ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

# Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κρατημένος Παναγιώτης
Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Ιούλιος 2018
ΕΜΚ ΔΕ 2018/22

Copyright © Κρατημένος Παναγιώτης , 2018
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τη συγγραφέα. Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Kratimenos Panagiotis , 2018
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author. Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Κρατημένος Παναγιώτης (2018)
Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2018/22
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Kratimenos Panagiotis (2018)
Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων
Diploma Thesis EMK ME 2018/22
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ ..... - 6 -**

**ABSTRACT ..... - 7 -**

**ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ ..... - 8 -**

**1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ..... - 9 -**

1.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ..... - 9 -
1.2 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΈΡΓΟΥ ..... - 10 -
*1.2.1 Το κτίριο ..... - 10 -*
*1.2.2 Φέρων οργανισμός ..... - 15 -*
*1.2.3 Εξωτερική τοιχοποιία ..... - 16 -*
*1.2.4 Εσωτερικά διαχωριστικά ..... - 17 -*
*1.2.5 Ψευδοροφές ..... - 18 -*
1.3 ΥΛΙΚΑ ..... - 20 -
*1.3.1 Δομικός Χάλυβας ..... - 20 -*
*1.3.2 Σκυρόδεμα ..... - 20 -*
*1.3.3 Χάλυβας Οπλισμών ..... - 21 -*
*1.3.4 Διατμητικοί ήλοι ..... - 21 -*
1.4 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ..... - 21 -
*1.4.1 Γενικά ..... - 21 -*
*1.4.2 Μόνιμες δράσεις ..... - 21 -*
*1.4.3 Μεταβλητές δράσεις ..... - 21 -*
*1.4.4 Δράσεις ανέμου ..... - 23 -*
*1.4.5 Φορτίο χιονιού ..... - 35 -*
*1.4.6 Σεισμικές δράσεις ..... - 36 -*
1.5 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ..... - 40 -
*1.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ..... - 40 -*
*1.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας ..... - 41 -*

**2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΚΩΝ ΚΑΙ ΔΟΚΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ ..... - 43 -**

2.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ ..... - 43 -
*2.1.1 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην Φάση Κατασκευής ..... - 45 -*
*2.1.2 Έλεγχος Σύμμικτων Πλακών στην Φάση Λειτουργίας ..... - 45 -*
2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ..... - 46 -

**3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ..... - 50 -**

3.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΛΕΤΟΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ ROBOT ..... - 50 -
*3.1.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου ..... - 50 -*
*3.1.2 Προσομοίωση Υλικών ..... - 51 -*
*3.1.3 Προσομοίωση Υποστυλωμάτων και Δοκών ..... - 51 -*
*3.1.4 Προσομοίωση Διαφραγμάτων ..... - 51 -*
*3.1.5 Προσομοίωση Στηρίξεων ..... - 52 -*
*3.1.6 Συνολικός Φορέας ..... - 52 -*
*3.1.7 Τοπικοί Άξονες Μελών ..... - 56 -*
*3.1.8 Προσομοίωση φορτίσεων ..... - 56 -*
*3.1.9 Προσομοίωση Συνδέσμων Δυσκαμψίας ..... - 62 -*
3.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΦΟΡΕΑ ..... - 64 -
*3.2.1 Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων ..... - 65 -*
*3.2.2 Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων ..... - 66 -*
*3.2.3 Διαγράμματα Ροπών Κάμψης ..... - 67 -*
3.3 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ..... - 68 -
*3.3.1 Επιρροή Φαινομένων 2$^{ας}$ Τάξεως ..... - 68 -*
*3.3.2 Διαστασιολόγηση Συνδέσμων Δυσκαμψίας ..... - 69 -*
*3.3.3 Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων ..... - 71 -*
*3.3.4 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών ..... - 73 -*

**4 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ..... - 74 -**

4.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ..... - 74 -
4.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ..... - 77 -
4.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ..... - 80 -
4.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΑΣ – ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ..... - 84 -
4.5 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ..... - 89 -

**5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ..... - 95 -**

5.1 ΚΟΣΤΟΣ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ..... - 95 -

**6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ..... - 96 -**

**7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ..... - 97 -**

**8 ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ..... - 98 -**

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2018/22
Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων
Κρατημένος Παναγιώτης (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

# Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήσαμε ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Σκοπός της εργασίας ήταν η βέλτιστη διαστασιολόγηση του κτιρίου με μεταλλικό σκελετό, σύμμικτες πλάκες και σύμμικτες δοκούς.

Το κτίριο αποτελείται από κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις έχοντας τις δοκούς αρθρωμένες στα υποστυλώματα, τα οποία αρθρώνονται και αυτά στην βάση του κτιρίου. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με γραμμική ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (linear modal analysis). Οι πλάκες τις κατασκευής είναι σύμμικτες με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 και σύμμικτες δοκούς με χρήση διατμητικών ήλων για να εκμεταλλευτούμε τις αυξημένες αντοχές των σύμμικτων αυτών δοκών, η διαστασιολόγηση των οποίων έγινε με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator για την δυσμενέστερη φόρτιση τους (ΟΚΑ).

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής υλοποιήθηκε με βάση τους ισχύοντες Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς. Η τελική επιλογή διατομών για τη μόρφωση των μελών του φορέα έγινε τόσο με κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, όσο και με οικονομικά κριτήρια. Σκοπός αυτού ήταν να αποφευχθούν, κατά το δυνατόν, οι υπερβολικά μεγάλες διατομές και κατ’ επέκταση τα μεγάλα κόστη κατασκευής.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2018/22
Design of multi - storey steel building
Kratimenos Panagiotis (supervised by Thanopoulos P.)

## Abstract

In this thesis the analysis and the design of a five – storey office building was performed using the program Robot Structural Analysis Autodesk. The aim was the optimal design of the building using metal frame and composite slabs.

The building consists of vertical crosswise braces in both directions, having the beams hinged on the columns. Analysis was performed with a linear modal spectrum analysis. The slabs of the building are composite with steel sheet Symdeck73 which are dimensioned with the aid of the program Symdeck Designer. We used composite beams using shear pins to take advantage of the increased strength that these composite beams have, the design of which was done with the aid of the program ArcelorMittal Beams Calculator for the load case failure mode (ULS).

The analysis and the design of both parts of the structure was implemented under current European regulations. The final selection of the cross sections which were used for the body members, became so with strength and functionality criteria as well economic criteria. The purpose of this, was to avoid, where possible, the excessively large cross sections and by this, large construction costs.

# Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά το Λέκτορα του Ε.Μ.Π. κύριο Θανόπουλο Παύλο για την άριστη συνεργασία που είχαμε, για τις συμβουλές και την πολύτιμη καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.
Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα αποδώσω στην οικογένεια μου για την υλική και ψυχολογική υποστήριξη για την ολοκλήρωση των σπουδών μου.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Σκοπός της Εργασίας

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μόρφωση, ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός σύμμικτου κτιρίου, συνολικού ύψους 20,00m. Το κτίριο έχει επιφάνεια 880m$^2$, αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες πλάκες, σύμμικτες αμφιαρθρωτές δοκούς και μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στις δυο διευθύνσεις για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Στο 1$^{ο}$ κεφάλαιο παρατίθενται γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου και αναλύεται ο τρόπος λειτουργίας των επιμέρους δομικών στοιχείων. Δίνονται οι απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων και επισημαίνονται οι συντελεστές για το συγκεκριμένο έργο. Επίσης, παρουσιάζονται όλα τα φορτία της κατασκευής, οι οριακές καταστάσεις και οι συνδυασμοί των φορτίσεων για τον υπολογισμό της περιβάλλουσας. Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής επιβλήθηκαν ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα ανά μέτρο μήκους στις δοκούς ανάλογα με το πλάτος επιρροής τους, ενώ ο άνεμος ο οποίος θεωρήσαμε ότι έχει βασική ταχύτητα τα 27m/s, σε έδαφος κατηγορίας VI επιβλήθηκε στα περιμετρικά – εξωτερικά υποστυλώματα του κτιρίου και στις τέσσερις διευθύνσεις.

Στο 2$^{ο}$ κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των πλακών της κατασκευής με χρήση του SymDeck Designer, υπολογισμένη στη δυσμενέστερη τομή του κτιρίου. Επιπρόσθετα παρατίθεται και η διαστασιολόγηση των σύμμικτων διατομών με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

Στο 3$^{ο}$ κεφάλαιο γίνεται μια παρουσίαση του προγράμματος Robot Structural Analysis και αναλύονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν με σκοπό την άρτια προσομοίωση του κτιρίου στο πρόγραμμα. Επίσης, πραγματοποιείται ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών, ο έλεγχος επιρροών 2$^{ης}$ τάξης, ο ικανοτικός έλεγχος που ορίζει ο Ευρωκώδικας καθώς και ο έλεγχος μεγίστων βελών. Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική μέθοδος, με χρήση του φάσματος του EC8 για σεισμό με επιτάχυνση αναφοράς 0,24g και δείκτη συμπεριφοράς q=4.

Στο 4$^{ο}$ κεφάλαιο διαμορφώνονται πέντε βασικές συνδέσεις του κτιρίου μεταξύ κύριας – δευτερεύουσας δοκού, κύριων δοκών- υποστύλωμα, δευτερευουσών δοκών- υποστύλωμα και συνδέσμου δυσκαμψίας- υποστύλωμα. Επίσης, διαστασιολογείται και η βάση ενός από τα υποστυλώματα του κτιρίου με αρθρωτή έδραση και χρήση μεταλλικής πλάκας και αγκυρίων.

Τέλος, στο 5$^{ο}$ κεφάλαιο υπολογίζεται το βάρος της κατασκευής και ένα ενδεικτικό κόστος αυτής.

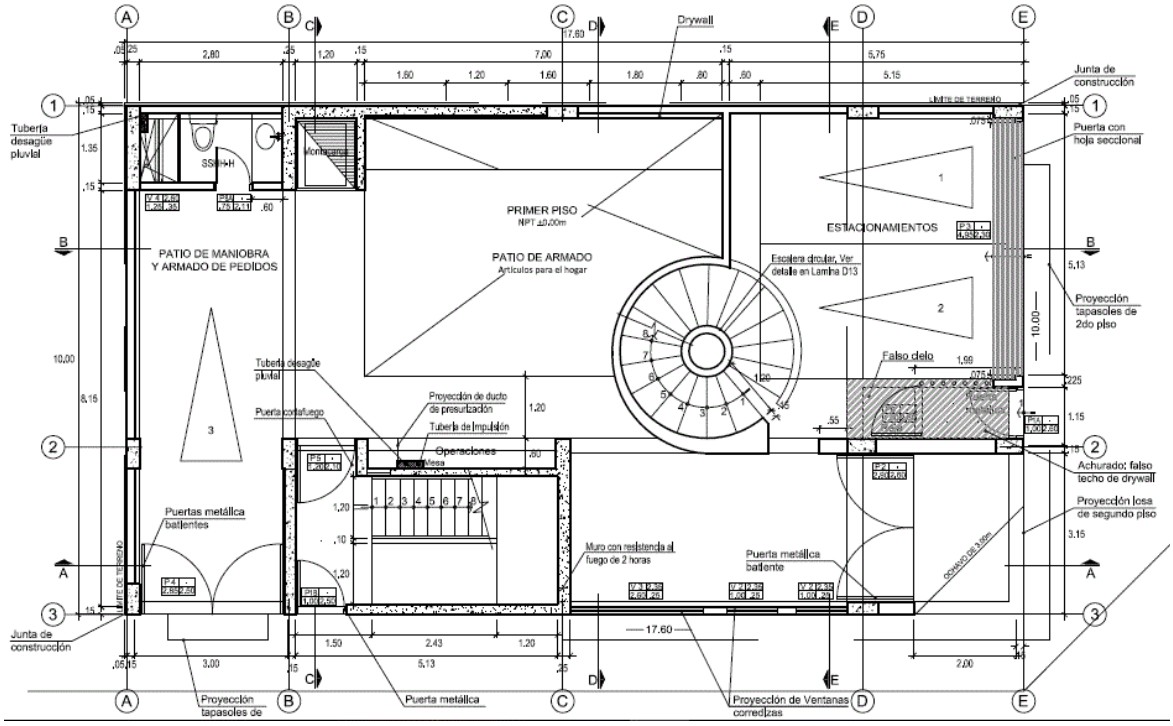
## 1.2 Γενικά Στοιχεία Έργου

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η δομή του κτιρίου ως προς την αρχιτεκτονική δομή, τον φέροντα οργανισμό, τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή και μόρφωση του.

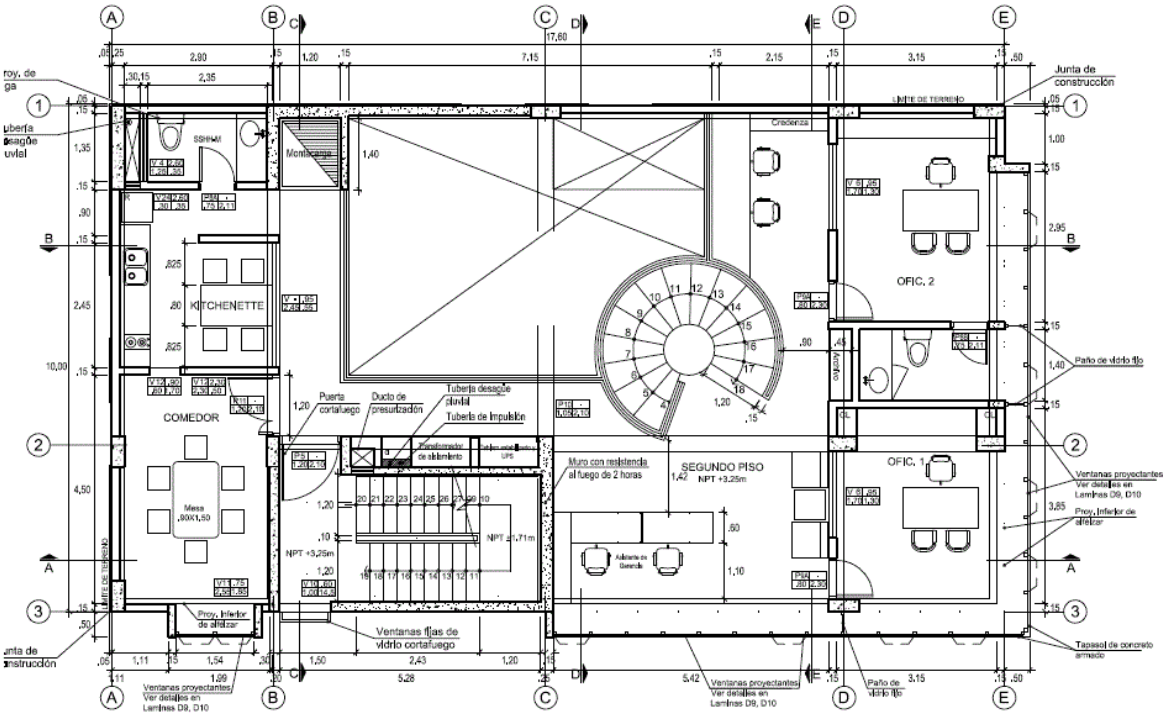
### 1.2.1 **Το κτίριο**

Το κτίριο που μελετάται είναι ένα κτίριο γραφείων και αποτελείται από πέντε υπέργειους ορόφους με μικρές διαφορές μεταξύ τους όσον αφορά στην χρήση. Η κάτοψη κάθε ορόφου ακολουθεί την δοσμένη πραγματική κάτοψη του κτιρίου που φαίνεται στο σχήμα παρακάτω.

