcfbRd (2)..... 180,86 kN**  
 Bolt Row 3 (Row Adjacent to Stiffener)  
 Geometrical Parameters  
 Ec..... 60,00 mm  
 E1c..... 66,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mc..... 61,65 mm  
 Nc..... 60,00 mm  
 P..... 487,00 mm  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Lamda1..... 0,51  
 Lamda2..... 1,11

alpha.....	5,34
Circular Pattern for Row 3	
2*PI*mc.....	387,36 mm
Other Pattern for Row 3	
alfa*mc.....	328,99 mm
Mpl1,Rd.....	11132,90 kNmm
Mpl2,Rd.....	11132,90 kNmm
Fmode1.....	722,33 kN
Fmode2.....	272,24 kN
Fmode3.....	180,86 kN
Fmin.....	180,86 kN
Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group	
Circular Pattern for Row 3	
PI*m + P.....	680,68 mm
Other Pattern for Row 3	
0.5*P + alfa*mc - (2*mc + 0.625*Ec).....	411,69 mm
Group of bolts from row 1 to row 3	
Effective Length Circular Pattern.....	1471,36 mm
Effective Length Other Pattern.....	944,58 mm
Mpl1,Rd.....	31964,47 kNmm
Mpl2,Rd.....	31964,47 kNmm
Fmode1.....	2073,93 kN
Fmode2.....	793,13 kN
Fmode3.....	542,59 kN
Fmin.....	542,59 kN
Fmin-FtRd(1-2).....	180,86 kN
Group of bolts from row 2 to row 3	
Effective LengthCircular Pattern.....	1222,68 mm
Effective Length Other Pattern.....	682,69 mm
Mpl1,Rd.....	23102,11 kNmm
Mpl2,Rd.....	23102,11 kNmm
Fmode1.....	1498,92 kN
Fmode2.....	558,22 kN
Fmode3.....	361,73 kN
Fmin.....	361,73 kN
Fmin-FtRd(2).....	180,86 kN
<b>Final Strength FtcfbRd (3).....</b>	<b>180,86 kN</b>
Column's Web In Tension - Full Results	
twc,eff.....	13,50 mm
Bolt Row 1	
Bolt Row 2	
Effective Length.....	321,60 mm
Omega.....	0,82
FtwbRd.....	833,82 kN
Group of bolts from row 1 to row 2	
Effective Length.....	532,89 mm
Omega.....	0,65
Fmin.....	1099,26 kN
Fmin-FtRd(1).....	0,00 kN
<b>Final Strength FtwcRd (2).....</b>	<b>833,82 kN</b>
Bolt Row 3	
Effective Length.....	328,99 mm
Omega.....	0,81
FtwbRd.....	846,46 kN
Group of bolts from row 1 to row 3	
Effective Length.....	944,58 mm



Omega..... 0,43  
 Fmin..... 1302,96 kN  
 Fmin-FtRd(1-2)..... 0,00 kN  
 Group of bolts from row 2 to row 3  
 Effective Length..... 682,69 mm  
 Omega..... 0,56  
 Fmin..... 1203,11 kN  
 Fmin-FtRd(2)..... 0,00 kN  
**Final Strength FtwcRd (3)..... 846,46 kN**

**End Plate in Bending - Full Results**

Bolt Row 1 (First Bolt Row Below Tensioned Flange of Beam)

Geometrical Parameters

Ec..... 60,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mp..... 78,76 mm  
 Mxp..... 60,34 mm  
 P..... 55,00 mm  
 m..... 78,76 mm  
 n..... 60,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1..... 0,57  
 Lamda2..... 0,25  
 alpha..... 6,20

Circular Pattern for Row 1

2\*PI\*Mp..... 494,85 mm

Other Pattern for Row 1

alfa\*Mp..... 488,33 mm  
 Mp1,Rd..... 45902,69 kNmm  
 Mp2,Rd..... 45902,69 kNmm  
 Fmode1..... 2331,35 kN  
 Fmode2..... 739,83 kN  
 Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN

Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group

Circular Pattern for Row 1

PI\*Mp + P..... 302,42 mm

Other Pattern for Row 1

0.5\*p + alfa\*Mp - (2\*Mp + 0.625\*Ep)..... 320,81 mm

**Final Strength FtepbRd (1)..... 180,86 kN**

Bolt Row 2 (Other Inner Bolt Row)

Geometrical Parameters

Ec..... 60,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mp..... 78,76 mm  
 Mxp..... 60,34 mm  
 P..... 271,00 mm  
 m..... 78,76 mm  
 n..... 60,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Circular Pattern for Row 2

2\*PI\*Mp..... 494,85 mm

Other Pattern for Row 2

4\*Mp + 1.25\*Ep..... 390,03 mm  
 Mp1,Rd..... 36662,77 kNmm

Mpl2,Rd..... 36662,77 kNmm  
 Fmode1..... 1862,06 kN  
 Fmode2..... 606,65 kN  
 Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 2  
 2\*P..... 542,00 mm  
 Other Pattern for Row 2  
 P..... 271,00 mm  
 Group of bolts from row 1 to row 2  
 Effective Length Circular Pattern..... 844,42 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 591,81 mm  
 Mpl1,Rd..... 55630,30 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 55630,30 kNmm  
 Fmode1..... 2825,40 kN  
 Fmode2..... 958,25 kN  
 Fmode3..... 361,73 kN  
 Fmin..... 361,73 kN  
 Fmin-FtRd(1)..... 180,86 kN  
**Final Strength FtepbRd (2)..... 180,86 kN**  
 Bolt Row 3 (Other End Bolt Row)  
 Geometrical Parameters  
 Ec..... 60,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mp..... 78,76 mm  
 Mxp..... 60,34 mm  
 P..... 487,00 mm  
 m..... 78,76 mm  
 n..... 60,00 mm  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Circular Pattern for Row 3  
 2\*PI\*Mp..... 494,85 mm  
 Other Pattern for Row 3  
 4\*Mp + 1.25\*Ep..... 390,03 mm  
 Mpl1,Rd..... 36662,77 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 36662,77 kNmm  
 Fmode1..... 1862,06 kN  
 Fmode2..... 606,65 kN  
  
 Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 3  
 PI\*Mp + P..... 734,42 mm  
 Other Pattern for Row 3  
 2\*Mp + 0.625\*Ep + 0.5\*p..... 438,51 mm  
 Group of bolts from row 1 to row 3  
 Effective Length Circular Pattern..... 1578,85 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 1030,33 mm  
 Mpl1,Rd..... 96850,70 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 96850,70 kNmm  
 Fmode1..... 4918,94 kN  
 Fmode2..... 1630,59 kN  
 Fmode3..... 542,59 kN

Fmin..... 542,59 kN  
 Fmin-FtRd(1-2)..... 180,86 kN  
 Group of bolts from row 2 to row 3  
 Effective Length Circular Pattern..... 1276,42 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 709,51 mm  
 Mpl1,Rd..... 66694,38 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 66694,38 kNmm  
 Fmode1..... 3387,33 kN  
 Fmode2..... 1117,72 kN  
 Fmode3..... 361,73 kN  
 Fmin..... 361,73 kN  
 Fmin-FtRd(2)..... 180,86 kN  
**Final Strength FtepbRd (3)..... 180,86 kN**

**Beams Web In Tension - Full Results**

Bolt Row 1  
 Effective Length..... 488,33 mm  
 FtwbRd..... 1606,59 kN  
**Final Strength FtwbRd (1)..... 1606,59 kN**

Bolt Row 2  
 Effective Length..... 390,03 mm  
 FtwbRd..... 1283,20 kN  
 Group of bolts from row 1 to row 2  
 Effective Length..... 591,81 mm  
 Fmin..... 1947,06 kN  
 Fmin-FtRd(1)..... 1766,20 kN  
**Final Strength FtwbRd (2)..... 1283,20 kN**

Bolt Row 3  
 Effective Length..... 390,03 mm  
 FtwbRd..... 1283,20 kN  
 Group of bolts from row 1 to row 3  
 Effective Length..... 1030,33 mm  
 Fmin..... 3389,77 kN  
 Fmin-FtRd(1-2)..... 3028,05 kN  
 Group of bolts from row 2 to row 3  
 Effective Length..... 709,51 mm  
 Fmin..... 2334,30 kN  
 Fmin-FtRd(2)..... 2153,44 kN  
**Final Strength FtwbRd (3)..... 1283,20 kN**

**End Plate in Bending - Full Results (Mz)**

Bolt Row 1 (First Internal Row)  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Lamda1..... 0,62  
 Lamda2..... 0,57  
 alpha..... 5,07  
 Circular Pattern for Row 1  
 2\*PI\*Mp..... 494,85 mm  
 Other Pattern for Row 1  
 alfa\*Mp..... 399,62 mm  
 Mpl1,Rd..... 37564,52 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 37564,52 kNmm  
 Fmode1..... 1080,99 kN  
 Fmode2..... 331,97 kN  
 Fmode3..... 90,43 kN  
 Fmin..... 90,43 kN  
**Final Strength FtepbRd (1)..... 90,43 kN**

Bolt Row 2 (First Internal Row Adjacent to Haunch)

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1 ..... 1,96

Lamda2 ..... 0,57

alpha ..... 4,45

Circular Pattern for Row 2

2\*PI\*Mp ..... 494,85 mm

Other Pattern for Row 2

alfa\*Mp ..... 350,47 mm

Mpl1,Rd ..... 32944,20 kNmm

Mpl2,Rd ..... 32944,20 kNmm

Fmode1 ..... 948,03 kN

Fmode2 ..... 296,29 kN

Fmode3 ..... 90,43 kN

Fmin ..... 90,43 kN

**Final Strength FtepbRd (2) ..... 90,43 kN**

Bolt Row 3 (Last Internal Row)

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1 ..... -0,11

Lamda2 ..... 0,57

alpha ..... 8,00

Circular Pattern for Row 3

2\*PI\*Mp ..... 494,85 mm

Other Pattern for Row 3

alfa\*Mp ..... 630,06 mm

Mpl1,Rd ..... 46515,63 kNmm

Mpl2,Rd ..... 59225,54 kNmm

Fmode1 ..... 1338,58 kN

Fmode2 ..... 499,24 kN

Fmode3 ..... 90,43 kN

Fmin ..... 90,43 kN

**Final Strength FtepbRd (3) ..... 90,43 kN**

Column's Flange in Bending - Full Results (Mz)

Bolt Row 1 (Row Adjacent to Stiffener)

Geometrical Parameters

Mc ..... 61,65 mm

Nc ..... 60,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1 ..... 0,73

Lamda2 ..... 0,48

alpha ..... 4,75

Circular Pattern for Row 1 2\*PI\*Mp ..... 353,43 mm

Other Pattern for Row 1

alfa\*Mp ..... 267,20 mm

Mpl1,Rd ..... 9042,18 kNmm

Mpl2,Rd ..... 9042,18 kNmm

Fmode1 ..... 293,34 kN

Fmode2 ..... 118,93 kN

Fmode3 ..... 90,43 kN

Fmin ..... 90,43 kN

**Final Strength FtcfbRd (1) ..... 90,43 kN**

Bolt Row 2 (Generic Bolt Row)