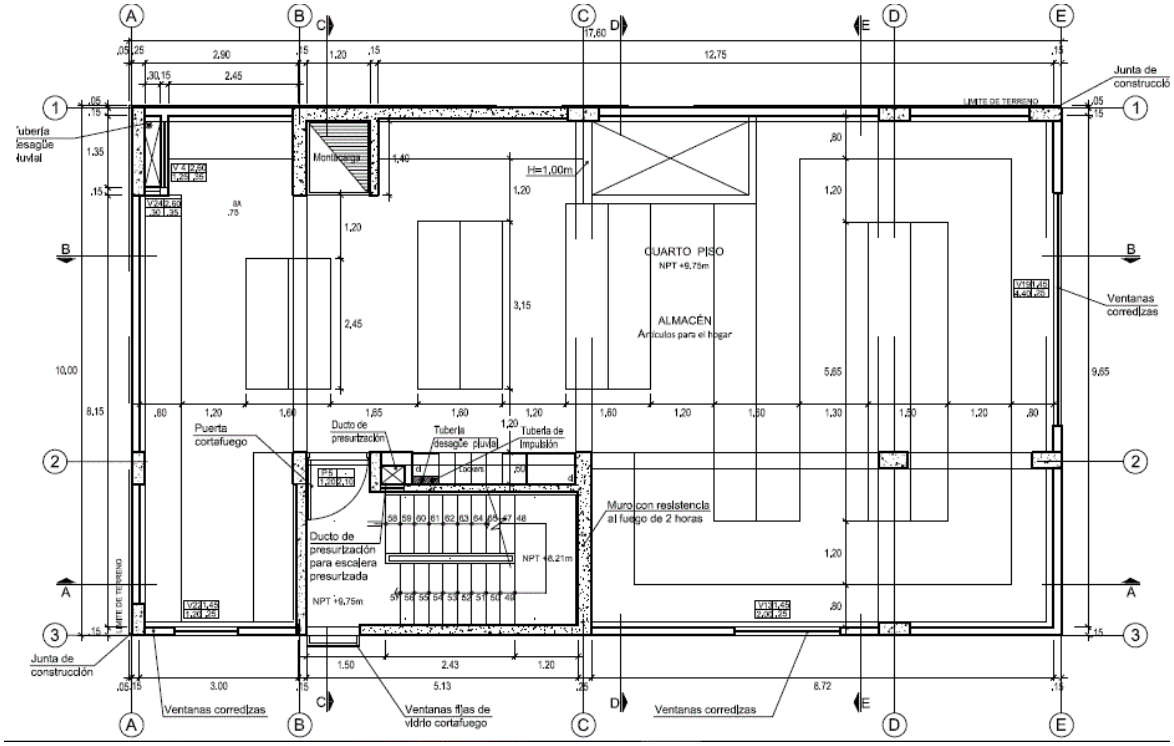
#### 1.2.1.1 *Κατόψεις Κτιρίου*



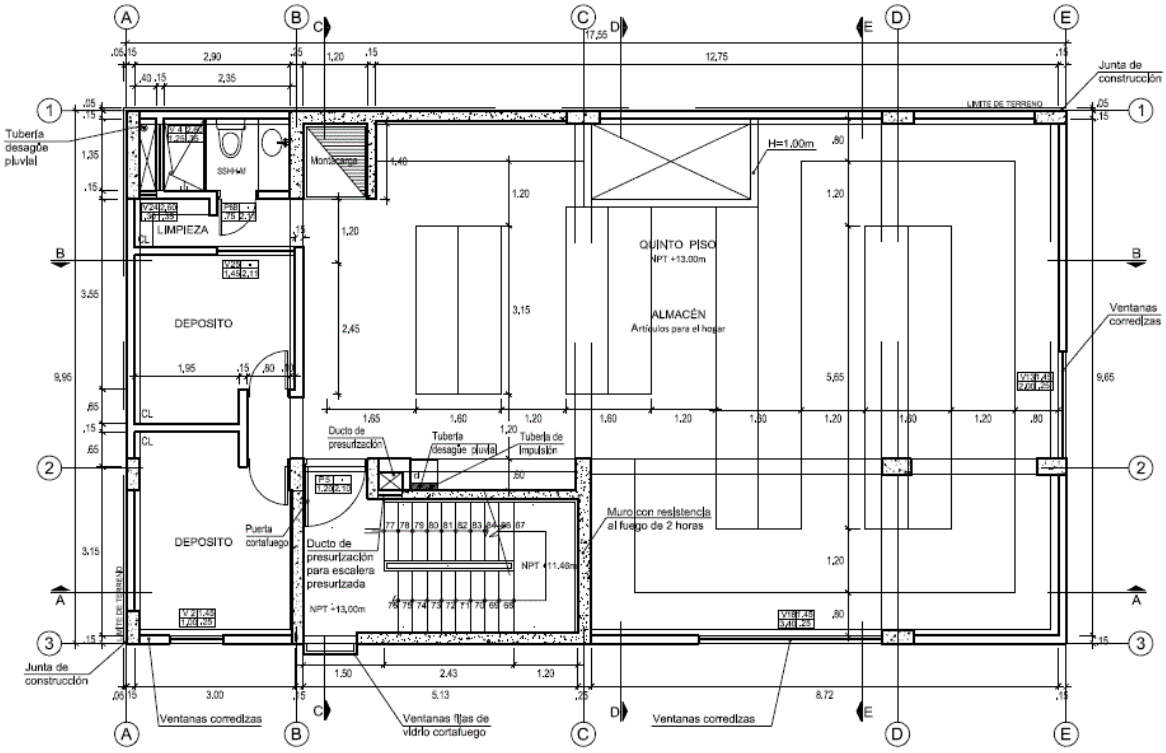

Σχήμα 1.1 Κάτοψη 1ου ορόφου



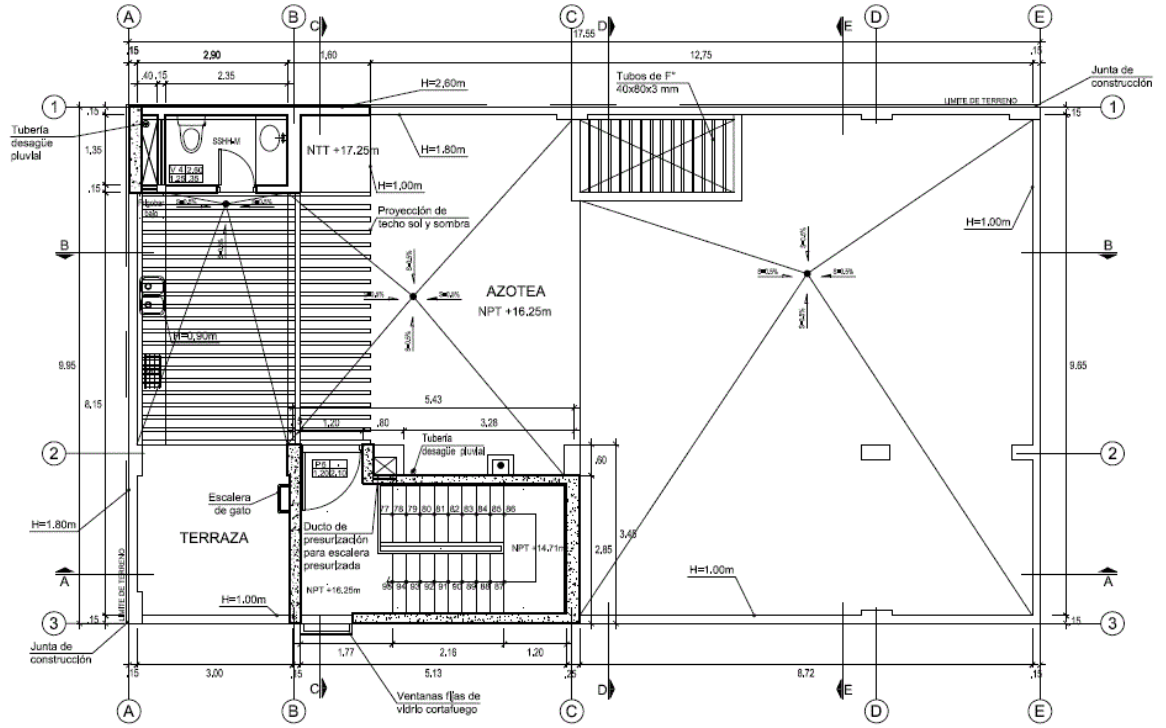

Σχήμα 1.2 Κάτοψη 2ου ορόφου



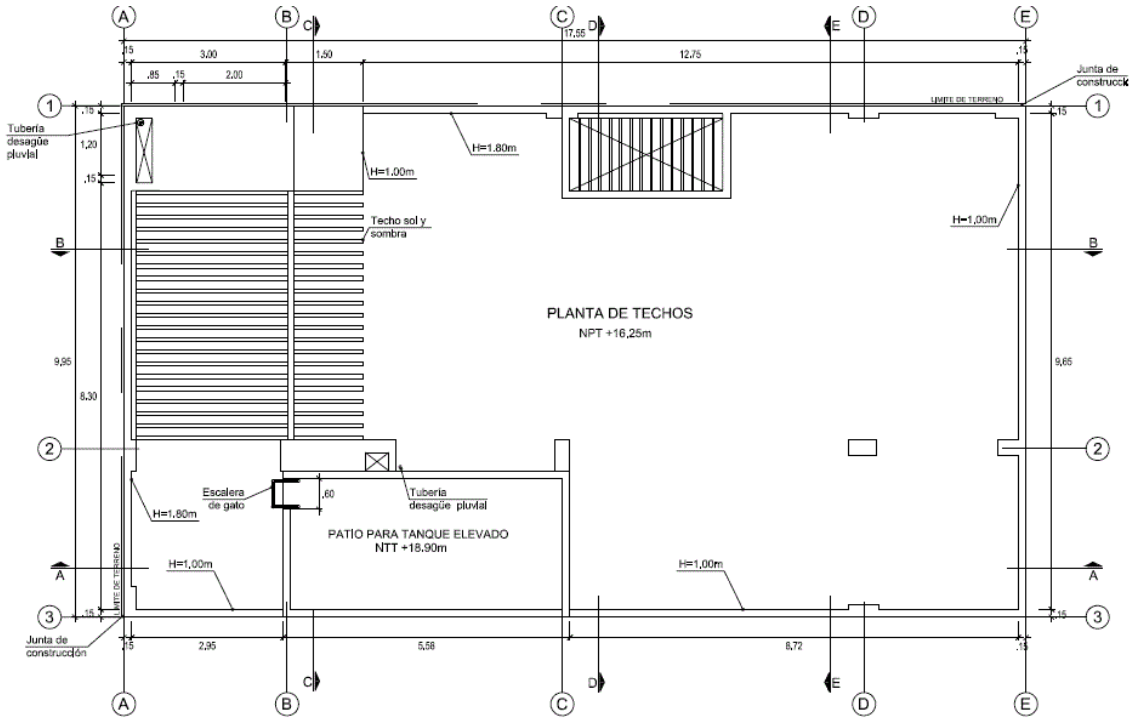

Σχήμα 1.3 Κάτοψη 3ου ορόφου




Σχήμα 1.4 Κάτοψη 4ου ορόφου

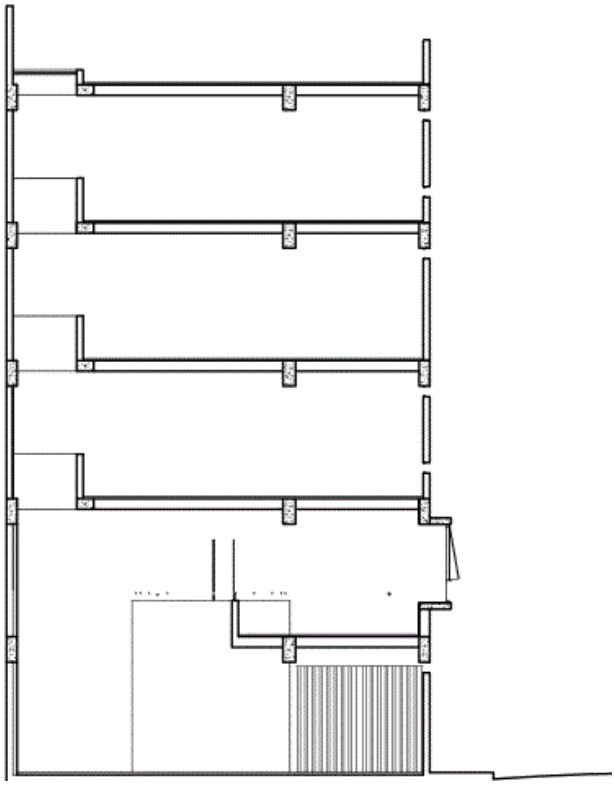



Σχήμα 1.5 Κάτοψη 5ου ορόφου

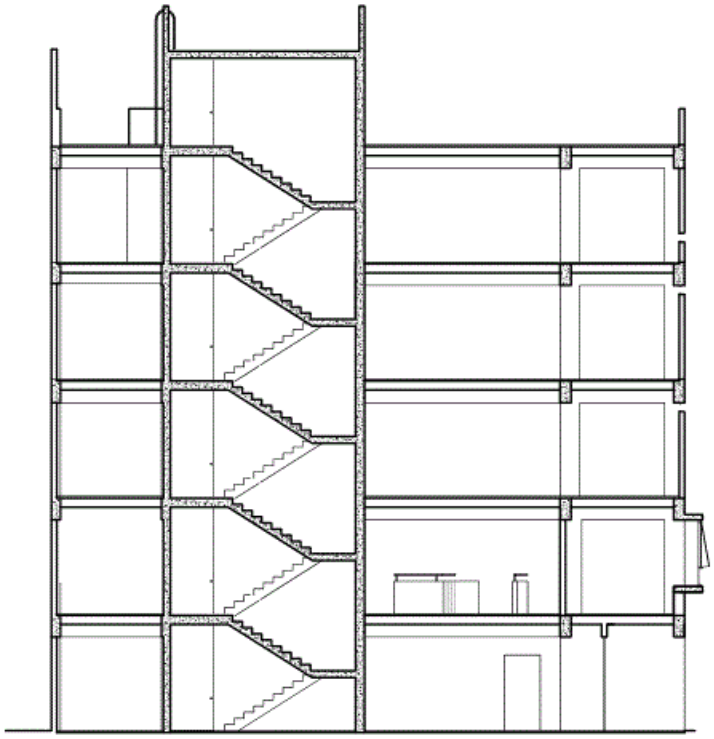



Σχήμα 1.6 Κάτοψη Στέγης

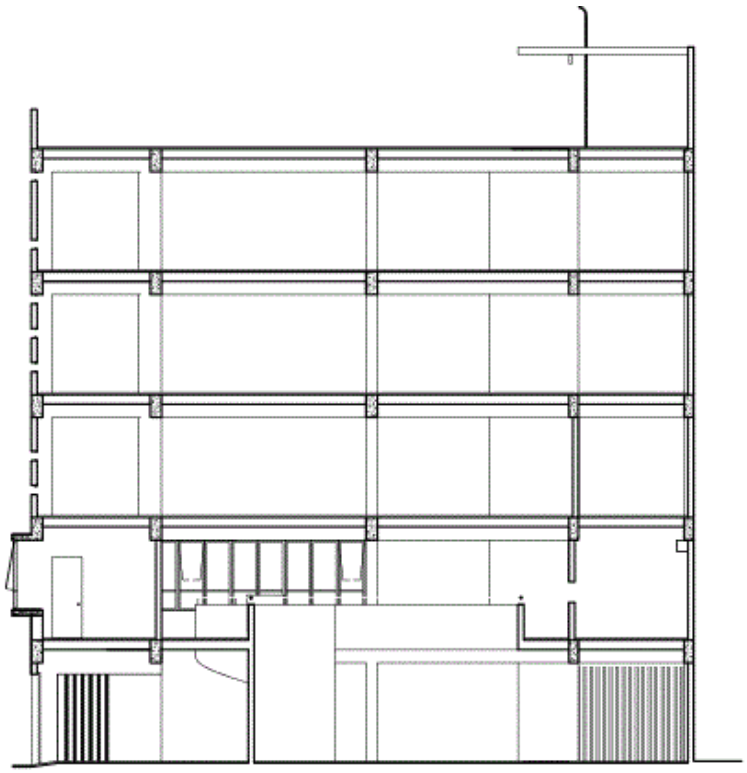
### 1.2.1.2 *Τομές Κτιρίου*



Σχήμα 1.7 Τομή Κτιρίου YZ



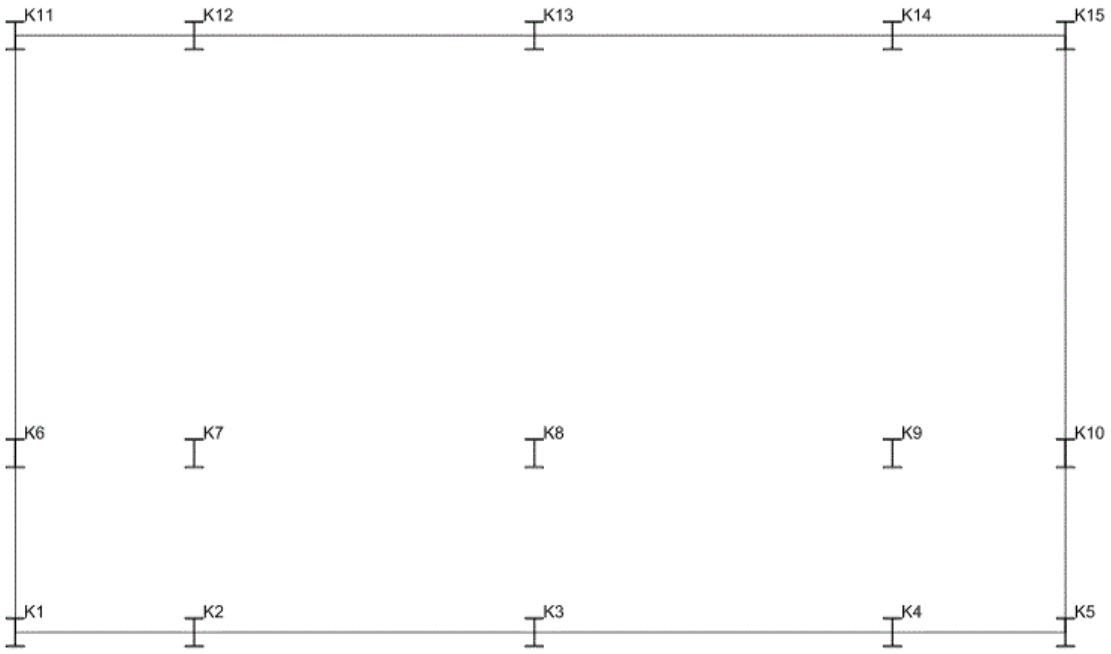
Σχήμα 1.8 Τομή Κτιρίου XZ



Σχήμα 1.9 Τομή Κτιρίου XZ

### 1.2.2 **Φέρων οργανισμός**

Ο φέρων οργανισμός έχει επιλεγεί μεταλλικός και αρθρωμένος στη βάση του. Αποτελείται από υποστυλώματα πλατύπελμων διατομών HEA, που διατηρούν ίδια διατομή 8,00m στον 1ο και 2ο όροφο και άλλη μία ενιαία διατομή HEA 12,00m στον 3ο, 4ο και 5ο όροφο. Οι δοκοί είναι σύμμικτες πρότυπες διατομές HEA και πλάκα ΩΣ. Η συνεργασία δοκού – πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών ήλων στη επιφάνεια σκυροδέματος – σιδηροδοκού. Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στις δυο διευθύνσεις. Τα υποστυλώματα έχουν προσανατολιστεί με τέτοιο τρόπο ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας για φορτία εντός του επιπέδου YZ, που είναι και πιο ασθενής διεύθυνση.

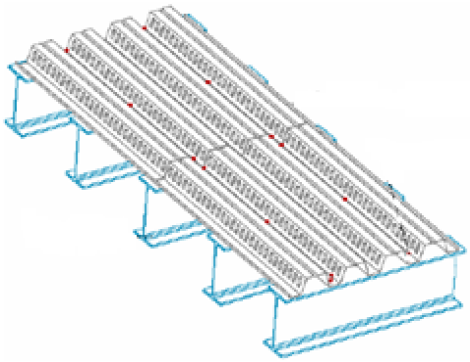



Σχήμα 1.10 Περίγραμμα κτιρίου και διατεταγμένα Υποστυλώματα

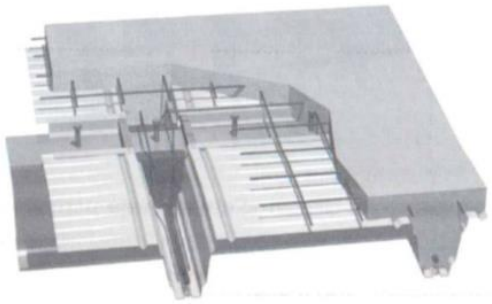
Τα μεταλλικά στοιχεία συντίθενται από χάλυβα ποιότητας S355 και στα σύμμικτα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C25/30.
Όλες οι δοκοί αρθρώνονται στα υποστυλώματα και παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Οι συνδέσεις κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα διαμορφώνονται στο κτίριο ως αρθρώσεις (συνδέσεις τέμνουσας), ώστε να μην συμμετέχουν στην παραλαβή της σεισμικής δύναμης.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα. Στο άνω μέρος της πλάκας διατάσσεται οπλισμός, συνήθως πλέγμα, για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή των αρνητικών ροπών.

Τέλος, στην εργασία αυτή δε μελετάται η θεμελίωση του κτιρίου, αλλά δίνεται ο υπολογισμός ενός ενδεικτικού θεμελίου ενός υποστυλώματος.



Σχήμα 1.11 Σύμμικτη δράση στοιχείων

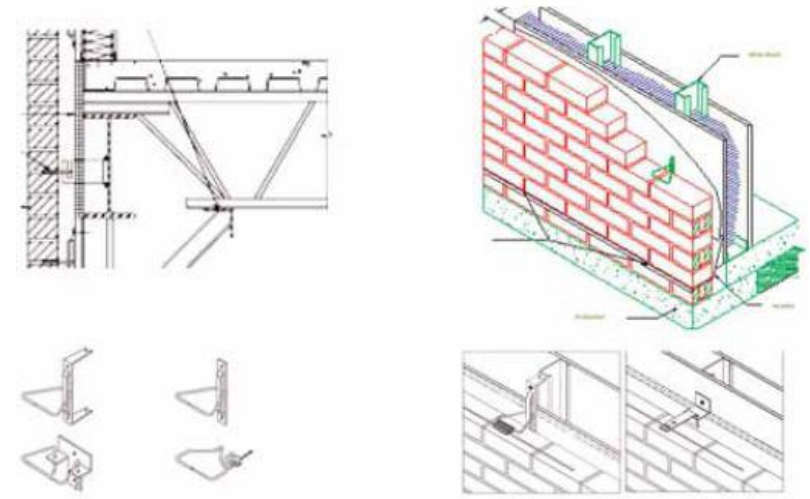


Σχήμα 1.12 Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα

### 1.2.3 **Εξωτερική τοιχοποιία**

Για τις προσόψεις των μεταλλικών κτιρίων μια ευρέως διαδεδομένη λύση είναι οι αγκυρωμένες τοιχοποιίες, όπου η πλευρική στήριξη εξασφαλίζεται από πυκνούς ορθοστάτες

μέσω κατάλληλων αγκυρίων. Οι ορθοστάτες αποτελούνται από γαλβανισμένες διατομές C ψυχρής διαμόρφωσης, ενώ τα αγκύρια είναι από ανοξείδωτο χάλυβα. Τα αγκύρια βιδώνονται στους ορθοστάτες και ενσωματώνονται στους αρμούς του τοίχου. Ο τοίχος είναι δρομικός με απόσταση από τους ορθοστάτες περί τα 50mm. Εκατέρωθεν των ορθοστατών τοποθετούνται γυψοσανίδες, μεταξύ των οποίων υπάρχει θερμομόνωση. Οι τοίχοι είναι αυτοφερόμενοι και ευσταθείς έναντι σεισμού.



Σχήμα 1.13 Αγκυρωμένη εξωτερική τοιχοποιία

Για την πλαγιοκάλυψη του κτιρίου μας θα χρησιμοποιήσουμε μη φέρουσα τοιχοποιία ξηράς δόμησης σε μεταλλικό σκελετό από διπλούς ορθοστάτες με αμφίπλευρη διπλή επίστρωση από τσιμεντοσανίδες Aquapanel Cement Board τύπου Outdoor της Knauf και από ινογυψοσανίδες τύπου Knauf Vidiwall.

### 1.2.4 **Εσωτερικά διαχωριστικά**

Οι απαιτήσεις ως προς τα ελαφρά εσωτερικά διαχωριστικά είναι, ανάλογα με την εφαρμογή οι ακόλουθες:

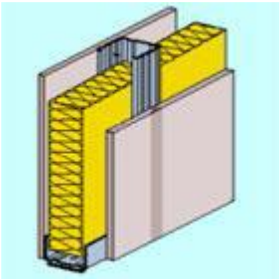
- Αντοχή σε πλευρική πρόσκρουση ατόμων ή αντικειμένων.
- Αποφυγή βλαβών έναντι περιορισμένης σχετικής γωνίας παραμόρφωσης
- μεταξύ ορόφων
- Πυροπροστασία
- Ηχομόνωση
- Θερμομόνωση
- Υγρομόνωση

Τα ελαφρά διαχωριστικά διακρίνονται σε:

- Συμβατικές τοιχοποιίες από πλίνθους διαφόρων υλικών (οπτόπλινθοι, πορώδες σκυρόδεμα, κλπ.)
- Τοίχους από γυψοσανίδες
- Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν τοίχοι από γυψοσανίδες. Οι τοίχοι από γυψοσανίδες έχουν ένα εσωτερικό σκελετό από χαλύβδινους ορθοστάτες διατομής U ή C που καλύπτεται εκατέρωθεν με γυψοσανίδες. Ανάλογα με το χρόνο αντοχής έναντι πυρκαγιάς, τοποθετούνται μία, δύο ή τρεις γυψοσανίδες. Οι γυψοσανίδες στερεώνονται στους ορθοστάτες με βίδες, οι οποίες διαπερνούν όλες τις πλάκες ταυτόχρονα. Το ηχομονωτικό υλικό τοποθετείται μεταξύ των ορθοστατών.

Σχήμα 1.14 Συστήματα εσωτερικής τοιχοποιίας από γυψοσανίδες

Συγκεκριμένα θα χρησιμοποιηθεί τοίχος Knauf μεταλλικού σκελετού W111, η οποία χαρακτηρίζεται ως φέρουσα εσωτερική τοιχοποιία ξηράς δόμησης. Το συνολικό πάχος της είναι 75mm και στηρίζεται σε μεταλλικό σκελετό από μονούς ορθοστάτες πλάτους 50mm, με εσωτερική μόνωση από πετροβάμβακα σε πλάκες πάχους των 4cm και πυκνότητας των 50 Kg/m$^3$, με αμφίπλευρη διπλή επίστρωση από στάνταρντ γυψοσανίδες τύπου Knauf-GKB, πάχους 12,5mm.



Σχήμα 1.15 Τοίχος μεταλλικού σκελετού W111

### 1.2.5 **Ψευδοροφές**

Οι ψευδοροφές χρησιμοποιούνται κυρίως για τους ακόλουθους λόγους:

- Μείωση του ύψους των χώρων για την αποτελεσματικότερη θέρμανση
- Κάλυψη του χώρου των Η/Μ εγκαταστάσεων κάτω από την οροφή
- Διακόσμηση εσωτερικών χώρων
- Πυρασφάλεια

Η επιλογή της κατάλληλης ψευδοροφής βασίζεται στις ακόλουθες κατά περίπτωση απαιτήσεις και κριτήρια:

- επιζητούμενο αισθητικό αποτέλεσμα
- απαιτούμενη ηχοαπορροφητικότητα και ηχοανακλαστικότητα
- αντοχή σε κρούσεις
- αντοχή σε υγρασία
- αντοχή στο χρόνο και στη γήρανση
- αντοχή σε υδρατμούς
- αντανάκλαση φωτός
- θερμική αγωγιμότητα

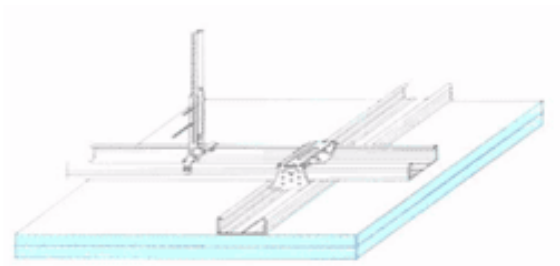
Στις ψευδοροφές ενσωματώνονται εύκολα:

- Φωτιστικά σώματα και κρυφός φωτισμός
- Ανιχνευτές και Sprinklers πυρόσβεσης
- Αεραγωγοί και στόμια κλιματισμού

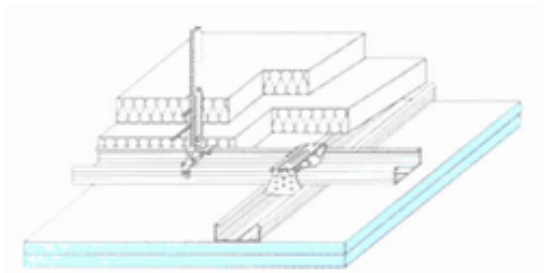
- Θυρίδες επισκεψιμότητας σωληνώσεων
- Ράγες για κουρτίνες και στόρια
- Αγωγοί ηλεκτρολογικών καλωδιώσεων

Σχήμα 1.16 Ψευδοροφή σε κτίριο γραφείων

Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν ψευδοροφές από γυψοσανίδα, και συγκεκριμένα πυράντοχη Οροφή K214 Knauf-Fireboard – Πυράντοχη F90 από κάτω και από πάνω. Η ψευδοροφή τύπου Knauf-K214 αποτελείται από αφανές σύστημα ανάρτησης με διπλό Fireboard πάχους 2x20 mm. Το σύστημα ανάρτησης αποτελείται από κύριους οδηγούς τύπου Knauf-CD:60x27x0,6 mm σε αξονικές αποστάσεις 750mm αναρτημένους από τη φέρουσα οροφή με άκαμπτες αναρτήσεις Nonius σε αποστάσεις 600mm. Έτσι η στήριξη των πλακών της ψευδοροφής γίνεται σε μεταλλική εσχάρα, αναρτημένη από την οροφή. Με χρήση των γυψοσανίδων τοποθετημένων σε κατάλληλη θέση, επιτυγχάνεται πυροπροστασία από κάτω ή από πάνω και από κάτω. Κάθετα στους κύριους οδηγούς στερεώνονται με συνδετήρες Π οι δευτερεύοντες οδηγοί, ίδιου τύπου με τους κύριους οδηγούς, σε αξονικές αποστάσεις 400mm. Απαιτείται διπλή στρώση πετροβάμβακα πάχους 2x40mm και ελάχιστης πυκνότητας 40Kg/m3. Ο χρόνος πυραντίστασης εξαρτάται από τον αριθμό των γυψοσανίδων. Όπως και στα διαχωριστικά, οι πλάκες βιδώνονται μεταξύ τους και με τη μεταλλική εσχάρα. Η σύνδεση με τον τοίχο γίνεται και εδώ μέσω μεταλλικής ράγας συνδεδεμένης με τον τοίχο μέσω βλήτρων. Για να μην υπάρχουν κενά από τα οποία μπορεί να περάσει η φωτιά τοποθετείται μία κατακόρυφη γυψοσανίδα. Με κατάλληλη πρόβλεψη πρόσθετων ηχομονωτικών πλακών, επιτυγχάνεται ψευδοροφή πυράντοχη και ηχομονωτική ή επιπροσθέτως και θερμομονωτική.



Σχήμα 1.17 Λεπτομέρειες ψευδοροφής από γυψοσανίδα Knauf



Σχήμα 1.18 Λεπτομέρειες ψευδοροφής από γυψοσανίδα Knauf

## 1.3 Υλικά

Το κτίριο είναι σύμμικτο με μεταλλικά υποστυλώματα και συνδέσμους δυσκαμψίας και σύμμικτα δοκάρια και πλάκες. Χρησιμοποιείται χάλυβας S355 και σκυρόδεμα C25/30. Παρακάτω δίνονται τα υλικά αυτά, οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους.

### 1.3.1 **Δομικός Χάλυβας**

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 1025. Σε όλα τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S355. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής $f_y$ και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης) $f_u$ του δομικού χάλυβα δίνονται στον πίνακα1.1.

| | |
|---|---|
| Μέτρο Ελαστικότητας | E=210 000MPa |
| Μέτρο διάτμησης | G=80 769MPa |
| Ειδικό βάρος | $\gamma_a$=78,5kN/m3 |
| Σταθερά Poison | $\nu_a$= 0,3 |
| Τάση σχεδιασμού | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$, $\gamma_M$=1,0 |

Πίνακας 1.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

| Ποιότητα κατά EN 10025-2 | Πάχος στοιχείου t | | Πάχος στοιχείου t | |
|---|---|---|---|---|
| | t≤40mm | | 40mm < t ≤ 80mm | |
| | fy (MPa) | fu (MPa) | fy (MPa) | fu (MPa) |
| S355 | 355 | 510 | 335 | 470 |

### 1.3.2 **Σκυρόδεμα**

Η ποιότητα που χρησιμοποιήθηκε στην σύμμεικτη πλάκα είναι C25/30,που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 25MPa. Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμίων 28 ημερών.

| | |
|---|---|
| Μέση τιμή επιβατικού μέτρου Ελαστικότητας | $E_{cm}$=30 500MPa |
| Ειδικό βάρος για οπλισμένο σκυρόδεμα | $\gamma_c$=25kN/m$^3$ |
| Λόγος Poison: | |
| 1.για ελαστικές παραμορφώσεις | $\nu$= 0,2 |
| 2.για ρηγματωμένο σκυρόδεμα | $\nu$= 0 |
| Τάση σχεδιασμού | $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C$, $\gamma_C$=1,5 |

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης.
Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι 0,85$f_{cd}$.

Πίνακας 1.2 : Τιμές αντοχών σε MPa σκυροδέματος C25/30

| Ποιότητα σκυροδέματος | $f_{ck}$ | $f_{cm}$ | $f_{ctm}$ | $f_{ctk,0.05}$ | $f_{ctk,0.95}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| C25/30 | 25 | 33 | 2,36 | 1,8 | 3,3 |

### 1.3.3 **Χάλυβας Οπλισμών**

Στον σχεδιασμό των σύμμεικτων δοκών χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμών B500C με όριο διαρροής $f_{ys}$=500Mpa. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.
Τάση σχεδιασμού: $f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s$, $\gamma_s$=1,15

### 1.3.4 **Διατμητικοί ήλοι**

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW Nelson KB ¾´´-125 που αποτελούν και τον συνηθέστερο τύπο, με διάμετρο d=19mm και εφελκυστική αντοχή $f_u$=450MPa.

## 1.4 Δράσεις επί της κατασκευής

### 1.4.1 **Γενικά**

Μία κατασκευή πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση. Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών. Οι δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες. Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάσει των διακυμάνσεων τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

I. *Μόνιμες δράσεις* (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις , έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
II. *Μεταβλητές δράσεις* (Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
III. *Τυχηματικές δράσεις* (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

### 1.4.2 **Μόνιμες δράσεις**

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου, π.χ. κτίρια 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη. Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν στην παρούσα διπλωματική είναι:

1. Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων
2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών 2,75KN/m$^2$
3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία 3,50KN/m$^2$

### 1.4.3 **Μεταβλητές δράσεις**

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος

και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς και πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Ανάλογα με την χρήση των κτιρίων γίνεται μία κατηγοριοποίηση βάσει του Πίνακα 1.3 καθώς τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 1.3.

Πίνακας 1.3:Κατηγορίες Χρήσης

| **Κατηγορία** | **Συγκεκριμένη χρήση** | **Παράδειγμα** |
|---|---|---|
| A | Χώροι για οικιακές δραστηριότητες | Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες. |
| B | Χώροι γραφείων | |
| C | Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D) | C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι. |
| | | C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής. |
| | | C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. |
| | | C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές. |
| | | C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες. |
| D | Χώροι σε εμπορικά καταστήματα | D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης. |
| | | D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα. |

Πίνακας 1.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991 (μεταβλητές δράσεις)

| **Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών** | $q_k$ (kN/m$^2$) | $Q_k$ (kN) |
|---|---|---|
| Κατηγορία A και B | | |
| Δάπεδα | 2,0 | 2,0 |
| Σκάλες | 3,5 | 2,0 |
| Κατηγορία C | | |
| C1 | 3,0 | 3,0 |
| C2 | 5,0 | 4,0 |
| **C3** | **5,0** | 4,0 |
| C4 | 5,0 | 4,0 |
| C5 | 7,5 | 4,5 |
| Κατηγορία D | | |
| D1 | 5,0 | 4,0 |
| D2 | 5,0 | 4,0 |

Το συγκεντρωμένο φορτίο $Q_k$ πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι δρα μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του χώρου (δάπεδο, εξώστη, κλιμακοστάσιο κλπ. Στην παρούσα διπλωματική δεν θα ληφθεί υπόψη το συγκεντρωμένο φορτίο $Q_k$ καθώς θεωρήσαμε ότι επιβάλλονται αυξημένα πρόσθετα μόνιμα φορτία (3,5KN/m$^2$) .

### 1.4.4 **Δράσεις ανέμου**

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

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα ανέμου, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως: η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται και οι τέσσερις διεύθυνσεις ανέμου, δηλαδή +X, +Y, -X, -Y. Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Η ταχύτητα ανέμου και η αντιστοιχούσα πίεση αποτελούνται από ένα μέσο και ένα κυμαινόμενο τμήμα. Το κυμαινόμενο μέρος του ανέμου αντιπροσωπεύεται από την πυκνότητα στροβιλισμού

Η μέση ταχύτητα ανέμου $V_m$ πρέπει να προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα ανέμου $V_b$, η οποία εξαρτάται από το κλίμα, και από τη μεταβολή του ανέμου με το ύψος η οποία προσδιορίζεται από την τραχύτητα και το ανάγλυφο του εδάφους .Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να παρέχει Εθνικές κλιματολογικές πληροφορίες από τις οποίες η μέση ταχύτητα ανέμου $V_m$ , η πίεση $q_p$ της ταχύτητας αιχμής και πρόσθετες τιμές μπορούν να λαμβάνονται άμεσα για τις υπό θεώρηση κατηγορίες εδάφους.

- ***Βασική Ταχύτητα Ανέμου $V_b$***

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $V_{b,0}$, είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα, (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα) έχει ταχύτητες, $v_{b,0}$:

- 33m/s σε απόσταση έως και 10 km από την ακτή
- 27m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου **$v_{b,0}$=27m/s** και **κατηγορία εδάφους IV**. Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0$=1m και $z_{min}$=10m από τον παρακάτω πίνακα :

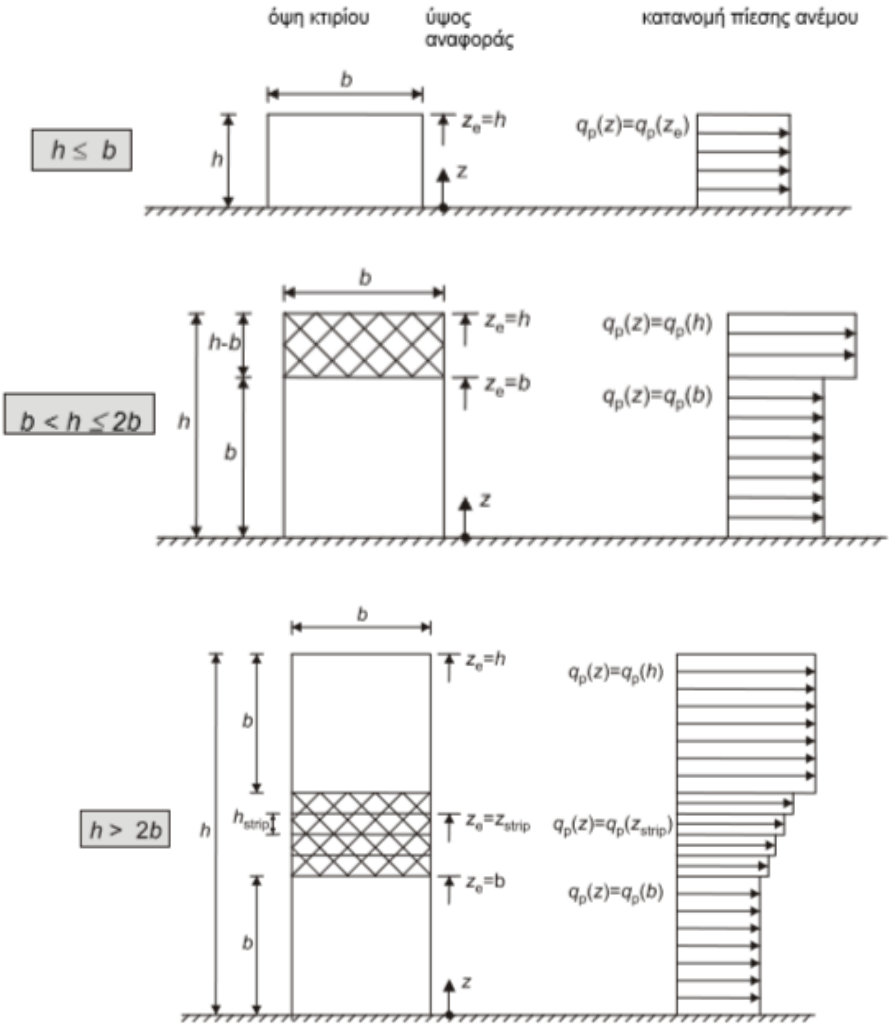
| Κατηγορία εδάφους | | $z_o$ m | $z_{min}$ m |
|---|---|---|---|
| 0 | Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα | 0,003 | 1 |
| I | Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια | 0,01 | 1 |
| II | Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα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

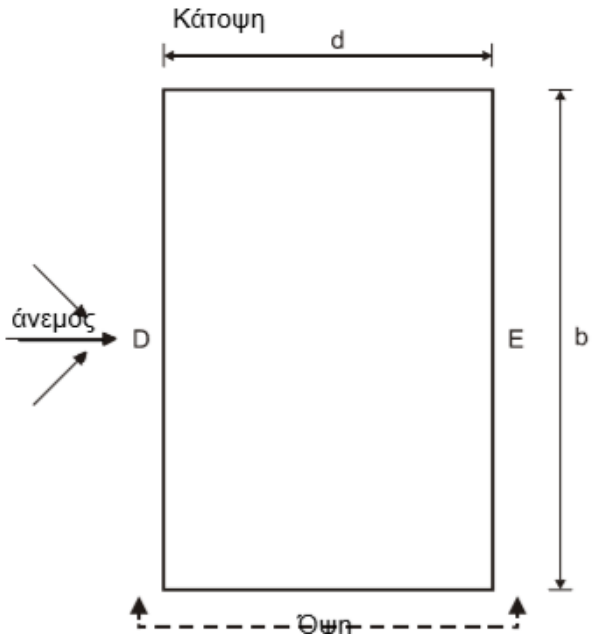
Πίνακας 1.4: Κατηγορίες Εδάφους και Παράμετροι εδάφους

$z_0$: Μήκος Τραχύτητας
$z_{min}$ ,$z_0$: εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 4.1(EN 1991-1-4.6) για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους
$z_{max}$: πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

- ***Ύψος αναφοράς $z_e$ κατανομή πιέσεων καθ' ύψος του κτιρίου***

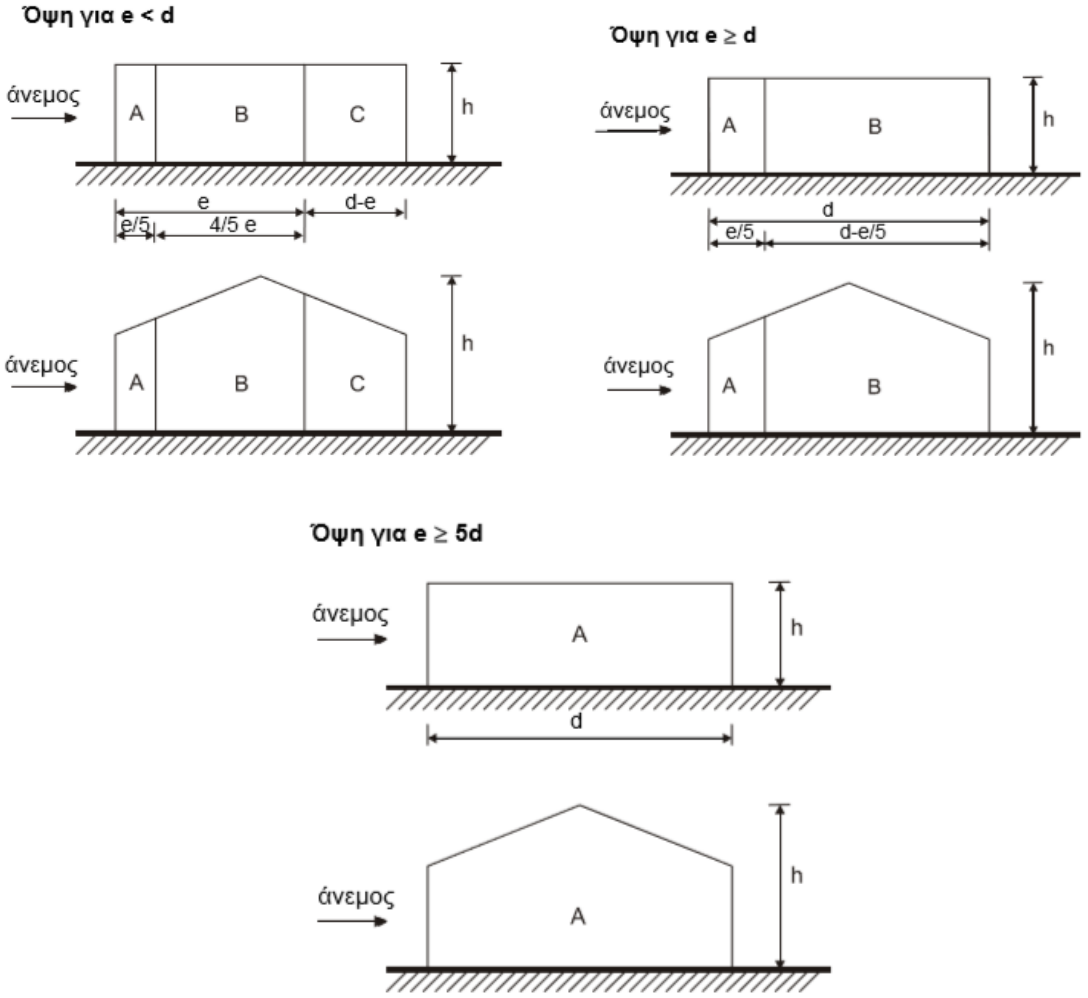
Τα ύψη αναφοράς, $z_e$, για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (ζώνη D, Σχήμα 7.5), εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Διακρίνουμε τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:




Σχήμα 1.19 Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Διευκρινίζεται ότι η διάσταση του κτιρίου b είναι η πλευρά κάθετα στην διεύθυνση του ανέμου, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου (+X,-X) και (+Y, -Y). Σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα, βρίσκονται οι διαστάσεις d, b, η ποσότητα e=min{b; 2h} και χωρίζεται η κάθε πλευρά του κτιρίου σε ζώνες A, B, C, D, E.




Όσον αφορά την πλευρά b η οποία είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου και την κατακόρυφη κατανομή αυτού διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις:

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1. | Άνεμος+X | b=10m | h=20m | h>b και b<h<2b | $z_e$=10 και $z_e$=20 |
| 2. | Άνεμος+Y | b=17.60m | h=20m | h>b και b<h<2b | $z_e$=17.60 και $z_e$=20 |
| 3. | Άνεμος-X | b=10m | h=20m | h>b και b<h<2b | $z_e$=10 και $z_e$=20 |
| 4. | Άνεμος-Y | b=17.60m | h=20m | h>b και b<h<2b | $z_e$=17.60 και $z_e$=20 |

- ***Πίεση ταχύτητας αιχμής***

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

$$\boldsymbol{q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)} \qquad (1\text{-}1)$$

Όπου:

ρ: πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών και είναι ίση με 1,25kg/m$^3$

$l_v(z)$: ένταση στροβιλισμού σε ύψος z. Η ένταση του στροβιλισμού $l_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου. Οι προτεινόμενοι κανόνες για τον προσδιορισμό του $l_v(z)$ δίνονται στην παρακάτω εξίσωση:

$$\boldsymbol{l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * ln\frac{z}{z_0}}} \quad \text{για} \quad \boldsymbol{z_{min} \leq z \leq z_{max}} \qquad (1\text{-}2)$$

$$\boldsymbol{l_v(z) = l_v(z_{min})} \ \text{για} \ \boldsymbol{z \leq z_{min}} \qquad (1\text{-}3)$$

Όπου:
k1 Συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k I που θα χρησιμοποιηθεί σε μια Χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Προτεινόμενη τιμή 1,0.
$c_0$ (z) Συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Λαμβάνεται 1,00.
$z_0$ Μήκος Τραχύτητας

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

$$\boldsymbol{v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b} \qquad (1\text{-}4)$$

$v_b$: Βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Δίνεται από την σχέση:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \qquad (1\text{-}5)$$

$c_r$ (z) Συντελεστής τραχύτητας. Λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Η διαδικασία για τον προσδιορισμό του $c_r(z)$ μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας σε ύψος z δίνεται από την παρακάτω εξίσωση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$$c_r(z) = k_r * ln\frac{z}{z_0} \ \text{για} \ z_{min} \leq z \leq z_{max} \qquad (1\text{-}6)$$

$$c_r = c_r(z_{min}) \ \text{για} \ z \leq z_{min} \qquad (1\text{-}7)$$

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

$$k_r = 0{,}19 * (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0{,}07} \qquad (1\text{-}8)$$

z_(0,II) ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 4.1 (EN 1991-1-4.6)
z_0 0,05m (Κατηγορία εδάφους II, πίνακας 4.1 (EN 1991-1-4.6)

Θα υπολογιστούν όλα τα παραπάνω για τον Άνεμο+Χ. Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζονται και οι άνεμοι προς τις υπόλοιπες διευθύνσεις.