Geometrical Parameters

Mc ..... 61,65 mm

Nc ..... 60,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Circular Pattern for Row 2

2*PI*Mp.....	353,43 mm
Other Pattern for Row 2	
PI*Mp + 2*e1.....	296,71 mm
Mpl1,Rd.....	10040,82 kNmm
Mpl2,Rd.....	10040,82 kNmm
Fmode1.....	325,74 kN
Fmode2.....	127,14 kN
Fmode3.....	90,43 kN
Fmin.....	90,43 kN
<b>Final Strength FcfcRd (2).....</b>	<b>90,43 kN</b>

Bolt Row 3 (Row Adjacent to Stiffener)

Geometrical Parameters

Mc.....	61,65 mm
Nc.....	60,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1.....	-0,13
Lamda2.....	0,48
alpha.....	8,00

Circular Pattern for Row 3

2*PI*Mp.....	353,43 mm
Other Pattern for Row 3	
alfa*Mp.....	450,00 mm
Mpl1,Rd.....	11960,04 kNmm
Mpl2,Rd.....	15228,00 kNmm
Fmode1.....	388,00 kN
Fmode2.....	169,78 kN
Fmode3.....	90,43 kN
Fmin.....	90,43 kN
<b>Final Strength FcfcRd (3).....</b>	<b>90,43 kN</b>

Strength Results (My)

Column's webpanel in Shear Vwp,Rd( 1).....	- kN
Column's web in compression Fc,wc,Rd( 1).....	- kN
Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 1).....	2324,889 kN
Column's web in tension Ft,wc,Rd( 1).....	- kN
Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 1).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
End plate in bending Ft,ep,Rd( 1).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
Beam's web in tension Ft,wb,Rd( 1).....	1606,594 kN
Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 1.....	180,86 kN
Column's web panel in Shear Vwp,Rd( 2).....	- kN
Column's web in compression Fc,wc,Rd( 2).....	- kN
Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 2).....	2144,025 kN
Column's web in tension Ft,wc,Rd( 2).....	833,819 kN
Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 2).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
End plate in bending Ft,ep,Rd( 2).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
Beam's web in tension Ft,wb,Rd( 2).....	1283,197 kN
Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 2.....	164,17 kN
Column's web panel in Shear Vwp,Rd( 3).....	- kN
Column's web in compression Fc,wc,Rd( 3).....	- kN
Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 3).....	1963,161 kN
Column's web in tension Ft,wc,Rd( 3).....	846,464 kN
Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 3).....	180,864 kN

Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 3)..... 180,864 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Beam's web in tension Ft,wb,Rd( 3)..... 1283,197 kN  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 3..... 16,39 kN  
 Bolt's resistance in Tension..... 90,432 kN  
 Beam's flange and web in compression check enabled..... YES  
 Moment design resistance My,Rd..... -197,50 KNm

### Strength Results (Mz)

Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 1)..... 2499,545 kN  
 Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 1)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 1)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 1..... 90,43 kN  
 Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 2)..... 2409,114 kN  
 Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 2)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 2)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 2..... 90,43 kN  
 Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 3)..... 2318,682 kN  
 Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 3)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 3)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 3..... 90,43 kN  
 Beam's flange and web in compression check enabled..... YES  
 Applied moment Mz,sd..... 0,43 KNm  
 Moment design resistance Mz,Rd..... 44,76 KNm  
 (Mz,Sd / Mz,rd) = (0,43 / 44,76) = 0,01 < 1..... OK

### Connection's Final Strength (M+N)

**-> (My,sd/My,Rd) + (Mz,sd/Mz,Rd) + (Nx,sd/Nx,Rd) = 0,06 + 0,01 + 0,00 = 0,07 < 1 OK**

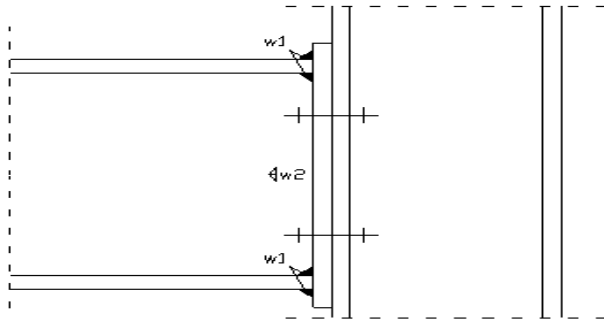
### Strength Results (Vz)

Bolt's resistance in Shear..... 77,184 kN  
 Bolt's resistance in Bearing..... 212,480 kN  
 The shear resistance of the connection will be the minimum of the following:  
 - The minimum shear resistance of a bolt row (including bearing) multiplied by the number of rows (EN 1998-1-8 3.7(1))  
 Vms..... 132,315kN  
 Vz,rd(1) =..... 44,105 kN  
 Vz,rd(2) =..... 54,280 kN  
 Vz,rd(3) =..... 144,378 kN  
 (Vz,Sd / Vz,rd) = (8,31 / 122,32) = 0,07 < 1..... OK  
 Note: The shear strength of the bolt assembly has been reduced because of the existance of long joint. (EN 1993-1-8 3.8)

### Strength Results (Vy)

Bolt's resistance in Shear..... 77,184 kN  
 Bolt's resistance in Bearing..... 276,480 kN  
 The shear resistance of the connection will be the minimum of the following:  
 - The minimum shear resistance of a bolt row (including bearing) multiplied by the number of rows (EN 1998-1-8 3.7(1))  
 Vms..... 132,315 kN  
 Vy,rd(1) =..... 44,105 kN  
 Vy,rd(2) =..... 44,105 kN

$V_{y,rd(3)} = \dots\dots\dots 44,105 \text{ kN}$   
 Applied shear  $V_{y,sd} \dots\dots\dots 0,06 \text{ kN}$   
 Shear design resistance  $V_{y,Rd,b} \dots\dots\dots 132,32 \text{ kN}$   
 $(V_{y,Sd} / V_{y,rd}) = (0,06 / 132,32) = 0,00 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$   
**->  $(V_{z,sd}/V_{z,Rd}) + (V_{y,sd}/V_{y,Rd}) = 0,07 + 0,00 = 0,07 < 1 \text{ OK}$**   
**Strength of the Welds**



### 1. Input data of the connection

#### Basis of Design

Rule:..... EC3  
 Gm0:..... 1,00  
 Gm1:..... 1,00  
 Gm2:..... 1,25

#### Data of Column

Type..... HEB400  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 400 mm  
 Width..... 300 mm  
 Web thickness..... 13.5 mm  
 Flange thickness..... 24 mm

#### Data of Beam

Type..... HEB450  
 Steel grade..... S235  
 Height..... 450 mm  
 Width..... 300 mm  
 Web thickness..... 14 mm  
 Flange thickness..... 26 mm

#### Connection Details

Connection type..... Beam to column con. welded or with end plate  
 Number of Beams..... 2  
 Steel grade..... S235  
 End plate's Height..... 776 mm  
 End plate's Width..... 300 mm  
 End plate's Thickness..... 40 mm  
 Weld thickness Af..... 5 mm  
 Weld thickness Aw..... 3.75 mm  
 Stiffener's Width b..... 144,0 mm  
 Stiffener's Thickness t..... 26 mm  
 Column Stiffener Welds thickness on column's web..... 9,00 mm  
 Column Stiffener Welds thickness on column's flange..... 13,00 mm  
 Haunch..... YES  
 Haunch's Height..... 225 mm  
 Haunch's Length..... 675 mm

#### Bolts

Bolts type..... M16

Bolt's steel grade..... 8.8 Su = 800 Sy = 640 MPa  
 Number of bolt rows..... 3  
 Number of bolt columns..... 2  
 Distance W..... 180 mm  
 Edge distance..... 60 mm  
 Distance H(1)..... 55 mm  
 Distance H(2)..... 487 mm  
 Top edge distance..... 66 mm  
 Bottom edge distance..... 168 mm

### Stiffness Results

#### Beam Stiffener

Total Compression Force by Haunch to Beam..... 87,20818 kN  
 Beam's Resistance in Compression..... 901,834 kN  
 (Fbw / Fbw,rd) = (87,21 / 901,83) = 0,10 < 1..... OK

#### Column's Web in shear - Full Results

Not checked due to diagonal stiffener existence

#### Column's Web In Compression - Full Results

TwcEff..... 13,50 mm  
 BeffComp..... 375,14 mm  
 LamdaP..... 0,77  
 Omega..... 0,77  
 Sigma,comp..... 119,35 MPa  
 Kwc..... 1,00  
 FcwcRd..... 915,52  
 No check needed due to compressive stiffener existence

#### Beams Flange And Web In Compression - Full Results

Av,b..... 7968,00 mm<sup>2</sup>  
 VplbRd..... 1081,08 kN  
 McRd..... 1508853,00 kNmm  
 FcwbRd..... 2324,89 kN  
 FcwbRd(1)..... 2324,89 kN  
 FcwbRd(2)..... 2144,03 kN  
 FcwbRd(3)..... 1963,16 kN

#### Column's Flange in Bending - Full Results

Bolt Row 1 (Row Adjacent to Stiffener)

##### Geometrical Parameters

Ec..... 60,00 mm  
 E1c..... 66,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mc..... 61,65 mm  
 Nc..... 60,00 mm  
 P..... 55,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1..... 0,51  
 Lamda2..... 0,27  
 alpha..... 6,41

Circular Pattern for Row 1

2\*PI\*mc..... 387,36 mm

Other Pattern for Row 1

alfa\*mc..... 395,19 mm  
 Mpl1,Rd..... 13108,21 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 13373,23 kNmm  
 Fmode1..... 850,49 kN  
 Fmode2..... 309,07 kN



Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 1  
 $PI * m + P$ ..... 248,68 mm  
 Other Pattern for Row 1  
 $0.5 * P + \alpha * m_c - (2 * m_c + 0.625 * E_c)$ ..... 261,89 mm  
**Final Strength F<sub>tcfbRd</sub> (1)..... 180,86 kN**  
 Bolt Row 2 (Stiffened Column Flange - Inner Bolt Row)  
 Geometrical Parameters  
 E<sub>c</sub>..... 60,00 mm  
 E<sub>1c</sub>..... 66,00 mm  
 E<sub>p</sub>..... 60,00 mm  
 E<sub>min</sub>..... 60,00 mm  
 M<sub>c</sub>..... 61,65 mm  
 N<sub>c</sub>..... 60,00 mm  
 P..... 271,00 mm  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Circular Pattern for Row 2  
 $2 * PI * m_c$ ..... 387,36 mm  
 Other Pattern for Row 2  
 $4 * m_c + 1.25 * E_c$ ..... 321,60 mm  
 M<sub>pl1,Rd</sub>..... 10882,94 kNmm  
 M<sub>pl2,Rd</sub>..... 10882,94 kNmm  
 F<sub>mode1</sub>..... 706,11 kN  
 F<sub>mode2</sub>..... 268,13 kN  
 F<sub>mode3</sub>..... 180,86 kN  
 F<sub>min</sub>..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 2  
 $2 * P$ ..... 542,00 mm  
 Other Pattern for Row 2  
 P..... 271,00 mm  
 Group of bolts from row 1 to row 2  
 Effective Length Circular Pattern..... 790,68 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 532,89 mm  
 M<sub>pl1,Rd</sub>..... 18033,00 kNmm  
 M<sub>pl2,Rd</sub>..... 18033,00 kNmm  
 F<sub>mode1</sub>..... 1170,02 kN  
 F<sub>mode2</sub>..... 474,88 kN  
 F<sub>mode3</sub>..... 361,73 kN  
 F<sub>min</sub>..... 361,73 kN  
 F<sub>min-FtRd(1)</sub>..... 180,86 kN  
**Final Strength F<sub>tcfbRd</sub> (2)..... 180,86 kN**  
 Bolt Row 3 (Row Adjacent to Stiffener)  
 Geometrical Parameters  
 E<sub>c</sub>..... 60,00 mm  
 E<sub>1c</sub>..... 66,00 mm  
 E<sub>p</sub>..... 60,00 mm  
 E<sub>min</sub>..... 60,00 mm  
 M<sub>c</sub>..... 61,65 mm  
 N<sub>c</sub>..... 60,00 mm  
 P..... 487,00 mm  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Lamda1..... 0,51  
 Lamda2..... 1,11

alpha.....	5,34
Circular Pattern for Row 3	
2*PI*mc.....	387,36 mm
Other Pattern for Row 3	
alfa*mc.....	328,99 mm
Mpl1,Rd.....	11132,90 kNmm
Mpl2,Rd.....	11132,90 kNmm
Fmode1.....	722,33 kN
Fmode2.....	272,24 kN
Fmode3.....	180,86 kN
Fmin.....	180,86 kN
Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group	
Circular Pattern for Row 3	
PI*m + P.....	680,68 mm
Other Pattern for Row 3	
0.5*P + alfa*mc - (2*mc + 0.625*Ec).....	411,69 mm
Group of bolts from row 1 to row 3	
Effective Length Circular Pattern.....	1471,36 mm
Effective Length Other Pattern.....	944,58 mm
Mpl1,Rd.....	31964,47 kNmm
Mpl2,Rd.....	31964,47 kNmm
Fmode1.....	2073,93 kN
Fmode2.....	793,13 kN
Fmode3.....	542,59 kN
Fmin.....	542,59 kN
Fmin-FtRd(1-2).....	180,86 kN
Group of bolts from row 2 to row 3	
Effective Length Circular Pattern.....	1222,68 mm
Effective Length Other Pattern.....	682,69 mm
Mpl1,Rd.....	23102,11 kNmm
Mpl2,Rd.....	23102,11 kNmm
Fmode1.....	1498,92 kN
Fmode2.....	558,22 kN
Fmode3.....	361,73 kN
Fmin.....	361,73 kN
Fmin-FtRd(2).....	180,86 kN
<b>Final Strength FtcfbRd (3).....</b>	<b>180,86 kN</b>
Column's Web In Tension - Full Results	
twc,eff.....	13,50 mm
Bolt Row 1	
Bolt Row 2	
Effective Length.....	321,60 mm
Omega.....	0,82
FtwbRd.....	833,82 kN
Group of bolts from row 1 to row 2	
Effective Length.....	532,89 mm
Omega.....	0,65
Fmin.....	1099,26 kN
Fmin-FtRd(1).....	0,00 kN
<b>Final Strength FtwcRd (2).....</b>	<b>833,82 kN</b>
Bolt Row 3	
Effective Length.....	328,99 mm
Omega.....	0,81
FtwbRd.....	846,46 kN
Group of bolts from row 1 to row 3	
Effective Length.....	944,58 mm

Omega..... 0,43  
 Fmin..... 1302,96 kN  
 Fmin-FtRd(1-2)..... 0,00 kN  
 Group of bolts from row 2 to row 3  
 Effective Length..... 682,69 mm  
 Omega..... 0,56  
 Fmin..... 1203,11 kN  
 Fmin-FtRd(2)..... 0,00 kN  
**Final Strength FtwcRd (3)..... 846,46 kN**

**End Plate in Bending - Full Results**

Bolt Row 1 (First Bolt Row Below Tensioned Flange of Beam)

Geometrical Parameters

Ec..... 60,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mp..... 78,76 mm  
 Mxp..... 60,34 mm  
 P..... 55,00 mm  
 m..... 78,76 mm  
 n..... 60,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1..... 0,57  
 Lamda2..... 0,25  
 alpha..... 6,20

Circular Pattern for Row 1

$2*PI*Mp$ ..... 494,85 mm

Other Pattern for Row 1

alfa\*Mp..... 488,33 mm  
 Mp1,Rd..... 45902,69 kNmm  
 Mp2,Rd..... 45902,69 kNmm  
 Fmode1..... 2331,35 kN  
 Fmode2..... 739,83 kN  
 Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN

Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group

Circular Pattern for Row 1

$PI*Mp + P$ ..... 302,42 mm

Other Pattern for Row 1

$0.5*p + alfa*Mp - (2*Mp + 0.625*Ep)$ ..... 320,81 mm

**Final Strength FtepbRd (1)..... 180,86 kN**

Bolt Row 2 (Other Inner Bolt Row)