Δεδομένα:
Κατηγορία Εδάφους: IV
$Z_0$= 1m
$Z_{min}$= 10m
$Z_{max}$= 200m
$Z_{0,II}$= 0.05m
$V_{b,0}$= 27m/s
ρ= 1,25kg/m$^3$

**ΑΝΕΜΟΣ+Χ και ΆΝΕΜΟΣ-Χ:**
b=10.00m
d=17.60m
a) 1η στάθμη ze=b=10m
$c_r(z) = k_r * ln\frac{ze}{z_0}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ → $c_r(z) = 0.539$
$k_r = 0{,}19 * (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0{,}07} = 0.234$
$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$ → $v_b = 27m/s$
$c_{dir}$=1.00
$c_{season}$=1.00
$c_0(z) = 1.00\ Εθνικό\ Ποσάρτημα$
$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$→ $v_m(z) = 14.55$m/s
$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * ln\frac{z}{z_0}}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ → $l_v(z) = 0.434$
$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$ → $\boldsymbol{q_p(ze)}$**=0.534kN/m$^2$**

b) 2η στάθμη $z_e$=h=20m
$c_r(z) = k_r * ln\frac{ze}{z_0}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ → $c_r(z) = 0.701$
$k_r = 0{,}19 * (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0{,}07} = 0.234$
$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$ → $v_b = 27m/s$
$c_{dir}$=1.00
$c_{season}$=1.00
$c_0(z) = 1.00\ Εθνικό\ Ποσάρτημα$
$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$→ $v_m(z) = 14.55$m/s
$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * ln\frac{z}{z_0}}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ → $l_v(z) = 0.334$
$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$ → $\boldsymbol{q_p(ze)}$**=0.75kN/m$^2$**

**ΑΝΕΜΟΣ+Υ και ΆΝΕΜΟΣ-Υ:**
b=17.00m
d=10.00m

a) 1η στάθμη $z_e$=b=17,60m

$c_r(z) = k_r * ln\frac{ze}{z_0}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ → $c_r(z) = 0.671$

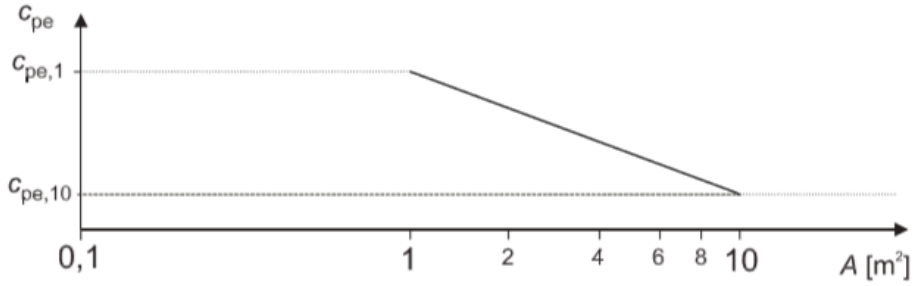
$k_r = 0{,}19 * (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0{,}07} = 0.234$
$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \rightarrow v_b = 27m/s$
$c_{dir}$=1.00
$c_{season}$=1.00
$c_0(z) = 1.00\ Εθνικό\ Ποσάρτημα$
$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \rightarrow v_m(z) = 18.12\text{m/s}$
$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * ln\frac{z}{z_0}}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow l_v(z) = 0.349$
$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \rightarrow \boldsymbol{q_p(ze)}$**=0.706kN/m²**

b) 2η στάθμη $z_e$=h=20m
$c_r(z) = k_r * ln\frac{ze}{z_0}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow c_r(z) = 0.701$
$k_r = 0{,}19 * (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0{,}07} = 0.234$
$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \rightarrow v_b = 27m/s$
$c_{dir}$=1.00
$c_{season}$=1.00
$c_0(z) = 1.00\ Εθνικό\ Ποσάρτημα$
$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \rightarrow v_m(z) = 18.927\text{m/s}$
$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * ln\frac{z}{z_0}}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow l_v(z) = 0.334$
$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \rightarrow \boldsymbol{q_p(ze)}$**=0.747kN/m²**

- ***Αεροδυναμικοί Συντελεστές πίεσης και δύναμης***

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης $c_{pe}$, εσωτερικής πίεσης $c_p$ και συντελεστής δύναμης $c_f$) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,1}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1 m² π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές *cpe,10* αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των 10 m².

✓ Επιφάνειες μεταξύ του 1m² και των 10m² : Χρησιμοποιείται τα παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 1.20 Προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή εξωτερικής πίεσης $C_{pe}$ για κτίρια με φορτιζόμενη επιφάνεια A μεταξύ $1m^2$ και $10m^2$

- ✓ Επιφάνειες μεγαλύτερες των $10m^2$: Χρησιμοποιούνται οι τιμές του Πίνακα 1.6 ανάλογα με τον λόγο h/d του κτιρίου και την ζώνη.

| Ζώνη | A | | B | | C | | D | | E | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| h/d | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ |
| 5 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,7 | |
| 1 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,5 | |
| ≤ 0,25 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,7 | +1,0 | -0,3 | |

Πίνακας 1.6 Προτεινόμενες Τιμές Συντελεστών Εξωτερικής Πίεσης για κατακόρυφους Τοίχους Κτιρίων Ορθογωνικής Κάτοψης

Στην περίπτωση μας όλες οι φορτιζόμενες επιφάνειες έχουν εμβαδόν μεγαλύτερο των $10m^2$. Γι' αυτό και χρησιμοποιούμε τον παραπάνω πίνακα για την εκτίμηση των συντελεστών $C_{pe}$.

Διακρίνουμε ξανά τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου
**ΑΝΕΜΟΣ+Χ και ΑΝΕΜΟΣ-Χ:**
b=10.00m
d=17.60m
e= min{b;2h} = 10m
e<d→ Χωρίζω σε ζώνες A,B,C
$L_A$=e/5=2m
$L_B$=(4/5)*e=8m
$L_C$=d-e= 7.60m
h/d=1.14
$C_{pe,10}^A$= -1.2
$C_{pe,10}^B$= -0.8
$C_{pe,10}^C$= -0.5
$C_{pe,10}^D$= +0.8
$C_{pe,10}^E$= -0.5

**ΑΝΕΜΟΣ+Υ και ΑΝΕΜΟΣ-Υ:**
b=17.60m
d=10.00m
e= min{b;2h} = 17.60m
e>d→ Χωρίζω σε ζώνες A,B
$L_A$=e/5=3.52m
$L_B$=(4/5)*e=8m
$L_C$=d-e/5= 6.48m
h/d=2
$C_{pe,10}^A$= -1.2
$C_{pe,10}^B$= -0.8
$C_{pe,10}^C$= -0.5
$C_{pe,10}^D$= +0.8
$C_{pe,10}^E$= -0.5

- ***Τελική Εξωτερική Πίεση***

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe} \qquad (1\text{-}9)$$

**ΑΝΕΜΟΣ+Χ**

a) 1η στάθμη $z_e$=b=10m

$W_e^A$+X = -0.641KN/m$^2$

$W_e^B$+X = -0.427KN/m$^2$

$W_e^C$+X = -0.267KN/m$^2$

$W_e^D$+X= +0.427KN/m$^2$

$W_e^E$+X= -0.267KN/m$^2$

b) 2η στάθμη $z_e$=h=20m

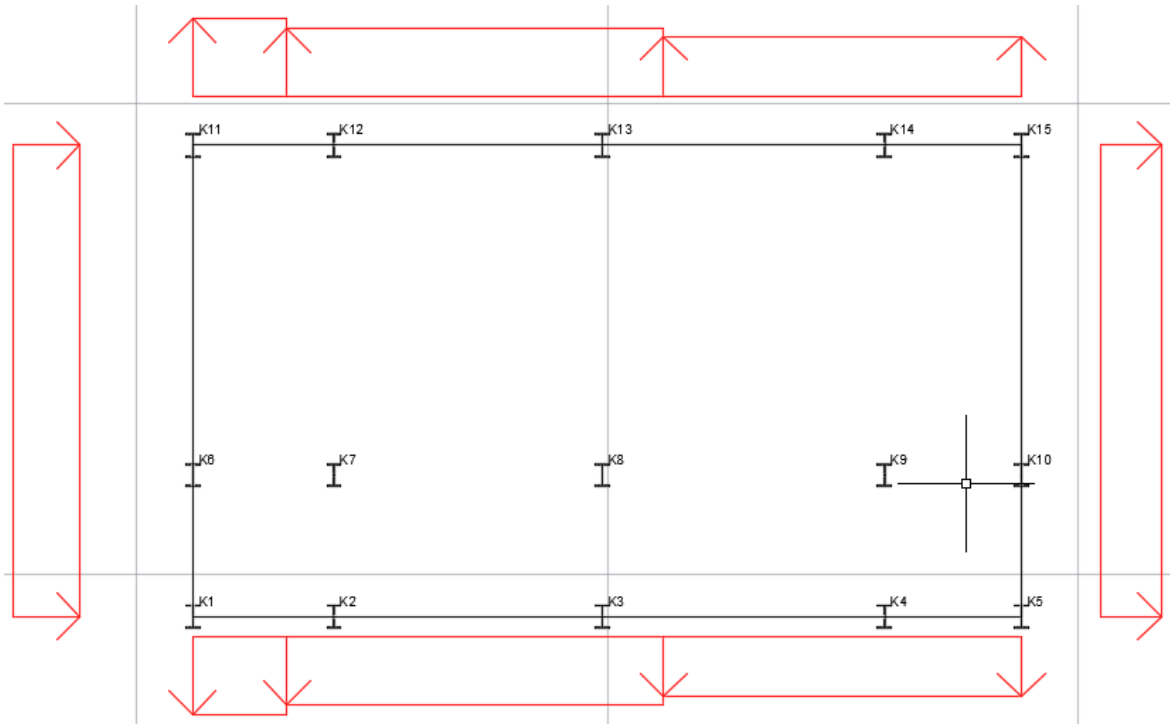
$W_e^A$+X = -0.84KN/m$^2$

$W_e^B$+X = -0.60KN/m$^2$

$W_e^C$+X= -0.375KN/m$^2$

$W_e^D$+X= +0.60KN/m$^2$

$W_e^E$+X= -0.375KN/m$^2$




**ΑΝΕΜΟΣ+Υ**

a) 1η στάθμη $z_e$=17.60m

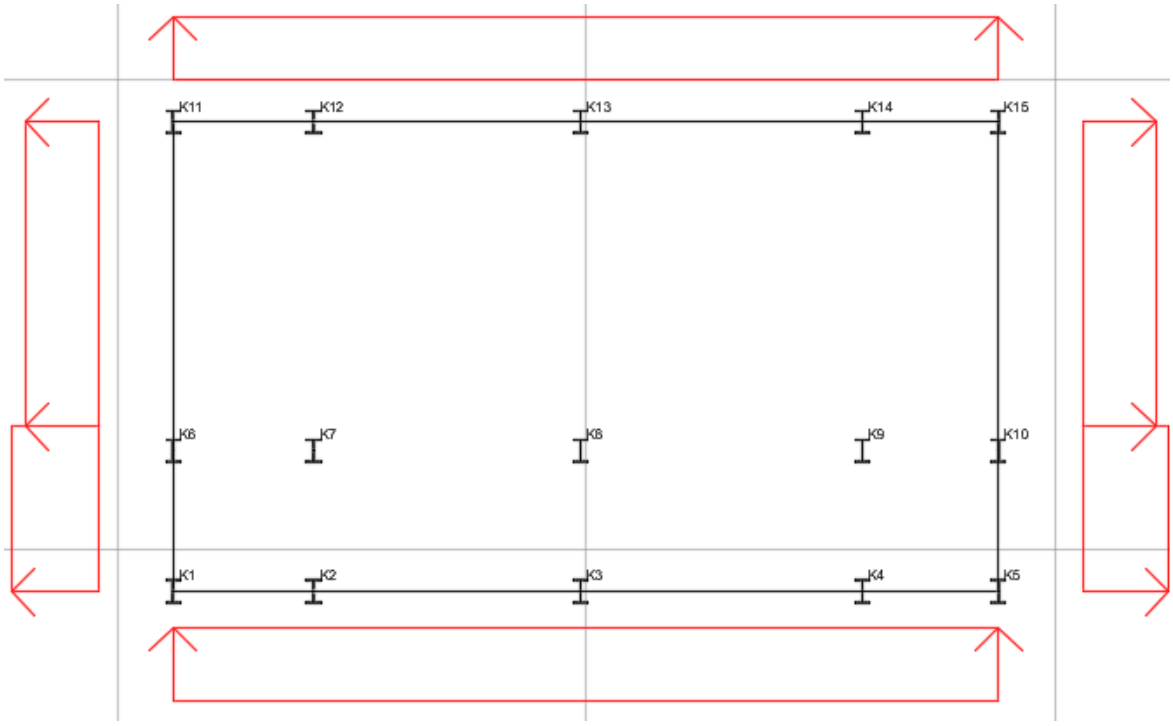
$W_e^A$+Y= -0.847KN/m$^2$

$W_e^B$+Y= -0.565KN/m$^2$

$W_e^D$+Y= +0.565KN/m$^2$

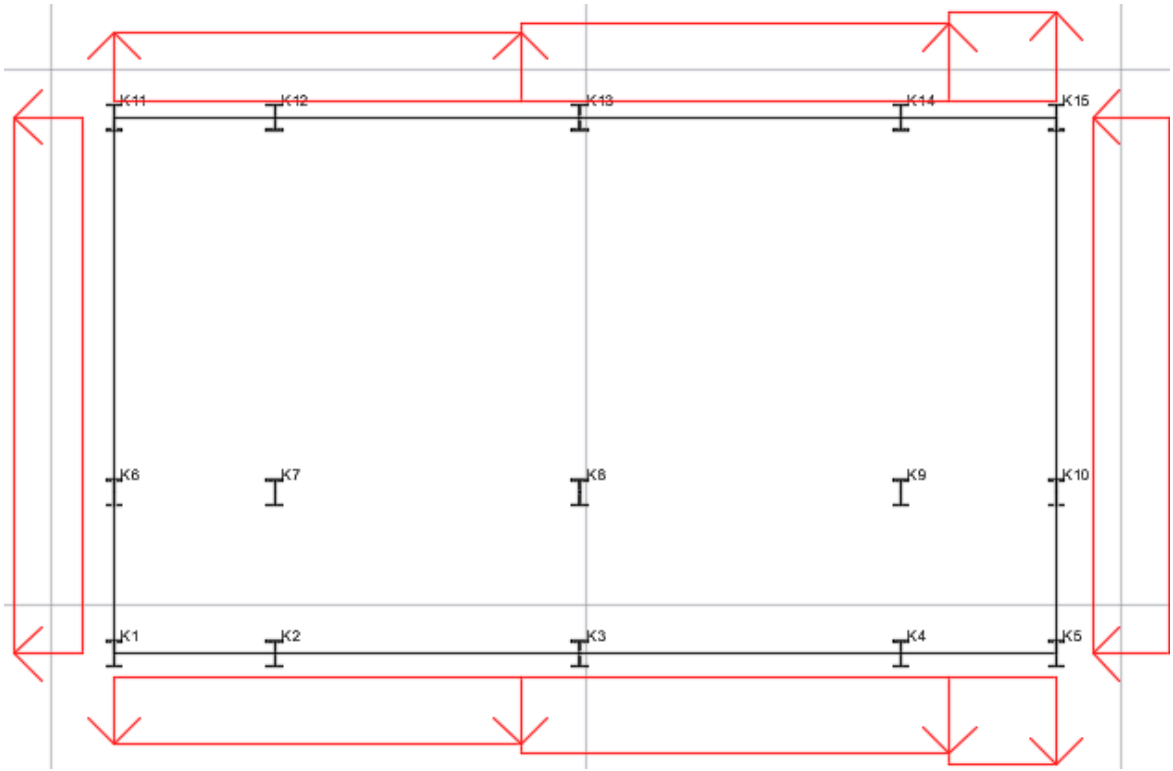
$W_e^E$+Y= -0.353KN/m$^2$

b) 2η στάθμη $z_e$=h=20m
$W_e^A$+Y= -0.896KN/m$^2$
$W_e^B$+Y= -0.598KN/m$^2$
$W_e^D$+Y= +0.598KN/m$^2$
$W_e^E$+Y= -0.374KN/m$^2$




**ΑΝΕΜΟΣ_-X**
a) 1η στάθμη $z_e$=b=10m
$W_e^A$-X= -0.641KN/m$^2$
$W_e^B$-X= -0.427KN/m$^2$
$W_e^C$-X= -0.267KN/m$^2$
$W_e^D$-X= +0.427KN/m$^2$
$W_e^E$-X= -0.267KN/m$^2$

b) 2η στάθμη $z_e$=h=20m
$W_e^A$-X= -0.841KN/m$^2$
$W_e^B$-X= -0.60KN/m$^2$
$W_e^C$-X= -0.375KN/m$^2$
$W_e^D$-X= +0.60KN/m$^2$
$W_e^E$-X= -0.375KN/m$^2$




**ΑΝΕΜΟΣ-Y**

a) 1η στάθμη $z_e$=17.60m

$W_e^A$-Y= -0.847KN/m$^2$

$W_e^B$-Y= -0.565KN/m$^2$

$W_e^D$-Y= +0.565KN/m$^2$

$W_e^E$-Y= -0.353KN/m$^2$

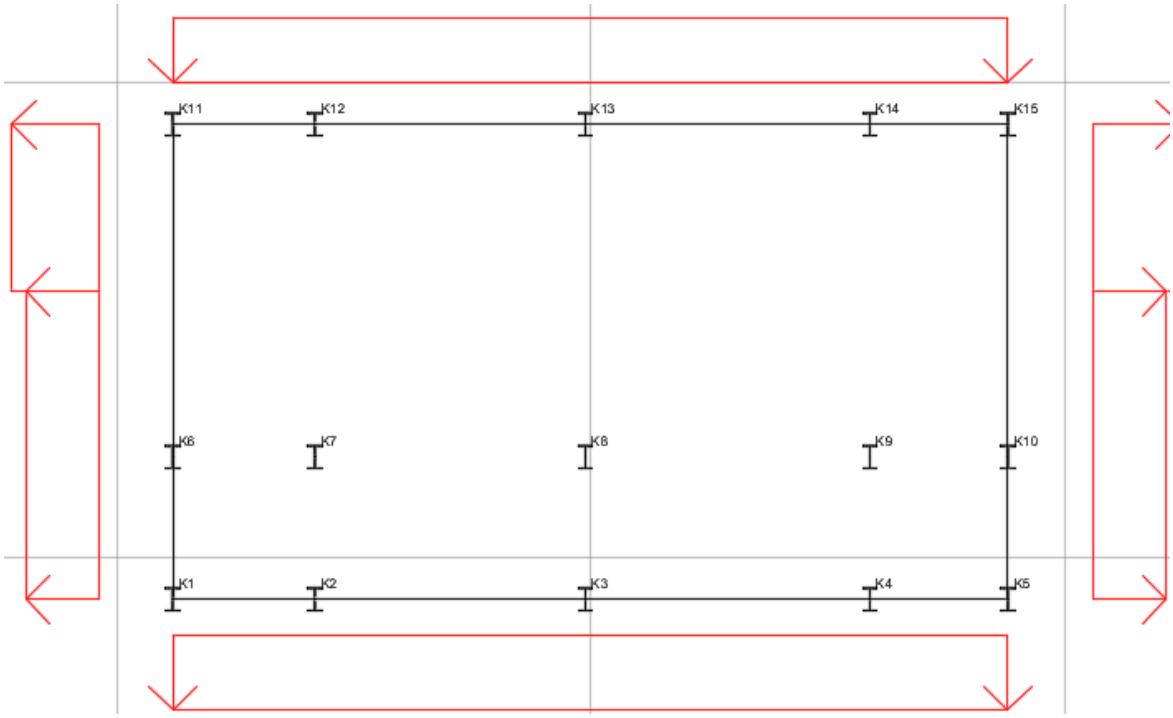
b) 2η στάθμη $z_e$=h=20m

$W_e^A$-Y= -0.896KN/m$^2$

$W_e^B$-Y= -0.598KN/m$^2$

$W_e^D$-Y= +0.598KN/m$^2$

$W_e^E$-Y= -0.374KN/m$^2$




- ***Τελική Εσωτερική Πίεση***

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$\boldsymbol{W_i = q_p(z_i) * C_{pi}} \qquad (1\text{-}10)$$

Όπου:
$q_p(z)$: πίεση ταχύτητας αιχμής
$z_i$ : Ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση
$C_{pi}$ : συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση. Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη, η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το $C_{pi}$ θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3. Στην παρούσα εργασία, εφόσον δεν είναι δυνατό να προσδιοριστούν τα ανοίγματα θα λάβουμε δυο περιπτώσεις για **$C_{pi}$=+0.2** και **$C_{pi}$=-0.3**.

**ΑΝΕΜΟΣ+Χ**
1η στάθμη $z_e$=b=10m
Wi+0.2=0.107KN/m$^2$
Wi-0.3=-0.16KN/m$^2$

2η στάθμη $z_e$=h=20m
Wi+0.2=0.15KN/m$^2$
Wi-0.3=-0.225KN/m$^2$

**ΑΝΕΜΟΣ+Υ**
1η στάθμη $z_e$=17.60m
Wi+0.2=0.141KN/m$^2$
Wi-0.3=-0.212KN/m$^2$

2η στάθμη $z_e$=h=20m
Wi+0.2=0.149KN/m$^2$

Wi-0.3=-0.224KN/$m^2$

**ΑΝΕΜΟΣ-Χ**
1η στάθμη $z_e$=b=10m
Wi+0.2=0.107KN/$m^2$
Wi-0.3=-0.16KN/$m^2$

2η στάθμη $z_e$=h=20m
Wi+0.2=0.15KN/$m^2$
Wi-0.3=-0.225KN/$m^2$

**ΑΝΕΜΟΣ+Υ**
1η στάθμη $z_e$=17.60m
Wi+0.2=0.141KN/$m^2$
Wi-0.3=-0.212KN/$m^2$

2η στάθμη $z_e$=h=20m
Wi+0.2=0.149KN/$m^2$
Wi-0.3=-0.224KN/$m^2$

- ***Υπολογισμός Τελικών Πιέσεων Ανέμου $W_{tot}$***

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θα θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων θα λαμβάνεται υπόψη για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων και άλλων δρόμων διαρροής. Ισχύει:

$$W_{tot} = W_e - W_i \qquad (1\text{-}11)$$

1) Wtot+X+0.2 = We+X – $W_i$+X+0.2
2) Wtot+X-0.3 = $W_e$+X – $W_i$+X-0.3
3) Wtot+Y+0.2 = $W_e$+Y – $W_i$+Y+0.2
4) Wtot+Y-0.3 = $W_e$-Y – $W_i$+Y-0.3
5) Wtot-X+0.2 = $W_e$-X – $W_i$-X+0.2
6) Wtot-X-0.3 = $W_e$-X – $W_i$-X-0.3
7) Wtot-Y+0.2= $W_e$-Y – $W_i$-Y+0.2
8) Wtot-Y-0.3= $W_e$-Y – $W_i$-Y-0.3

### 1.4.5 **Φορτίο χιονιού**

Ο προσδιορισμός των φορτίων λόγω χιονιού επιτυγχάνεται με την χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με την χρήση συντελεστών μορφής. Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του στις στέγες. Η ποσότητα χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται: από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ). Σημαντικό ρόλο παίζει η πυκνότητα του χιονιού βάση της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο.

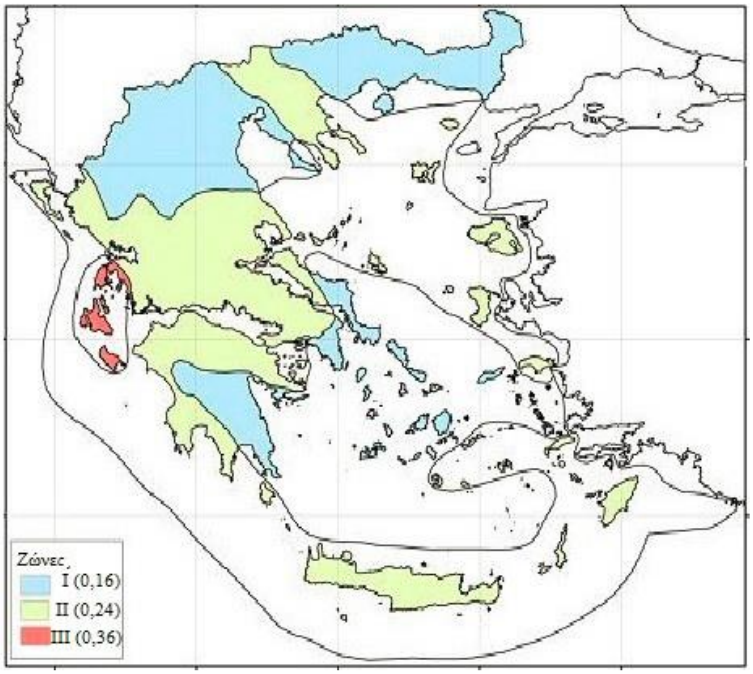
Για την κατασκευή θεωρήθηκε ότι το κινητό φορτίο της στέγης που είναι προσβάσιμη για χρήση υπερκαλύπτει το φορτίο χιονιού.

### 1.4.6 **Σεισμικές δράσεις**

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού $a_{gR}$ ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη της εικόνας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους Α (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).




Σχήμα 1.21 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η εδαφική επιτάχυνση σε κατηγορία Α, βραχώδες έδαφος, για περίοδο επαναφοράς διαφορετική από αυτή που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση αναφοράς δίνεται από την σχέση $ag= a_{gR} \cdot \gamma_I$. Όπου $\gamma_I$ ο συντελεστής σπουδαιότητας. Η κατασκευή μας θεωρούμε ότι βρίσκεται σε σεισμική **ζώνη ΙΙ (0,24g)** και ανήκει στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας ΙΙ, έτσι έχουμε εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g= a_{gR} \cdot \gamma_I = 0{,}24g \cdot 1{,}00 = 0{,}24g$.

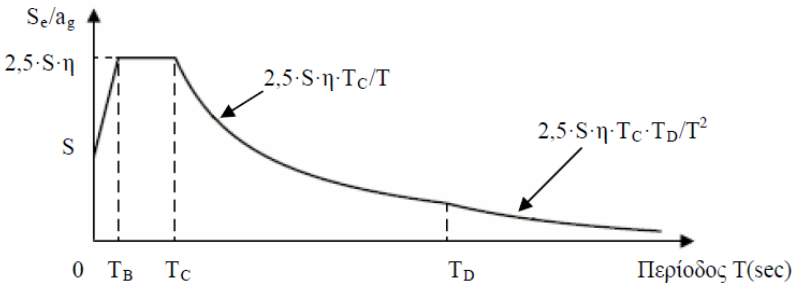
Πίνακας 1.7: Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I$.

| Κατηγορία σπουδαιότητας | I | II | III | IV |
|---|---|---|---|---|
| Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I$ | 0,8 | 1,0 | 1,2 | 1,4 |

Οι σεισμικές διεγέρσεις στην επιφάνεια του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που μας δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων

ταλαντωτών, ανάλογα την ιδιοπερίοδο τους, με συγκεκριμένη απόσβεση (ζ=5%) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι κατά τον σχεδιασμό μίας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1.
Οι τιμές των περιόδων $T_B$, $T_C$ και $T_D$ καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.




Σχήμα 1.22: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης, τύπου 1

Πίνακας 1.8 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστάμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης, τύπου 1.

| Κατηγορία Εδάφους | $T_B$(sec) | $T_C$(sec) | $T_D$(sec) | S |
|---|---|---|---|---|
| A | 0,15 | 0,40 | 2,50 | 1,00 |
| B | 0,15 | 0,50 | 2,50 | 1,20 |
| C | 0,20 | 0,60 | 2,50 | 1,15 |
| D | 0,20 | 0,80 | 2,50 | 1,35 |
| E | 0,15 | 0,50 | 2,50 | 1,40 |

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

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

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q, που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε

εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις .»

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

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

$$T_B \le T \le T_C : \; S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \tag{1-12}$$

$$T_C \le T \le T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases},$$

$$T_D \le T : \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases}, \tag{1-13}$$

όπου:

| | |
|---|---|
| $S_d$ (T) | είναι το φάσμα σχεδιασμού |
| T | είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης |
| $a_g$ | είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g=\gamma_I\, a_{gR}$) |
| $T_B$ | είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης |
| $T_C$ | είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης |
| $T_D$ | είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος |
| q | είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς |
| β | είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2. |
| η | είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για ζ=5% , η=1 και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση : |

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \ge 0,55 \;, \tag{1-14}$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q, λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον

Πίνακας 1.9.

Πίνακας 1.9: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.

| Στατικός Τύπος | Κατηγορία Πλαστιμότητας | |
|---|---|---|
| | ΚΠΜ | ΚΠΥ |
| α) Πλαίσια παραλαβής ροπών | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |
| β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα | | |
| Διαγώνιοι σύνδεσμοι | 4 | 4 |
| Σύνδεσμοι μορφής V | 2 | 2,5 |
| γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |
| δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές | 2 | $2\alpha_u/\alpha_1$ |
| ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα | Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8 | |
| στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα | 4 | $4\alpha_u/\alpha_1$ |
| ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις | | |
| Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο | 2 | 2 |
| Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα | Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8 | |
| Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών) | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |

Για το κτίριο επιλέχθηκε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών καθώς και για τον φορέα με πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι q=4.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οποία ακολουθούμε τα εξής βήματα:

- Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων ($\omega_i$) - ιδιομορφών ($\varphi_i$).
- Υπολογισμός γενικευμένης μάζας ($m_i$), συντελεστή συμμετοχής ($\Gamma_i$) και δρώσας μάζας ($M_i$) της i ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.
- Βάση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
- Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας.

- Χωρικός συνδυασμός $A_{Ed}= \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$ και $A_{Ed}= \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$.

## 1.5 Οριακές Καταστάσεις Κατασκευής

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα του φορέα δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

I. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση η με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.
II. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις:

a) απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος ή οποιουδήποτε μέρους του.
b) αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση απώλεια ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων.
c) Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.

### 1.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

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

1. Βασικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p p + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \ ,$$

2. Τυχηματικοί συνδυασμοί

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

3. Σεισμικοί συνδυασμοί

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

Όπου P=p=0 , είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

- **Μη σεισμικοί Συνδυασμοί**

1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot+X+0.2
1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot+X-0.3
1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot+Y+0.2
1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot+Y-0.3
1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot-X+0.2
1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot-X-0.3
1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot-Y+0.2
1.35*(DL1+ADL1+ADL2)+1.5*LIVE+1.5*0.6*Wtot-Y-0.3

1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot+X+0.2
1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot+X-03
1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot+Y+0.2
1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot+Y-0.3
1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot-X+0.2
1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot-X-0.3
1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot-Y+0.2
1.35*(Dl1+ADL1+ADL2)+0.7*1.5*LIVE+1.5Wtot-Y-0.3

- **Σεισμικοί Συνδυασμοί**

Κατά τον σχεδιασμό των δομημάτων, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις X ($E_X$) και Y ($E_Y$) σε ποσοστά 100% και 30%.
1.0*(DL1+ADL1+ADL2)+0.6*LIVE+EX+0.3EY
1.0*(DL1+ADL1+ADL2)+0.6*LIVE+0.3EX+EY

### 1.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι *οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας* αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

1) Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

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

2) Συχνοί Συνδυασμοί

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

3) Οιονεί Μόνιμοι Συνδυασμοί

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

όπου:

| | |
|---|---|
| + | "Επαλληλία με" |
| $G_{k,j}$ | χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων |
| $Q_{k,i}$ | χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης |
| $Q_{k,i}$ | χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i |
| $A_{Ed}$ | τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης |
| $A_d$ | τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης |
| P | χαρακτηριστική τιμή προέντασης |
| $\gamma_{G,j}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση |
| $\gamma_{Q,i}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση |
| $\gamma_P$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση |

Και οι τιμές του γ που προτείνονται είναι:

<u>Οριακή κατάσταση αστοχίας</u>

| | |
|---|---|
| $\gamma_{G,j}$ | 1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή |
| $\gamma_{Q,1}$ | 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή |
| $\gamma_{Q,i}$ | 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή |

<u>Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας</u>

| | |
|---|---|
| $\gamma_{G,j}$ | 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή |
| $\gamma_{Q,1}$ | 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή |
| $\gamma_{Q,i}$ | 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή |

Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης θα πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων και των συνδέσεων η ακόλουθη σχέση:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$ είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (M, N, V).

$R_d$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση μίας κατασκευής προσδιορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ, συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού $\psi_0$, $\psi_1$, $\psi_2$, για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Έτσι κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ, οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

# 2 Διαστασιολόγηση Πλακών και Δοκών Κτιρίου

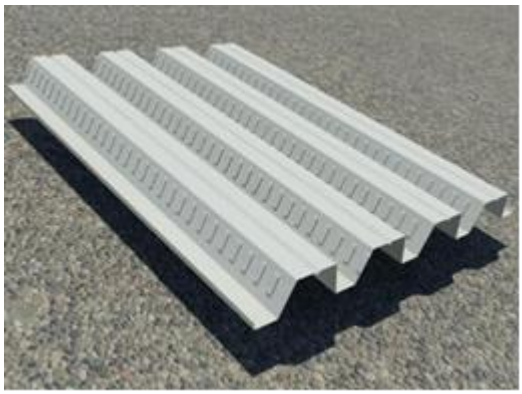
## 2.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών

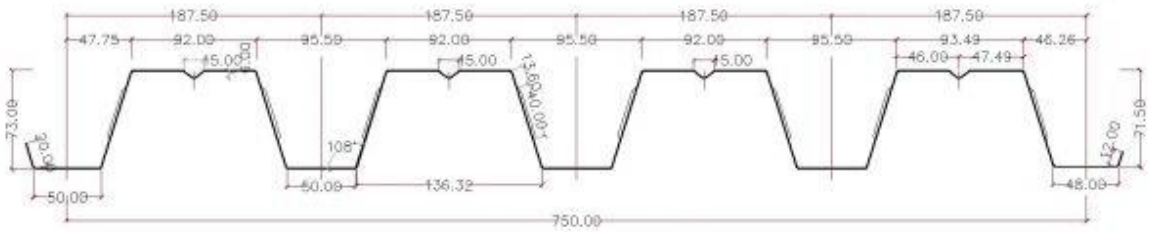
Θα χρησιμοποιήσουμε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται πάντα με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 ως 1,25mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένος, με δυνατότητα επιλογής βαφής σε μια μεγάλη γκάμα χρωμάτων.

- ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ: 1250mm
- ΠΑΧΟΣ: 0,75mm ~ 1,25mm (±0,02)
- ΚΑΛΥΨΗ: 750 ±5,0mm
- ΒΑΘΟΣ: 73 ±1,0mm
- ΠΑΤΗΜΑ: 187,5 ±2mm





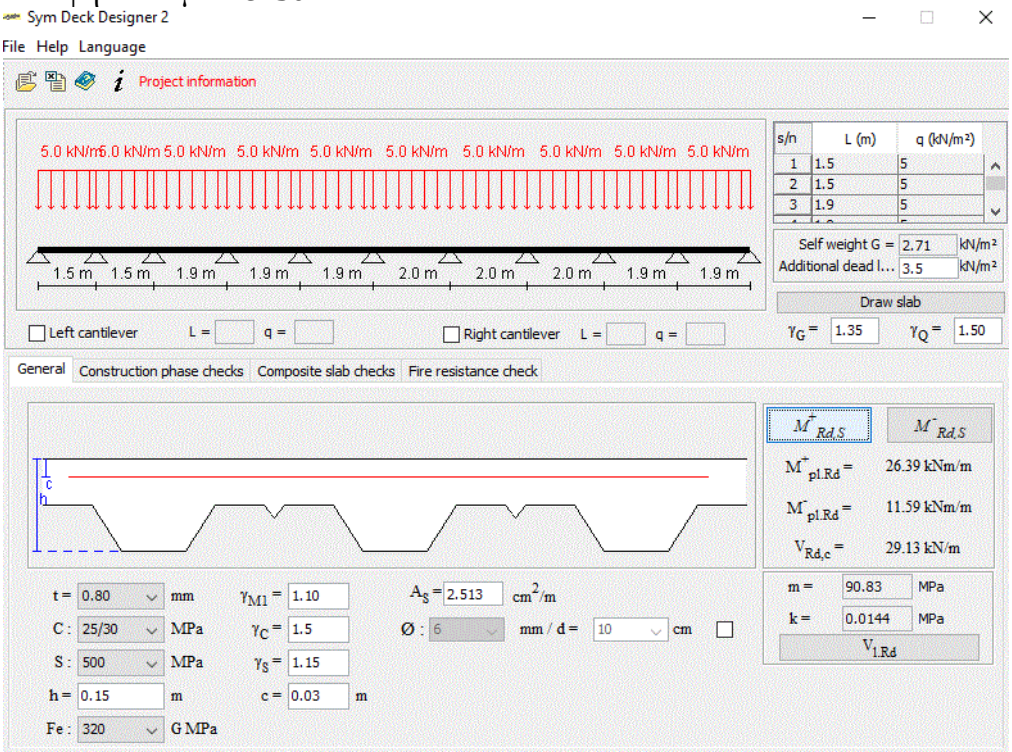

Σχήμα 2.1 : Χαλυβδόφυλλο Symdeck73

Θα σχεδιάσουμε και θα υπολογίσουμε τις σύμμικτες πλάκες της κατασκευής μας με την βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 που αναπτύχθηκε από την εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι:

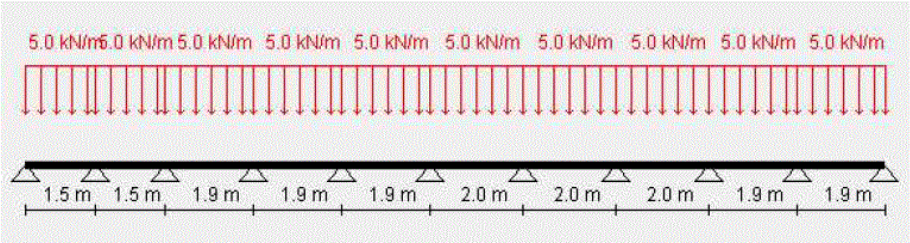
- Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3
- Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1
- ΕΚΩΣ 2000

Επιλέγουμε το χαλυβδόφυλλο να είναι <u>συνεχές</u> και να στηρίζεται στις δευτερεύουσες δοκούς. Γι' αυτό και επιλύεται ως συνεχής δοκός 10 ανοιγμάτων. Επελέγησαν τα ελάχιστα μεγέθη και ο έλεγχος έδειξε ότι επαρκούν. Παρακάτω ακολουθεί όλη η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας. Αρχικά, ελέγχεται το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και έπειτα, η σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας.

- Πάχος πλάκας $h_{πλ}$=15cm
- Πάχος χαλυβδόφυλλου $t_p$=0,80mm
- Οπλισμοί Στηρίξεων Φ8/20 (=$A_{s,min}$=0,2% αποφυγή ρηγμάτωσης)
- Οπλισμοί Ανοιγμάτων Φ6/25 (=$A_{s,min}$=0,1% αποφυγή ρηγμάτωσης)
- Επικάλυψη οπλισμών c=30mm




Σχήμα 2.2 Δεδομένα Εισαγωγής στο SymDeck Designer




Σχήμα 2.3 Στατικό σύστημα σύμμικτης πλάκας

### 2.1.1 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην Φάση Κατασκευής

Ο έλεγχος του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.3 περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης. Τα φορτία στην φάση κατασκευής είναι:

1. Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου
2. Ίδιον βάρος σκυροδέματος
3. Φορτίο Διάστρωσης (κινητό)

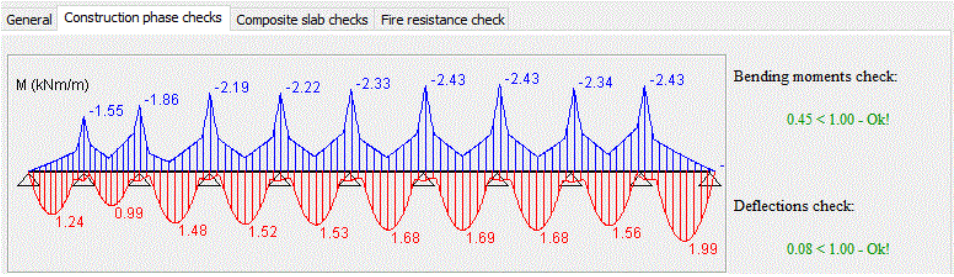
$q_1 = 0.75\frac{kN}{m^2}$ ομοιόμορφα κατανεμημένο

$q_2 = 0.75\frac{kN}{m^2}$ ομοιόμορφα κατανεμημένο σε επιφάνεια 3X3m

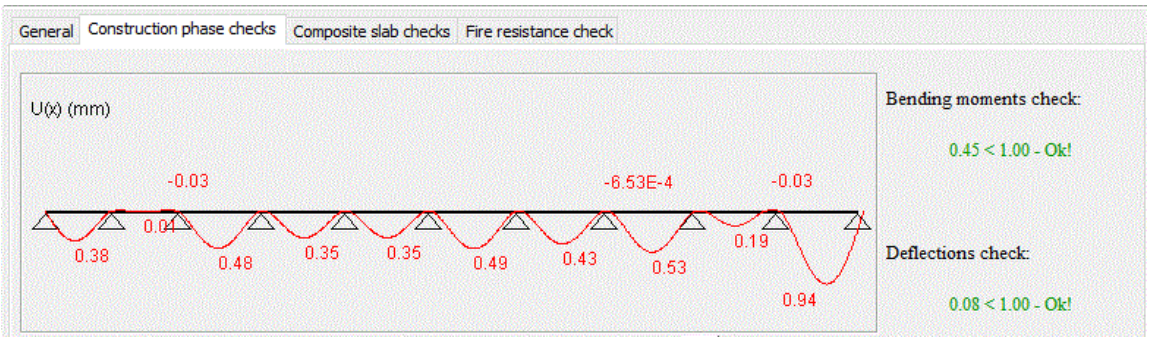
Με τα παραπάνω φορτία γίνεται η διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής. Η επιλογή και διαστασιολόγηση γίνεται με βάση τους πίνακες των κατασκευαστών.

Συνδυασμός Φορτίων:

$$\gamma_G G_p + (\gamma_G G_c + \gamma_Q\, 0.75) + \gamma_Q Q_{constr}$$




Σχήμα 2.4 Διάγραμμα Ροπών χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής




Σχήμα 2.5 Βέλη χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής

Όπως φαίνεται παραπάνω ικανοποιείται ο έλεγχος ροπών και βελών του χαλυβδόφυλλου

### 2.1.2 Έλεγχος Σύμμικτων Πλακών στην Φάση Λειτουργίας

Σύμφωνα με τον EC4 ισχύουν οι εξής περιορισμοί όσον αφορά στα ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών:

- minh=80mm
- min$h_c$=40mm
- Εντός του ύψους $h_c$ του σκυροδέματος πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, ελάχιστου εμβαδού 80mm$^2$/m ανά κατεύθυνση.
- Ελάχιστη απόσταση ράβδων η ελάχιστη ανάμεσα στα 2h και 350mm

✓ **Φορτία Σχεδιασμού**

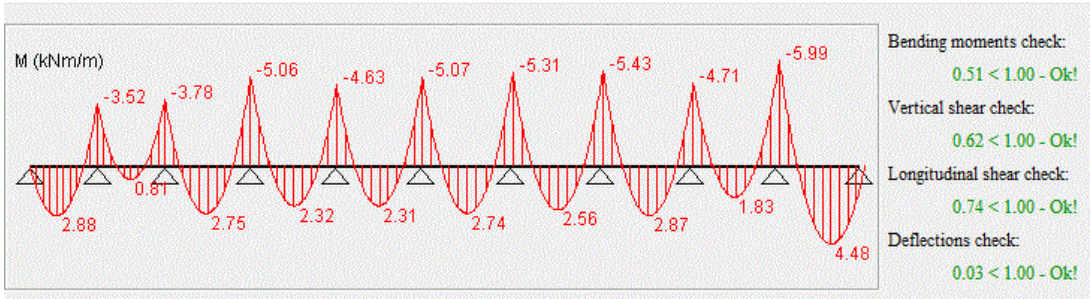
Ίδιον Βάρος χαλυβδόφυλλου

Ίδιον βάρος σκυροδέματος

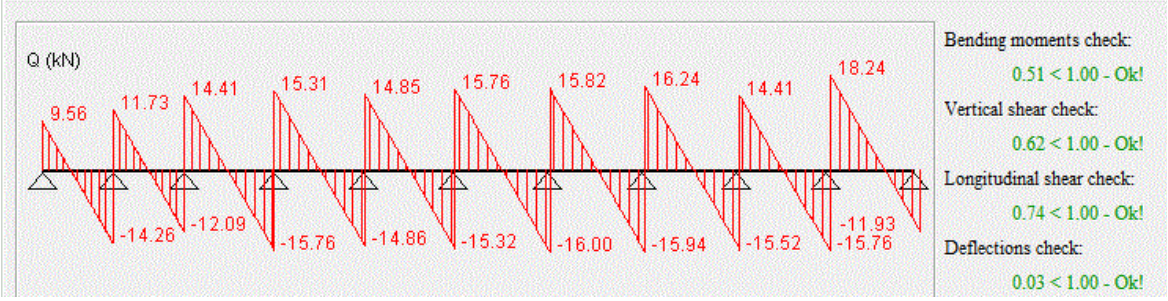
Πρόσθετα μόνιμα $g_{ADL}$ = 3,50kN/m$^2$

Κινητά q=5,00kN/m$^2$

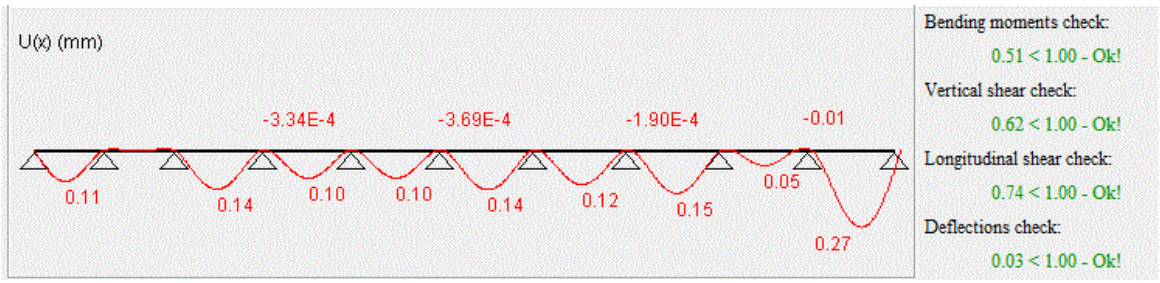
Φορτίο Σχεδιασμού πλάκας στην ΟΚΑ $\gamma_G ( G + G_{add.\ dead\ load} ) + \gamma_Q Q$




Σχήμα 2.6 Διάγραμμα καμπτικών ροπών σύμμικτης πλάκας




Σχήμα 2.7 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων σύμμικτης πλάκας




Σχήμα 2.8 Βέλη Σύμμικτης πλάκας

Όπως φαίνεται παραπάνω ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι στην ΟΚΑ. Στο τέλος του τεύχους, στο Παράρτημα, βρίσκονται όλοι οι έλεγχοι όπως πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό ανάλυσης της σύμμικτης πλάκας SymDeck Designer.