Geometrical Parameters

Ec..... 60,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mp..... 78,76 mm  
 Mxp..... 60,34 mm  
 P..... 271,00 mm  
 m..... 78,76 mm  
 n..... 60,00 mm

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Circular Pattern for Row 2

$2*PI*Mp$ ..... 494,85 mm

Other Pattern for Row 2

$4*Mp + 1.25*Ep$ ..... 390,03 mm  
 Mp1,Rd..... 36662,77 kNmm

Mpl2,Rd..... 36662,77 kNmm  
 Fmode1..... 1862,06 kN  
 Fmode2..... 606,65 kN  
 Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 2  
 2\*P..... 542,00 mm  
 Other Pattern for Row 2  
 P..... 271,00 mm  
 Group of bolts from row 1 to row 2  
 Effective Length Circular Pattern..... 844,42 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 591,81 mm  
 Mpl1,Rd..... 55630,30 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 55630,30 kNmm  
 Fmode1..... 2825,40 kN  
 Fmode2..... 958,25 kN  
 Fmode3..... 361,73 kN  
 Fmin..... 361,73 kN  
 Fmin-FtRd(1)..... 180,86 kN  
**Final Strength FtepbRd (2)..... 180,86 kN**  
 Bolt Row 3 (Other End Bolt Row)  
 Geometrical Parameters  
 Ec..... 60,00 mm  
 Ep..... 60,00 mm  
 Emin..... 60,00 mm  
 Mp..... 78,76 mm  
 Mxp..... 60,34 mm  
 P..... 487,00 mm  
 m..... 78,76 mm  
 n..... 60,00 mm  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Circular Pattern for Row 3  
 2\*PI\*Mp..... 494,85 mm  
 Other Pattern for Row 3  
 4\*Mp + 1.25\*Ep..... 390,03 mm  
 Mpl1,Rd..... 36662,77 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 36662,77 kNmm  
 Fmode1..... 1862,06 kN  
 Fmode2..... 606,65 kN  
 Fmode3..... 180,86 kN  
 Fmin..... 180,86 kN  
 Effective Lengths Calculation as Member of Bolts Group  
 Circular Pattern for Row 3  
 PI\*Mp + P..... 734,42 mm  
 Other Pattern for Row 3  
 2\*Mp + 0.625\*Ep + 0.5\*p..... 438,51 mm  
 Group of bolts from row 1 to row 3  
 Effective Length Circular Pattern..... 1578,85 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 1030,33 mm  
 Mpl1,Rd..... 96850,70 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 96850,70 kNmm  
 Fmode1..... 4918,94 kN  
 Fmode2..... 1630,59 kN  
 Fmode3..... 542,59 kN  
 Fmin..... 542,59 kN

Fmin-FtRd(1-2)..... 180,86 kN  
 Group of bolts from row 2 to row 3  
 Effective Length Circular Pattern..... 1276,42 mm  
 Effective Length Other Pattern..... 709,51 mm  
 Mpl1,Rd..... 66694,38 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 66694,38 kNmm  
 Fmode1..... 3387,33 kN  
 Fmode2..... 1117,72 kN  
 Fmode3..... 361,73 kN  
 Fmin..... 361,73 kN  
 Fmin-FtRd(2)..... 180,86 kN  
**Final Strength FtepbRd (3)..... 180,86 kN**

**Beams Web In Tension - Full Results**

Bolt Row 1  
 Effective Length..... 488,33 mm  
 FtwbRd..... 1606,59 kN  
**Final Strength FtwbRd (1)..... 1606,59 kN**

Bolt Row 2  
 Effective Length..... 390,03 mm  
 FtwbRd..... 1283,20 kN  
 Group of bolts from row 1 to row 2  
 Effective Length..... 591,81 mm  
 Fmin..... 1947,06 kN  
 Fmin-FtRd(1)..... 1766,20 kN  
**Final Strength FtwbRd (2)..... 1283,20 kN**

Bolt Row 3  
 Effective Length..... 390,03 mm  
 FtwbRd..... 1283,20 kN  
 Group of bolts from row 1 to row 3  
 Effective Length..... 1030,33 mm  
 Fmin..... 3389,77 kN  
 Fmin-FtRd(1-2)..... 3028,05 kN  
 Group of bolts from row 2 to row 3  
 Effective Length..... 709,51 mm  
 Fmin..... 2334,30 kN  
 Fmin-FtRd(2)..... 2153,44 kN  
**Final Strength FtwbRd (3)..... 1283,20 kN**

**End Plate in Bending - Full Results (Mz)**

Bolt Row 1 (First Internal Row)  
 Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row  
 Lamda1..... 0,62  
 Lamda2..... 0,57  
 alpha..... 5,07  
 Circular Pattern for Row 1  
 2\*PI\*Mp..... 494,85 mm  
 Other Pattern for Row 1  
 alfa\*Mp..... 399,62 mm  
 Mpl1,Rd..... 37564,52 kNmm  
 Mpl2,Rd..... 37564,52 kNmm  
 Fmode1..... 1080,99 kN  
 Fmode2..... 331,97 kN  
 Fmode3..... 90,43 kN  
 Fmin..... 90,43 kN  
**Final Strength FtepbRd (1)..... 90,43 kN**  
 Bolt Row 2 (First Internal Row Adjacent to Haunch)

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1 .....	1,96
Lamda2 .....	0,57
alpha .....	4,45
Circular Pattern for Row 2	
2*PI*Mp .....	494,85 mm
Other Pattern for Row 2	
alfa*Mp .....	350,47 mm
Mpl1,Rd .....	32944,20 kNmm
Mpl2,Rd .....	32944,20 kNmm
Fmode1 .....	948,03 kN
Fmode2 .....	296,29 kN
Fmode3 .....	90,43 kN
Fmin .....	90,43 kN
<b>Final Strength FtepbRd (2) .....</b>	<b>90,43 kN</b>

Bolt Row 3 (Last Internal Row)

Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row

Lamda1 .....	-0,11
Lamda2 .....	0,57
alpha .....	8,00
Circular Pattern for Row 3	
2*PI*Mp .....	494,85 mm
Other Pattern for Row 3	
alfa*Mp .....	630,06 mm
Mpl1,Rd .....	46515,63 kNmm
Mpl2,Rd .....	59225,54 kNmm
Fmode1 .....	1338,58 kN
Fmode2 .....	499,24 kN
Fmode3 .....	90,43 kN
Fmin .....	90,43 kN
<b>Final Strength FtepbRd (3) .....</b>	<b>90,43 kN</b>

Column's Flange in Bending - Full Results (Mz)

Bolt Row 1 (Row Adjacent to Stiffener)

Geometrical Parameters

Mc .....	61,65 mm
Nc .....	60,00 mm
Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row	
Lamda1 .....	0,73
Lamda2 .....	0,48
alpha .....	4,75
Circular Pattern for Row 1	
2*PI*Mp .....	353,43 mm
Other Pattern for Row 1	
alfa*Mp .....	267,20 mm
Mpl1,Rd .....	9042,18 kNmm
Mpl2,Rd .....	9042,18 kNmm
Fmode1 .....	293,34 kN
Fmode2 .....	118,93 kN
Fmode3 .....	90,43 kN
Fmin .....	90,43 kN
<b>Final Strength FtcfbRd (1) .....</b>	<b>90,43 kN</b>

Bolt Row 2 (Generic Bolt Row)

Geometrical Parameters

Mc .....	61,65 mm
Nc .....	60,00 mm
Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row	

Circular Pattern for Row 2	
2*PI*Mp.....	353,43 mm
Other Pattern for Row 2	
PI*Mp + 2*e1.....	296,71 mm
Mpl1,Rd.....	10040,82 kNmm
Mpl2,Rd.....	10040,82 kNmm
Fmode1.....	325,74 kN
Fmode2.....	127,14 kN
Fmode3.....	90,43 kN
Fmin.....	90,43 kN
<b>Final Strength FcfcRd (2).....</b>	<b>90,43 kN</b>
Bolt Row 3 (Row Adjacent to Stiffener)	
Geometrical Parameters	
Mc.....	61,65 mm
Nc.....	60,00 mm
Effective Lengths Calculation as Individual Bolt Row	
Lamda1.....	-0,13
Lamda2.....	0,48
alpha.....	8,00
Circular Pattern for Row 3	
2*PI*Mp.....	353,43 mm
Other Pattern for Row 3	
alfa*Mp.....	450,00 mm
Mpl1,Rd.....	11960,04 kNmm
Mpl2,Rd.....	15228,00 kNmm
Fmode1.....	388,00 kN
Fmode2.....	169,78 kN
Fmode3.....	90,43 kN
Fmin.....	90,43 kN
<b>Final Strength FcfcRd (3).....</b>	<b>90,43 kN</b>
Strength Results (My)	
Column's web panel in Shear Vwp,Rd( 1).....	- kN
Column's web in compression Fc,wc,Rd( 1).....	- kN
Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 1).....	2324,889 kN
Column's web in tension Ft,wc,Rd( 1).....	- kN
Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 1).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
End plate in bending Ft,ep,Rd( 1).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
Beam's web in tension Ft,wb,Rd( 1).....	1606,594 kN
Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 1.....	180,86 kN
Column's web panel in Shear Vwp,Rd( 2).....	- kN
Column's web in compression Fc,wc,Rd( 2).....	- kN
Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 2).....	2144,025 kN
Column's web in tension Ft,wc,Rd( 2).....	833,819 kN
Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 2).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
End plate in bending Ft,ep,Rd( 2).....	180,864 kN
Failure Modes.....	3
Beam's web in tension Ft,wb,Rd( 2).....	1283,197 kN
Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 2.....	164,17 kN
Column's web panel in Shear Vwp,Rd( 3).....	- kN
Column's web in compression Fc,wc,Rd( 3).....	- kN
Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 3).....	1963,161 kN
Column's web in tension Ft,wc,Rd( 3).....	846,464 kN
Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 3).....	180,864 kN

Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 3)..... 180,864 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Beam's web in tension Ft,wb,Rd( 3)..... 1283,197 kN  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 3..... 16,39 kN  
 Bolt's resistance in Tension..... 90,432 kN  
 Beam's flange and web in compression check enabled..... YES  
 Moment design resistance My,Rd..... -197,50 KNm

### Moment and Axial Interaction

Applied Axial Nx,Sd..... 99,80 kN  
 Axial Resistance..... 542,59 KNm  
 $(N_x, S_d / N_{x,rd}) = (99,80 / 542,59) = 0,18 < 1$ ..... OK  
 The Applied Tension is less than 5% of the Plastic Axial Resistance of the beam. The Applied Axial force has been omitted!