## 2.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών

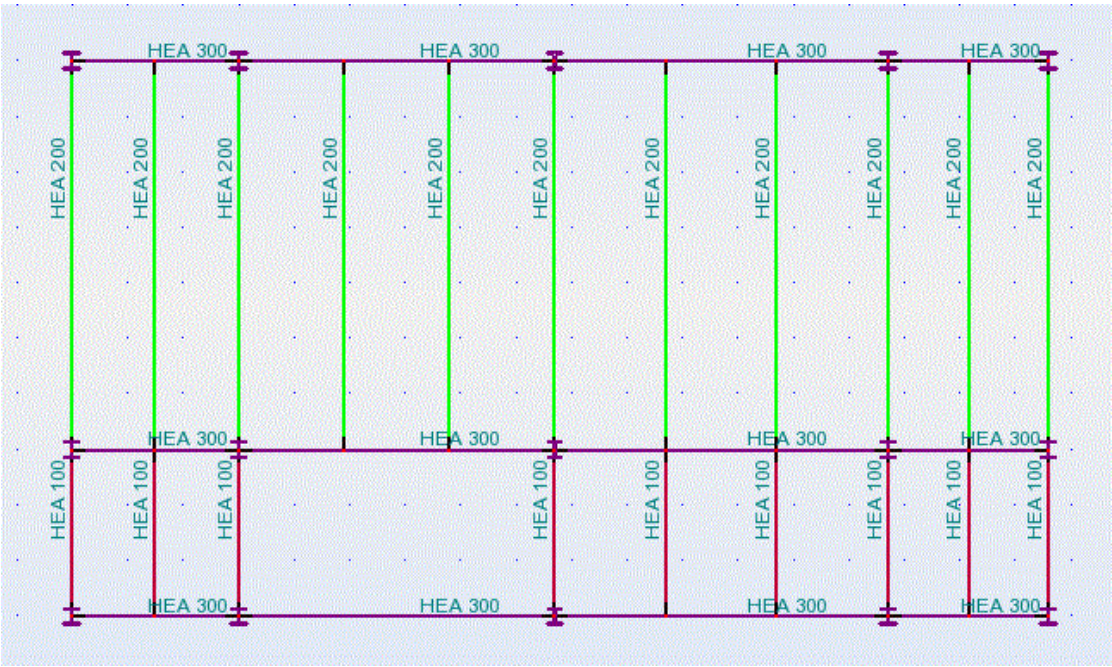
Οι δοκοί των μεταλλικών κτιρίων συνήθως είναι σύμμικτες, οπότε η διαστασιολόγηση τους περιλαμβάνει αρχικά την σιδηροδοκό στην φάση κατασκευής και έπειτα την σύμμικτη δοκό στην φάση λειτουργίας. Οι έλεγχοι αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Οι δοκοί του κτιρίου, τόσο οι κύριες όσο και οι δευτερεύουσες, έχουν επιλεγεί να είναι σύμμικτες και αμφιέρειστες. Ενδεικτικά παρατίθενται θεωρητικά οι έλεγχοι των δοκών προκειμένου να γίνει κατανοητός ο τρόπος διαστασιολόγησης τους. Για την επίλυση των δοκών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator v.3.47 της Arcelor

Mittal. Υπέρ της ασφάλειας λύθηκαν τρεις χαρακτηριστικές δοκοί, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, που είναι οι δυσμενέστερες και τοποθετήθηκαν παντού ίδιες.

Στην φάση κατασκευής η δοκός ως μεταλλική παραλαμβάνει το ίδιον βάρος του νωπού σκυροδέματος, το ίδιον βάρος της και το ίδιον βάρος του χαλυβδόφυλλου. Στην φάση λειτουργίας της η δοκός παραλαμβάνει όλα τα φορτία που παραλάμβανε στην φάση κατασκευής, αλλά προστίθενται ακόμα τα πρόσθετα μόνιμα, τα οποία θεωρήσαμε ίσα με 3,5kN/m$^2$ .

Από την επίλυση προέκυψε η κύρια δοκός κατά Χ μήκους 6,00m HEA300, η δευτερεύουσα ανοίγματος 7,00m HEA200 και η δευτερεύουσα 4,00m HEA100. Οι υπολογισμοί βρίσκονται στο Παράρτημα του τεύχους.




Σχήμα 2.9 Δοκοί κτιρίου σε κάθε στάθμη

***<u>Έλεγχος δοκών στην φάση κατασκευής</u>***

✓ ***Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού***

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Ανάλογα με την ένταση του στοιχείου, γίνεται κατάταξη των επιμέρους τμημάτων για να αποφασιστεί ένα θα γίνει ελαστική ή πλαστική ανάλυση του μέλους. Συγκεκριμένα, οι δοκοί μας υπόκειται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

✓ ***Έλεγχος σε Διάτμηση***

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης $V_{Ed}$ σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \qquad (2\text{-}1)$$

Όπου:
$V_{c,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v*(\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{M0}} \qquad (2\text{-}2)$$

Η επιφάνεια διάτμησης $A_v$ μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:
α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $A-2bt_f+(t_w+2r)*t_f$

✓ ***Έλεγχος σε κάμψη***
Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης $M_{Ed}$ σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \qquad (2\text{-}3)$$

όπου $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}*f_y}{\gamma_{M0}} \ \textit{για διατομές κατηγορίας } 1 \text{ ή } 2 \qquad (2\text{-}4)$$

✓ ***Έλεγχος μέλους στην φάση κατασκευής – Πλευρική ευστάθεια***

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \qquad (2\text{-}5)$$

Όπου:
$M_{Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής
$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό
Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (2\text{-}6)$$

✓ ***Έλεγχος βελών δοκού στην φάση κατασκευής***
Τέλος, γίνεται και έλεγχος λειτουργικότητας της σιδηροδοκού ελέγχοντας τα μέγιστα βέλη.

***<u>Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού στην φάση λειτουργίας</u>***

Στην φάση λειτουργίας η δοκός είναι πλέον σύμμικτη και αμφιέρειστη. Οπότε, ελέγχεται μόνο για θετικές ροπές σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία.

✓ ***Κατάταξη διατομής***
Όπως και οι χαλύβδινες διατομές έτσι και οι σύμμικτες δοκοί κατατάσσονται για λόγους μεθόδου ανάλυσης σε κατηγορίες, ανάλογα με τους λόγους πλάτους προς πάχος (b/t) των θλιβόμενων τοιχωμάτων. Η μέθοδος προσδιορισμού της κατηγορίας της διατομής είναι

ανάλογη της μεθόδου για χαλύβδινες διατομές. Ειδικά για σύμμικτες δοκούς χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό ισχύουν τα εξής:

- Θλιβόμενα πέλματα συνδεόμενα με πλάκα σκυροδέματος θεωρούνται κατηγορίας 1 ανεξαρτήτως της τιμής του λόγου b/t, όταν για τις αποστάσεις $e_T$ και $e_L$ ισχύουν τα εξής όρια του πίνακα.
- Θλιβόμενα πέλματα ή κορμοί που δεν είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα κατατάσσονται σύμφωνα με τον EN1993, περί μεταλλικών διατομών.

✓ ***Έλεγχος σε Κάμψη***

Θεωρούμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας σκυροδέματος, που είναι και η συνηθέστερη περίπτωση.

Υπολογίζουμε:

Θλιπτική Δύναμη $D = b * z_0 * 0.85 * f_{cd}$ (2-7)

Εφελκυστική Δύναμη $Z = A_a * f_{yd}$ (2-8)

Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη D=Z → $z_0 = \frac{A_a * f_{yd}}{b * 0.85 * f_{cd}}$ (2-9)

Πλαστική Ροπή $M_{pl,Rd}^{+} = Z * \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right) = A_a * f_{yd} * (z_a - \frac{z_0}{2})$ (2-10)

Η υπόθεση που κάναμε ήταν σωστή και προχωράμε στον έλεγχο σε διάτμηση.

✓ ***Έλεγχος σε Διάτμηση***

Ακολουθείται η διαδικασία ελέγχου δοκού με συμπαγή κορμό. Οι τέμνουσες παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση είναι κατά Von Mises ίση με:

$f_{yk}/\sqrt{3}$ (2-13)

Οπότε η αντοχή σε τέμνουσα είναι ίση με:

$$V_{pl,a,Rd} = A_v * \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_M} \quad (2\text{-}14)$$

Όπου:

$A_v$ : εμβαδόν του κορμού της διατομής που παραλαμβάνει την τέμνουσα. Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με:

✓ ***Έλεγχος δοκού σε πλευρική ευστάθεια στην φάση λειτουργίας***

Εφόσον η δοκός είναι παντού <u>αμφιέρειστη</u> με θλιβόμενο το άνω πέλμα, το οποίο εξασφαλίζεται πλευρικά με την βοήθεια της πλάκας, δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής. Άρα, περιττεύει ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό της δοκού.

# 3 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Κτιρίου

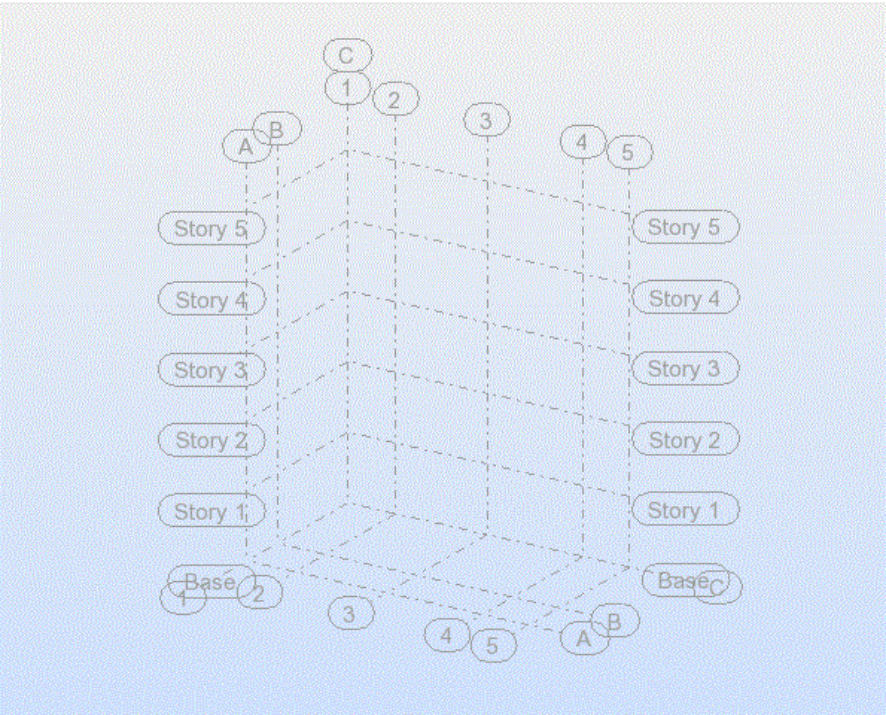
Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιείται χωρικό μοντέλο με γραμμικά στοιχεία (frame elements), συνδεδεμένα μεταξύ τους μέσω των κόμβων. Για λόγους απλότητας του υπολογιστικού προσομοιώματος, τα κατακόρυφα φορτία της επιβάλλονται στις δευτερεύουσες δοκούς ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Σε κάθε στάθμη ορόφου, εφόσον υπάρχει πλάκα σκυροδέματος, θεωρούμε ότι υπάρχει διαφραγματική λειτουργία η οποία προσομοιώνεται παρακάτω.

## 3.1 Προσομοίωση Μελετούμενου Κτιρίου στο Robot

Πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή του μοντέλου του υπό μελέτη φορέα στο πρόγραμμα στατικής ανάλυσης Robot Autodesk, μέσω του γραφικού περιβάλλοντος και των σχεδιαστικών του εργαλείων. Παρακάτω δίνονται όλα τα απαραίτητα δεδομένα που εισήχθησαν στο λογισμικό προκείμενου να τρέξουμε τις στατικές και δυναμικές αναλύσεις του φορέα.

### 3.1.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου

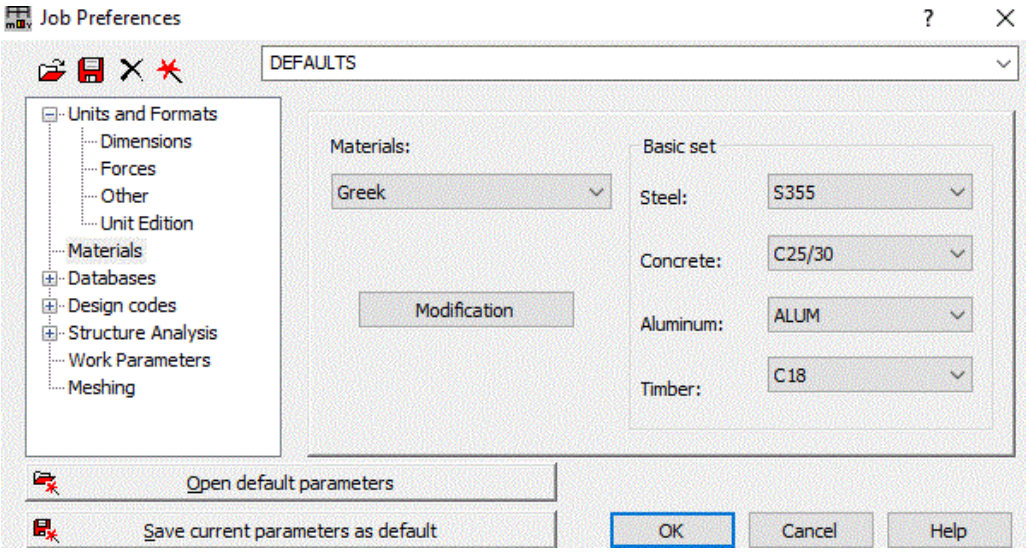
Πρώτα απ' όλα δημιουργείται στο λογισμικό προσομοίωσης Robot Autodesk ένας 3D κάνναβος σχεδίασης του προσομοιώματος. Χρησιμοποιούνται ως στάθμες των ορόφων οι μέσες γραμμές των πλακών. Έχουμε ως σημείο αναφοράς την γραμμή εδάφους και έτσι η στάθμη του 1$^{ου}$ ορόφου βρίσκεται στο +4,00m, του 2$^{ου}$ στο +8,00m, του 3$^{ου}$ στο +12,00m, του 4$^{ου}$ 16,00m και του 5$^{ου}$ 20,00m. Έτσι, συνολικά το κτίριο φτάνει στην στάθμη των +20,00m, στην οποία βρίσκεται η οροφή του κτιρίου.




Σχήμα 3.1 Κάνναβος Κτιρίου

### 3.1.2 **Προσομοίωση Υλικών**

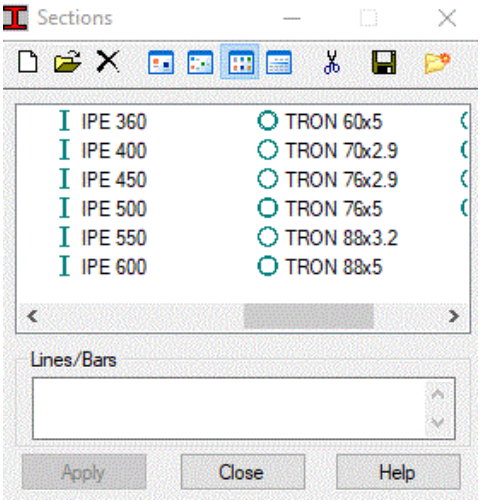
Στην κατασκευή μας θα χρησιμοποιήσουμε όπως αναφέραμε και στο κεφάλαιο 1 σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και χάλυβα ποιότητας S355. Οπότε και δημιουργούμε αυτά τα δυο υλικά με χρήση της παρακάτω καρτέλας. Τα υπόλοιπα υλικά δεν μας χρειάζονται.




Σχήμα 3.2 Προσομοίωση Υλικών

### 3.1.3 **Προσομοίωση Υποστυλωμάτων και Δοκών**

Η προσομοίωση των υποστυλωμάτων και δοκών έγινε με γραμμικά στοιχεία τύπου frame sections, των οποίων οι διατομές εισήχθησαν στο λογισμικό μέσω της βιβλιοθήκης του. Αρχικά, εισήχθησαν όλες οι διατομές των δοκών που έχουν υπολογιστεί (IPE, HEA), κάποιες πιθανές διατομές υποστυλωμάτων τύπου HEA και των χιαστί τύπου CHS που έχουν λυγηρότητα εντός των ορίων του Κανονισμού, όσον αφορά τις αντισεισμικές απαιτήσεις σχεδιασμού.




Σχήμα 3.3 Καρτέλα εισαγωγής διατομών

### 3.1.4 **Προσομοίωση Διαφραγμάτων**

Σε κάθε όροφο ορίζεται ένα διάφραγμα. Τα διαφράγματα επιβάλλονται μέσω των στοιχείων «Rigid Links». Για την δημιουργία του κάθε διαφράγματος δεσμεύουμε κάποιους βαθμούς ελευθερίας και ελευθερώνουμε κάποιους άλλους. Συγκεκριμένα έχουμε:

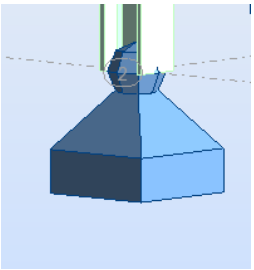
$U_x$ :Δεσμευμένος

$U_y$ :Δεσμευμένος
$U_z$ :Ελεύθερος
$R_x$ :Ελεύθερος
$R_y$ :Ελεύθερος

### 3.1.5 **Προσομοίωση Στηρίξεων**

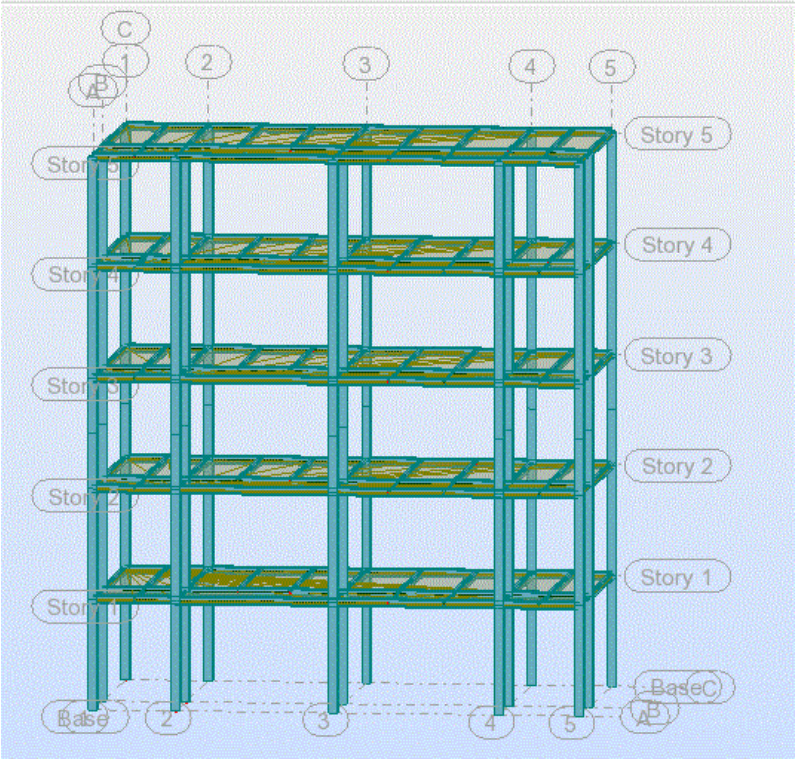
Ο φορέας επιλέξαμε να αρθρωθεί τη βάση του διότι θα χρησιμοποιηθούν χιαστί και στις δυο διευθύνσεις. Η άρθρωση στην βάση επιτυγχάνεται μέσω της δέσμευσης των μεταφορικών βαθμών ελευθερίας και της ελευθέρωσης των στροφικών. Η άρθρωση στο Robot ορίζεται ως “pinned support”.

- $U_x$ :Δεσμεύεται
- $U_y$ :Δεσμεύεται
- $U_z$ :Ελευθερώνεται
- $R_x$ :Ελευθερώνεται
- $R_y$ :Ελευθερώνεται
- $R_z$ :Ελευθερώνεται

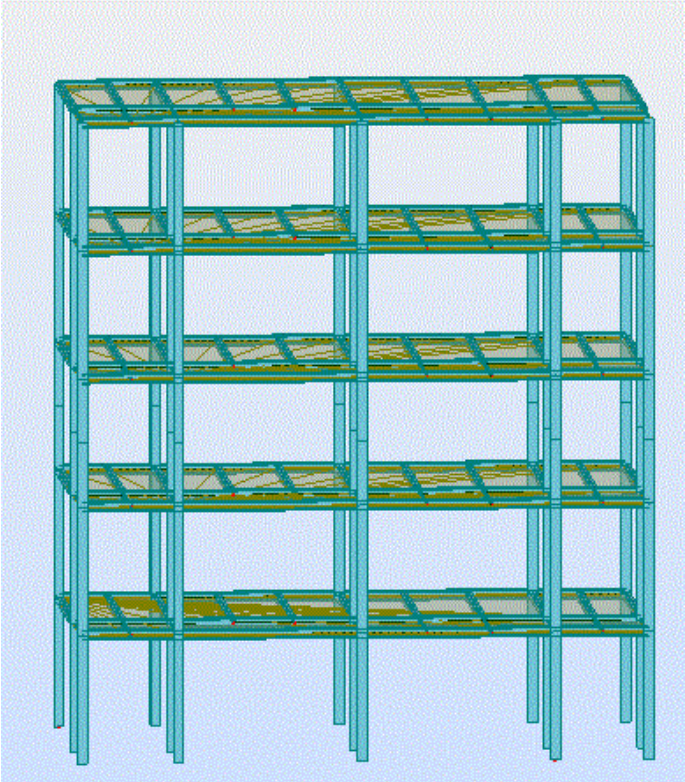


### 3.1.6 **Συνολικός Φορέας**

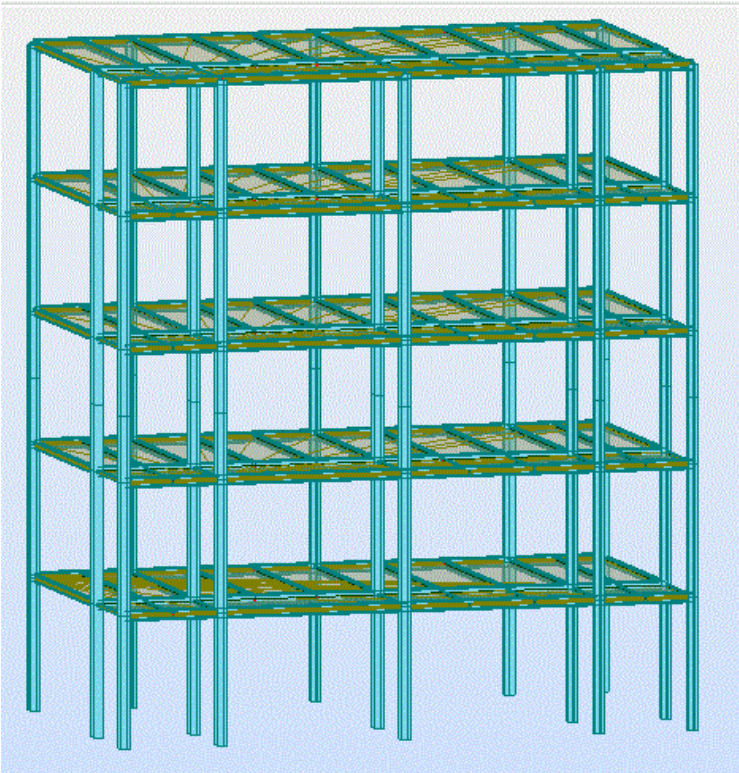
Τελικά, προκύπτει ο τρισδιάστατος φορέας των παρακάτω σχημάτων.



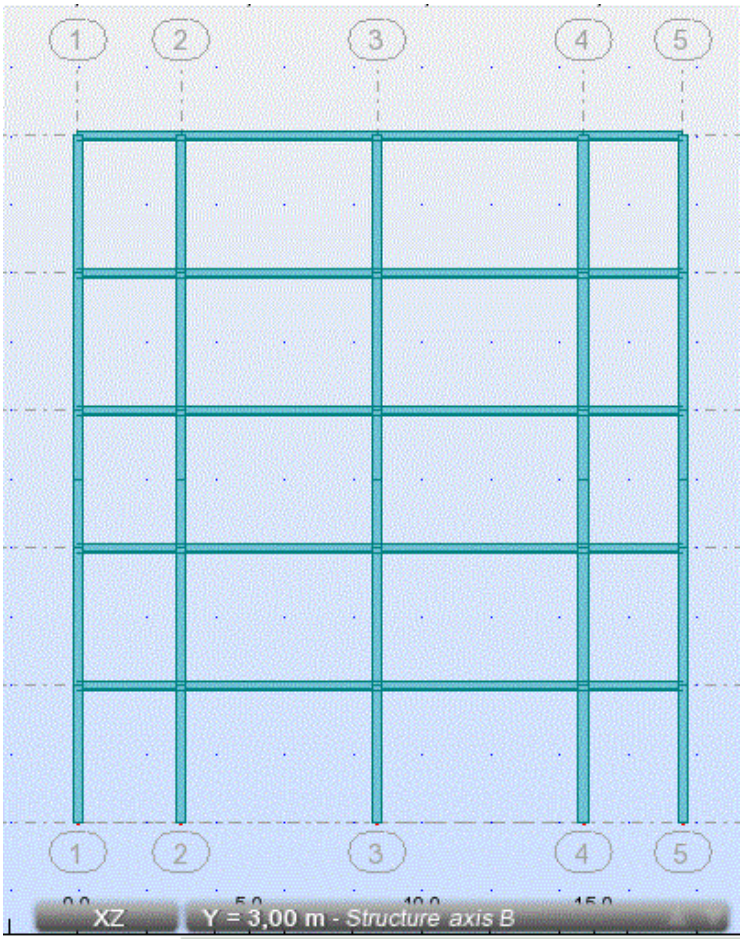

Σχήμα 3.4 Τρισδιάστατο Προσομοίωμα Φορέα



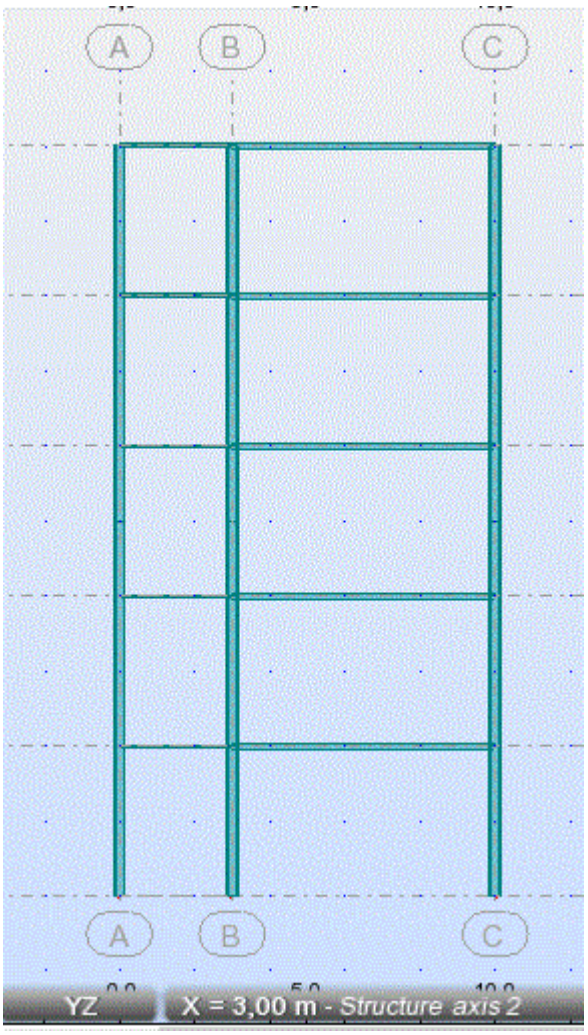
Σχήμα 3.5 Τρισδιάστατο Προσομοίωμα Φορέα



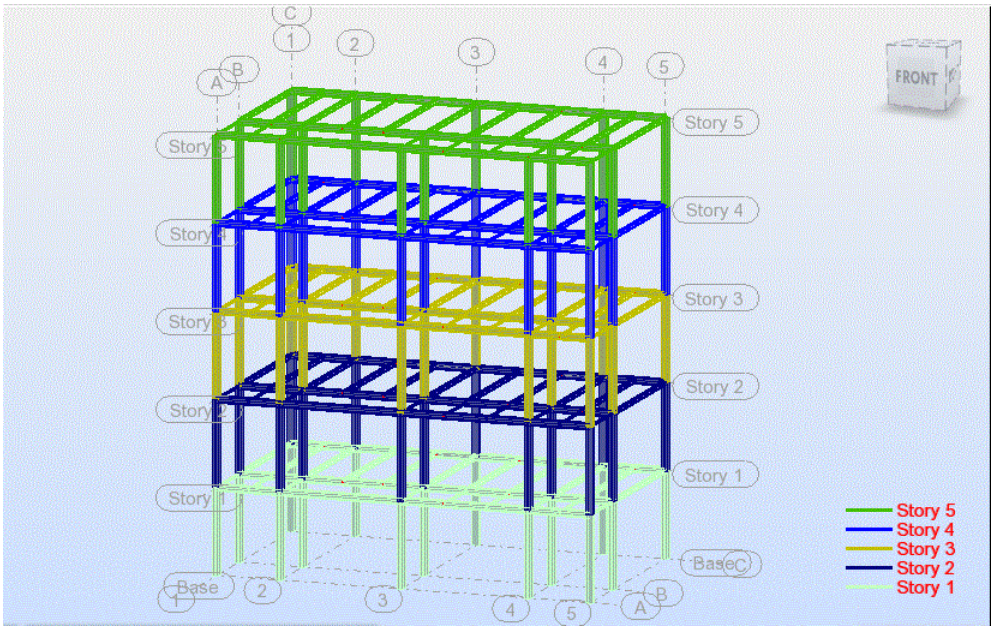
Σχήμα 3.6 Τρισδιάστατος Φορέας



Σχήμα 3.7 όψη προσομοιώματος XZ



Σχήμα 3.8 Όψη προσομοιώματος YZ

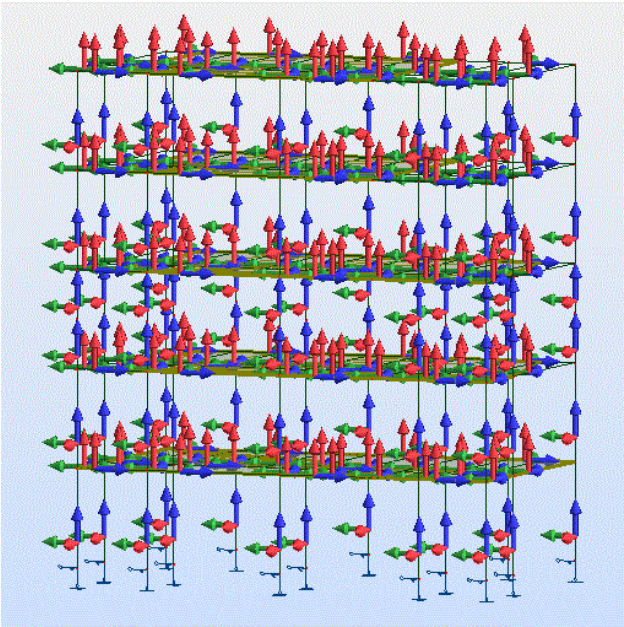


Σχήμα 3.9 Τρισδιάστατο Προσομοίωμα

### 3.1.7 Τοπικοί Άξονες Μελών

Όσον αφορά τους τοπικούς άξονες των μελών στο λογισμικό Robot ισχύουν τα παρακάτω:

- Άξονας 1- Μπλε: Διαμήκης άξονας τους στοιχείου με φορά προς τον κόμβο πέρατος του στοιχείου.
- Άξονας 2- Πράσινος: Για τα κατακόρυφα στοιχεία είναι παράλληλος στον καθολικό άξονα Y και για τα οριζόντια είναι εκείνος που ανήκει στο επίπεδο Y-Z.
- Άξονας 3- Κόκκινος: Είναι εκείνος που προκύπτει με τον κανόνα του δεξιού χεριού με θετική φορά την αντιωρολογιακή.

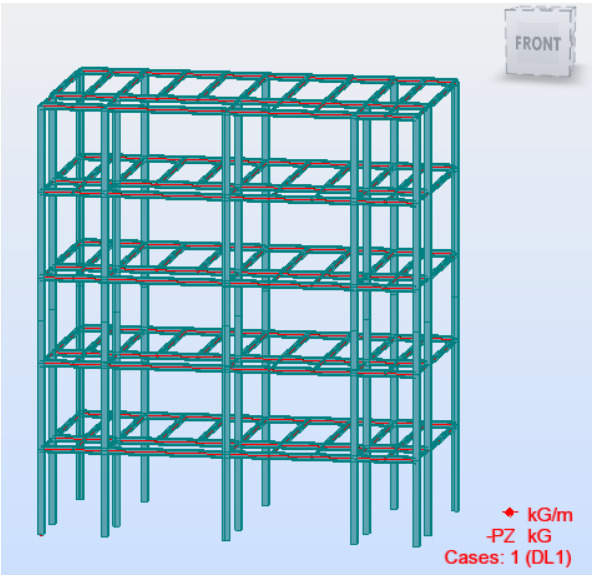


Σχήμα 3.10 Τοπικοί άξονες μελών φορέα

### 3.1.8 Προσομοίωση φορτίσεων

Παρακάτω φαίνονται όλες οι φορτίσεις που προσομοιώθηκαν στο λογισμικό ανάλυσης του κτιρίου.

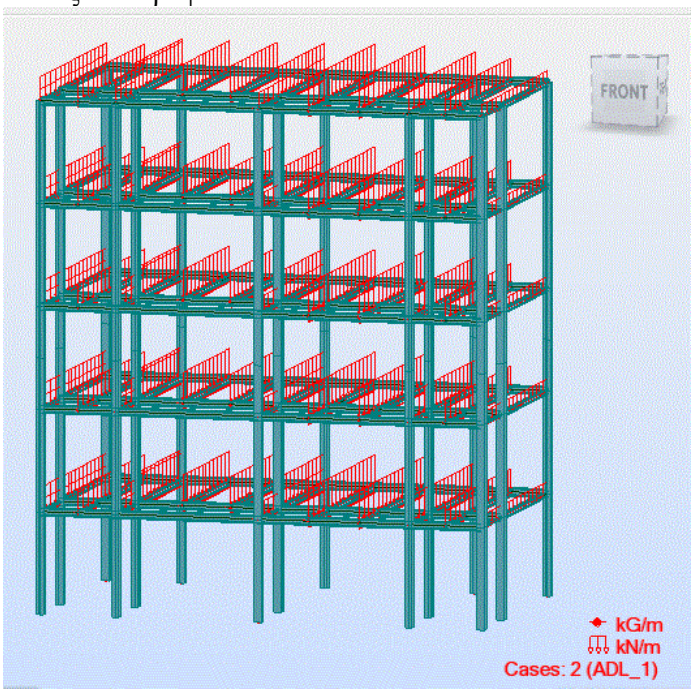
#### 3.1.8.1 *Ίδιον Βάρος Κατασκευής*



Σχήμα 3.11 Ίδιον Βάρος Μεταλλικού Φορέα

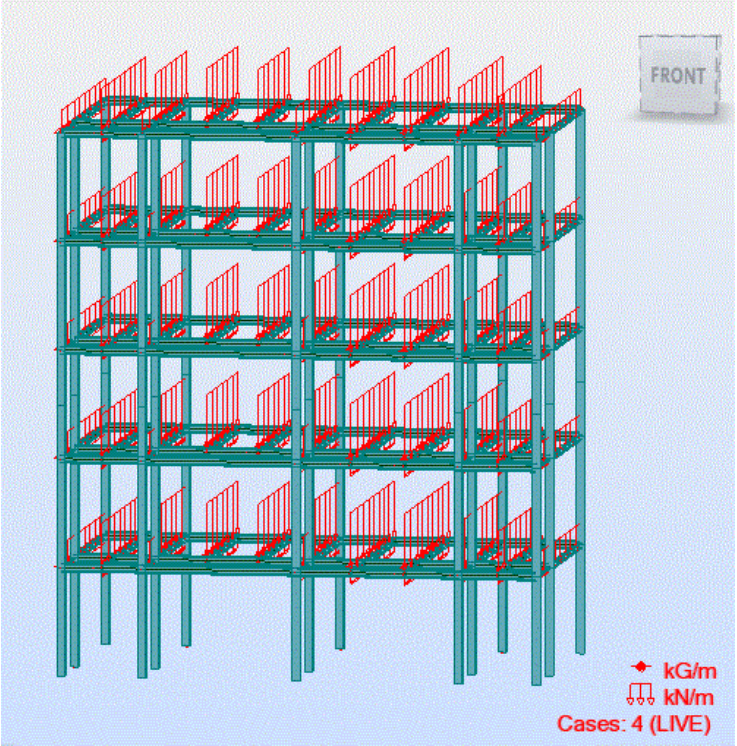
### 3.1.8.2 *Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία Κατασκευής*

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής επιβάλλονται ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα στις δευτερεύουσες δοκούς των ορόφων.




Σχήμα 3.12 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία Κτιρίου

### 3.1.8.3 *Ωφέλιμα Φορτία Κατασκευής*



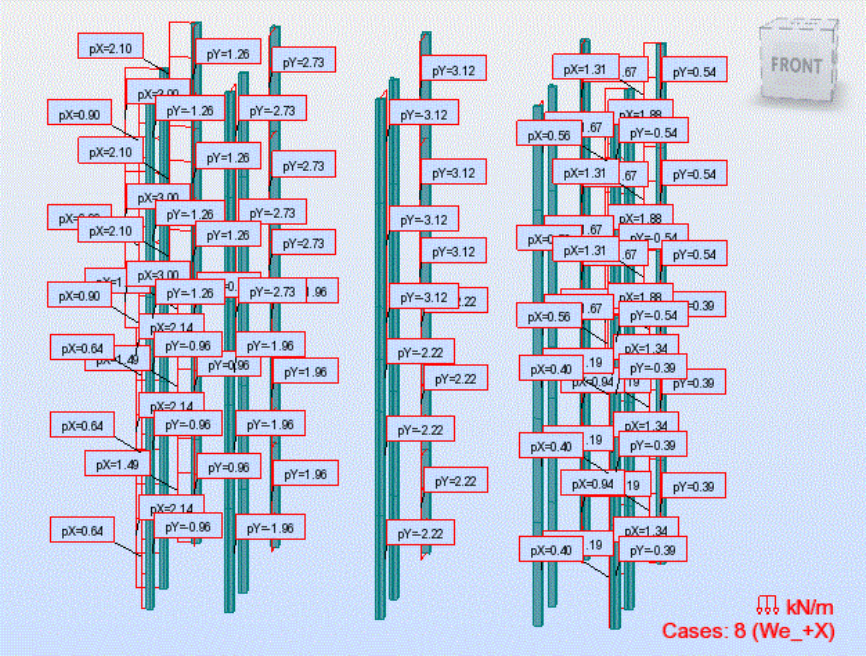

Σχήμα 3.13 Ωφέλιμα Φορτία Κτιρίου

### 3.1.8.4 *Ανεμοπιέσεις*

Παρακάτω φαίνονται οι πιέσεις του ανέμου (εσωτερικές & εξωτερικές) στις τέσσερις διευθύνσεις.