### Strength Results (Mz)

Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 1)..... 2499,545 kN  
 Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 1)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 1)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 1..... 90,43 kN  
 Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 2)..... 2409,114 kN  
 Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 2)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 2)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 2..... 90,43 kN  
 Beam's flange and web in compression Fc,fb,Rd( 3)..... 2318,682 kN  
 Column's flange in bending Ft,fc,Rd( 3)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 End plate in bending Ft,ep,Rd( 3)..... 90,432 kN  
 Failure Modes..... 3  
 Tension resistance Ftr,Rd of bolt-row 3..... 90,43 kN  
 Beam's flange and web in compression check enabled..... YES  
 Applied moment Mz,sd..... 0,43 KNm  
 Moment design resistance Mz,Rd..... 44,76 KNm  
 $(M_z, S_d / M_{z,rd}) = (0,43 / 44,76) = 0,01 < 1$ ..... OK

### Connection's Final Strength (M+N)

**->  $(M_y, S_d / M_{y,rd}) + (M_z, S_d / M_{z,rd}) + (N_x, S_d / N_{x,rd}) = 0,06 + 0,01 + 0,00 = 0,07 < 1$  OK**

### Strength Results (Vz)

Bolt's resistance in Shear..... 77,184 kN  
 Bolt's resistance in Bearing..... 212,480 kN  
 The shear resistance of the connection will be the minimum of the following:  
 - The minimum shear resistance of a bolt row (including bearing) multiplied by the number of rows (EN 1998-1-8 3.7(1))  
 Vms..... 132,315 kN  
 Vz,rd(1) = ..... 44,105 kN  
 Vz,rd(2) = ..... 54,280 kN  
 Vz,rd(3) = ..... 144,378 kN  
 Applied shear Vz,sd..... 8,31 kN  
 Shear design resistance Vz,Rd,b..... 122,32 kN  
 $(V_z, S_d / V_{z,rd}) = (8,31 / 122,32) = 0,07 < 1$ ..... OK  
 Note: The shear strength of the bolt assembly has been reduced because of the existence of long joint. (EN 1993-1-8 3.8)

### Strength Results (Vy)



Bolt's resistance in Shear..... 77,184 kN  
 Bolt's resistance in Bearing..... 276,480 kN  
 The shear resistance of the connection will be the minimum of the following:  
 - The minimum shear resistance of a bolt row (including bearing) multiplied by the number of rows (EN 1998-1-8 3.7(1))  
 Vms..... 132,315 kN  
 Vy,rd(1) =..... 44,105 kN  
 Vy,rd(2) =..... 44,105 kN  
 Vy,rd(3) =..... 44,105 kN  
 Shear design resistance Vy,Rd,b..... 132,32 kN  
 (Vy,Sd / Vy,rd) = (0,06 / 132,32) = 0,00 < 1..... OK

### Strength of the Welds

Elastic Stress Analysis of W1 and W2 for Design Loads (eccentricities included)

Welds Throat..... --- mm  
 Applied Normal Stress..... 0,02  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,26  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Applied Total Stress..... 0,03  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,36  
 kN/mm<sup>2</sup>

Elastic Stress Analysis of W1 and W2 for MyRd and Design Loads (eccentricities included)

Welds Throat..... --- mm  
 Applied Normal Stress..... 0,07  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,26  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Applied Total Stress..... 0,13  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,36  
 kN/mm<sup>2</sup>

Check of W1 weld for localized T-Stub Actions for NxRd (Y Axis design Shear included)

Welds Throat..... 5,00 mm  
 Applied Normal Stress..... 0,10  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,26  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Applied Total Stress..... 0,19  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,36  
 kN/mm<sup>2</sup>

Check of W1 weld for localized T-Stub Actions for MyRd (Y Axis design Shear included)

Welds Throat..... 5,00 mm  
 Applied Normal Stress..... 0,09  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,26  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Applied Total Stress..... 0,18  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,36  
 kN/mm<sup>2</sup>

Check of W2 weld for localized T-Stub Actions for NxRd (Z Axis design Shear included)

Welds Throat..... 3,75 mm  
 Applied Normal Stress..... 0,11

kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,26  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Applied Total Stress..... 0,22  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,36  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Check of W2 weld for localized T-Stub Actions for MyRd (Z Axis design Shear included)  
 Welds Throat..... 3,75 mm  
 Applied Normal Stress..... 0,01  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,26  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Applied Total Stress..... 0,02  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,36  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Check of W3 weld for Shear Flow due to Z Axis design Shear  
 Welds Throat..... 0,00 mm  
 Applied Normal Stress..... 0,00  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,00  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Applied Total Stress..... 0,00  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Resistance..... 0,00  
 kN/mm<sup>2</sup>  
 Maximum ratio for the resistance of the welds = 0,61 < 1..... OK

### 3. Summary 3.1. Summary Table

Nodes Loadcas Maximum Mysd/My Vzsd/Vz Mzsd/Mz Vysd/Vy Nysd/Ny Biax.Mo Biax.Sh Welds BstC  
 ShCWP  
 -99 -99 0,61 0,06 0,07 0,01 0,00 0,00 0,07 0,07 0,61 0,10  
 --

### 3.2. Legend

Maximum -> The Maximum ratio  
 Mysd/Myrd -> Connection's Strength in Moment of Major Axis  
 Vzsd/Vzrd -> Connection's Strength in Shear of Major Axis  
 Mzsd/Mzrd -> Connection's Strength in Moment of Minor Axis  
 Vysd/Vyrd -> Connection's Strength in Shear of Minor Axis  
 Nysd/Nyrd -> Connection's Strength in Axial Force  
 Biax.Mom+N -> Connection's Strength in Biaxial Bending + N  
 Biax.Shr -> Connection's Strength in Biaxial Shear  
 Welds -> Welds Resistance  
 BstC -> Check of Beam's Web or Stiffener in Compression at Haunch Area  
 ShCWP -> Shear in Column's Web Panel