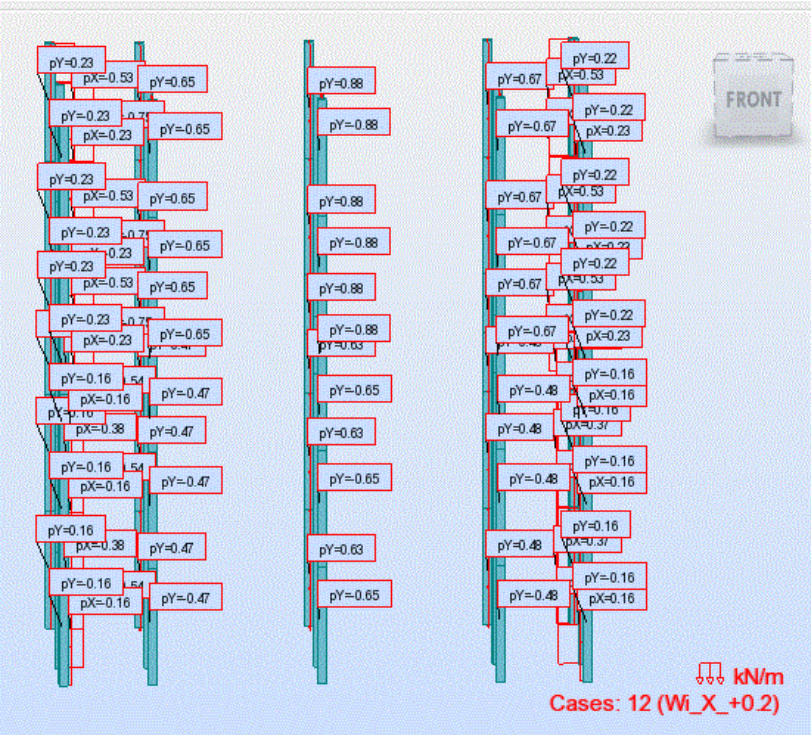
- Άνεμος+X

Εξωτερική Πίεση We+X



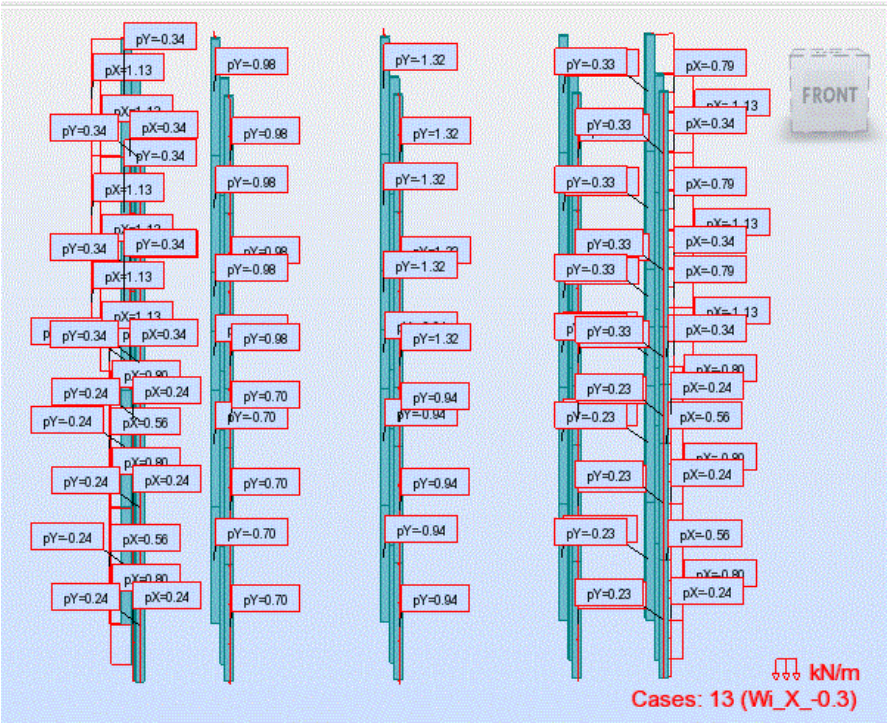

Σχήμα 3.14 Εξωτερική Πίεση Ανέμου +X

Εσωτερική Πίεση WiX+0.2 Cpi=+0.2




Σχήμα 3.15 Εσωτερική Πίεση_Cpi=+0.2

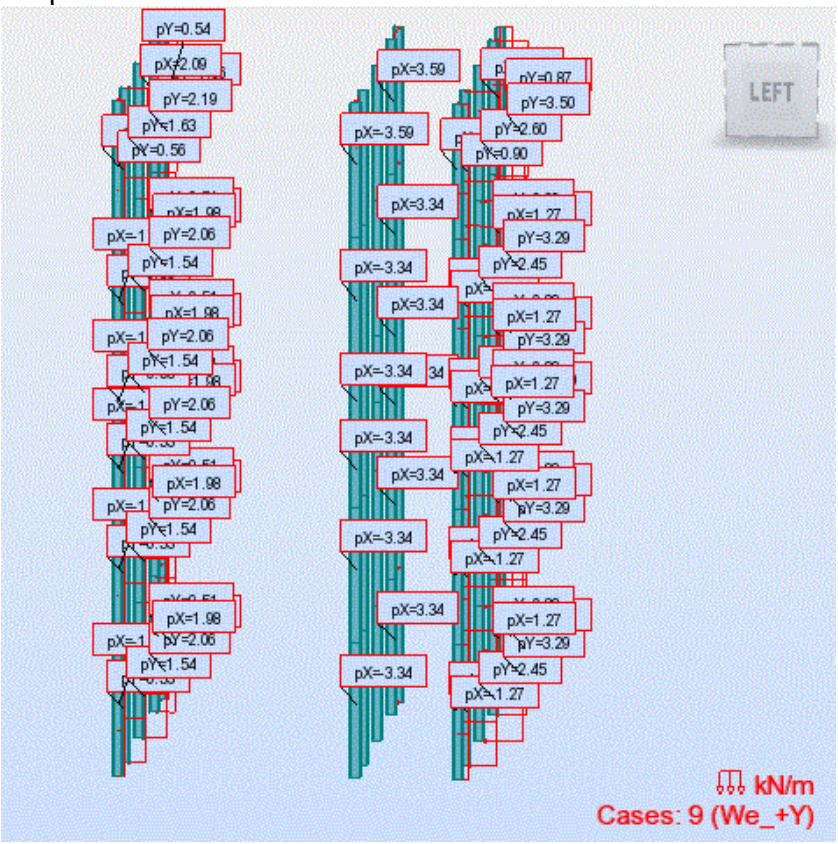
Εσωτερική Πίεση WiX-0.3 Cpi=-0.3




Σχήμα 3.16 Εσωτερική Πίεση Cpi=-0.3

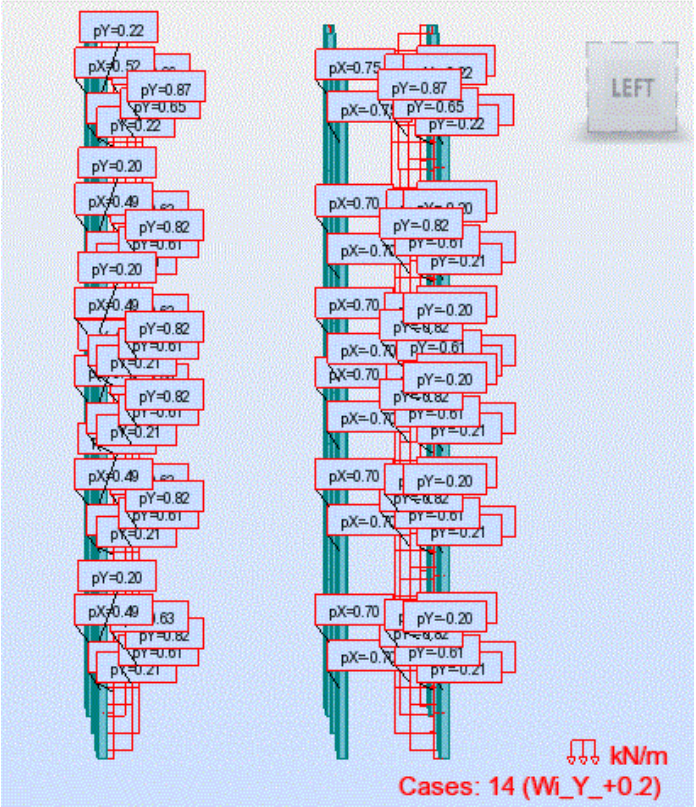
- ΆνεμοςΥ

Εξωτερική Πίεση We+Y



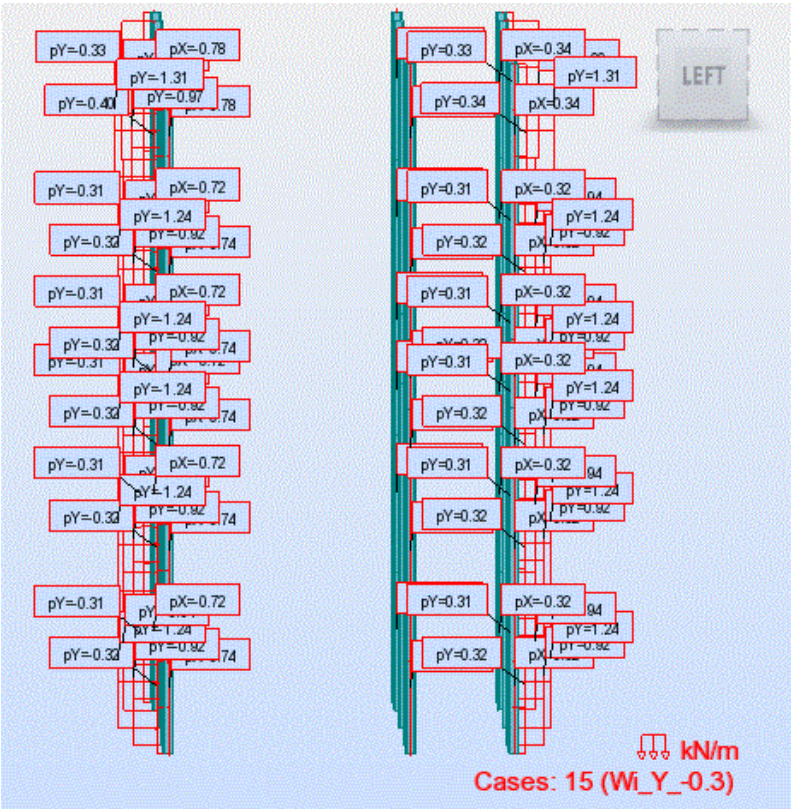

Σχήμα 3.17 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_+Y

➢ Εσωτερική Πίεση WiY+0.2, Cpi=+0.2




Σχήμα 3.18 Εσωτερική Πίεση Wi_Y_+0.2

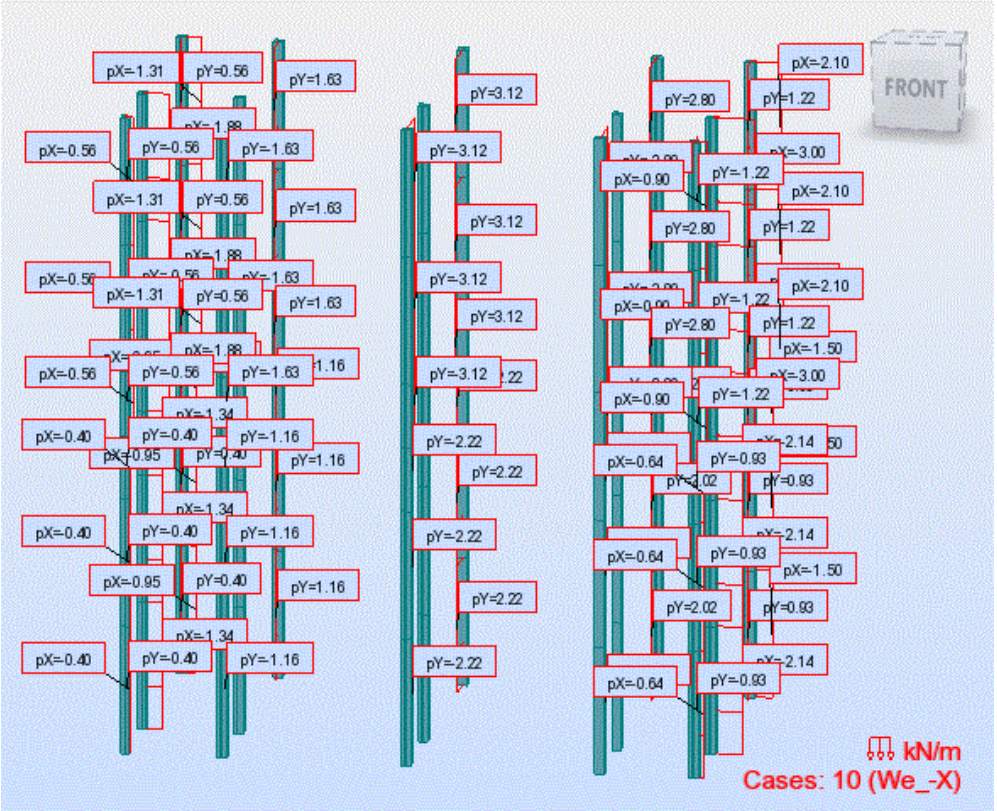
➢ Εσωτερική Πίεση WiY-0.3




Σχήμα 3.19 Εσωτερική Πίεση WiY-0.3

- Άνεμος-Χ

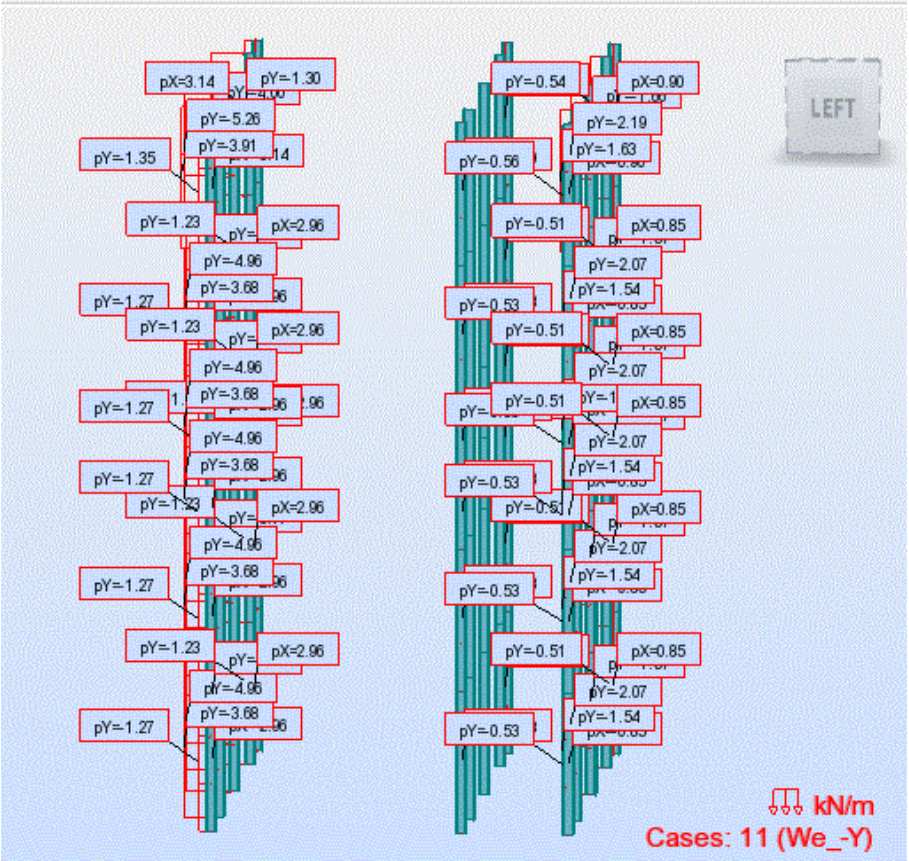
Εξωτερική Πίεση We-X




Σχήμα 3.20 Εξωτερική Πίεση Ανέμου-Χ

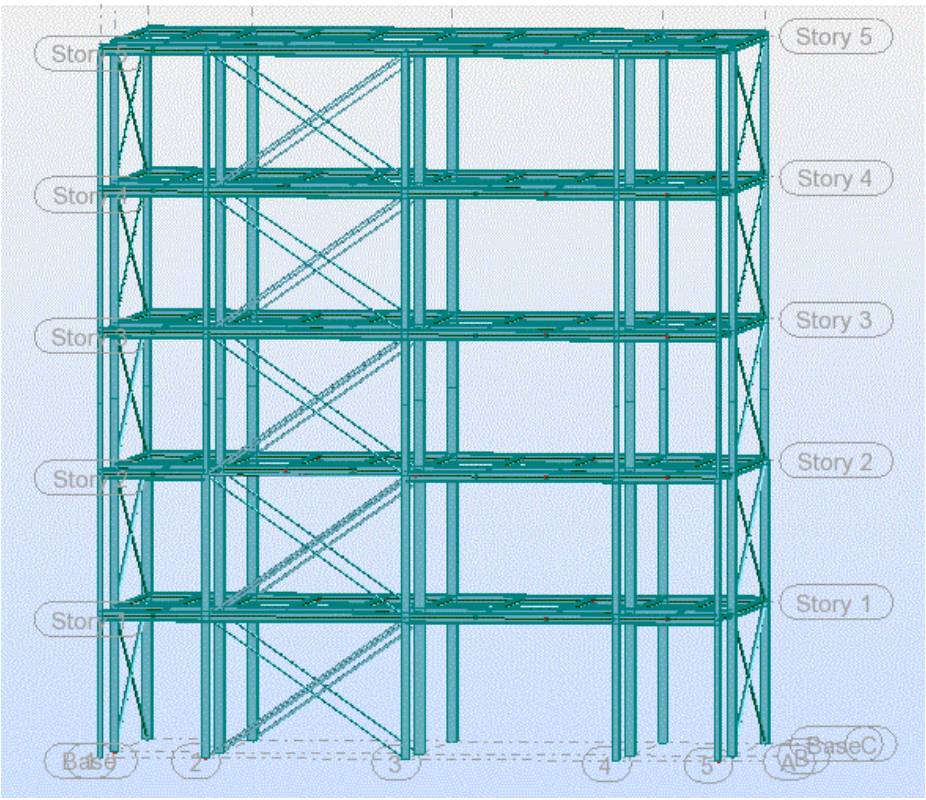
- Άνεμος-Υ

Εξωτερική Πίεση We-Y

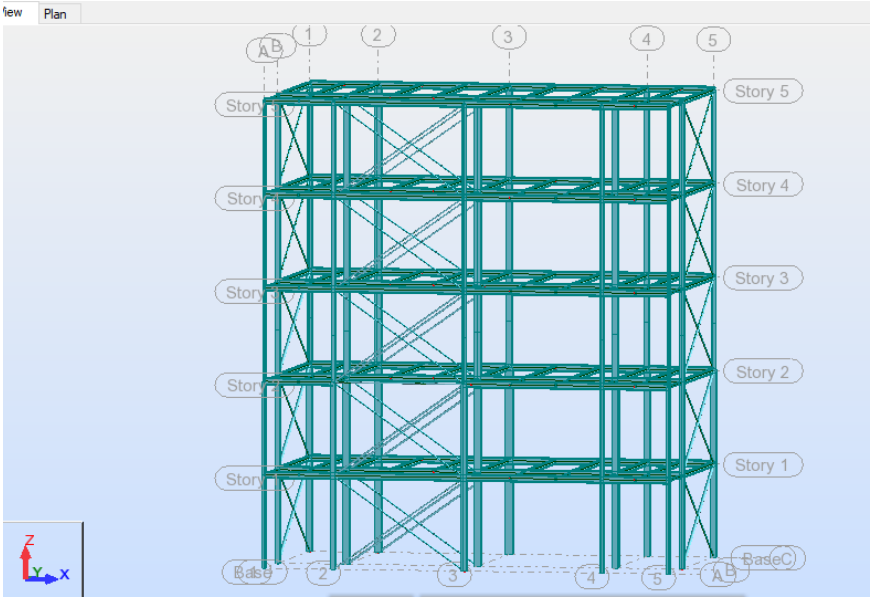



Σχήμα 3.21 Εξωτερική Πίεση Ανέμου-Υ

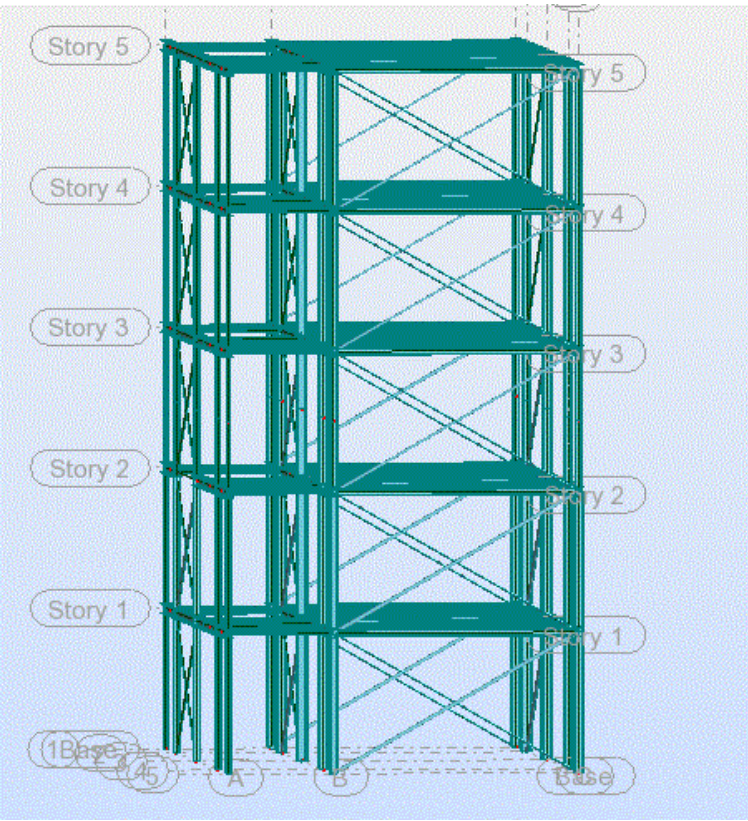
### 3.1.9 **Προσομοίωση Συνδέσμων Δυσκαμψίας**



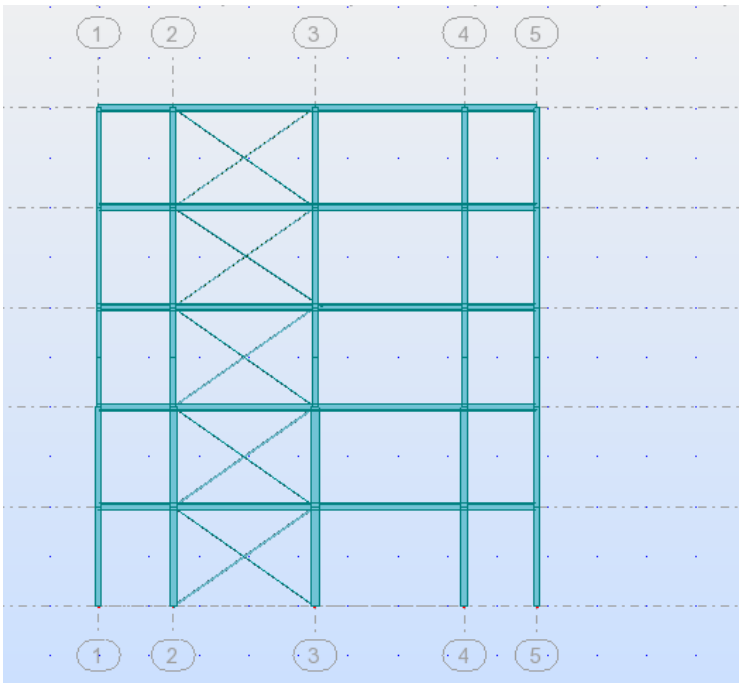

Σχήμα 3.22 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους



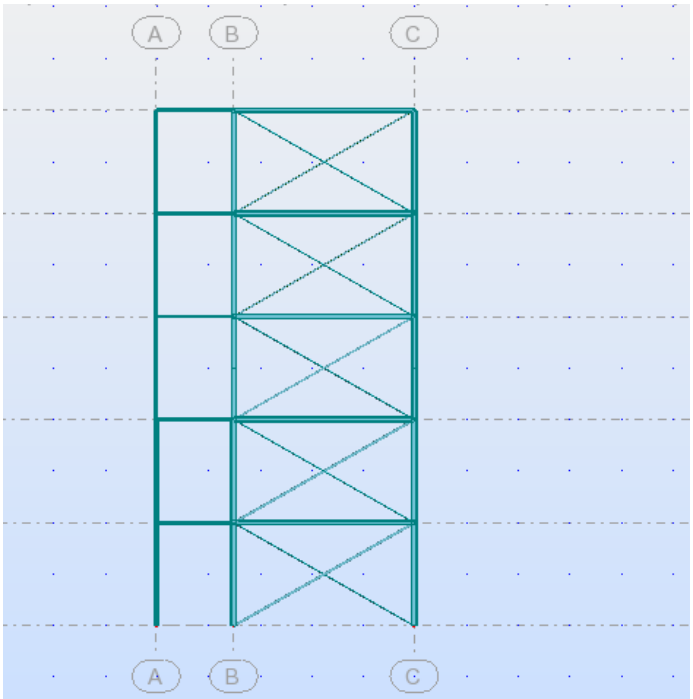

Σχήμα 3.23 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους



Σχήμα 3.24 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους



Σχήμα 3.25 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους



Σχήμα 3.26 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους – όψη YZ

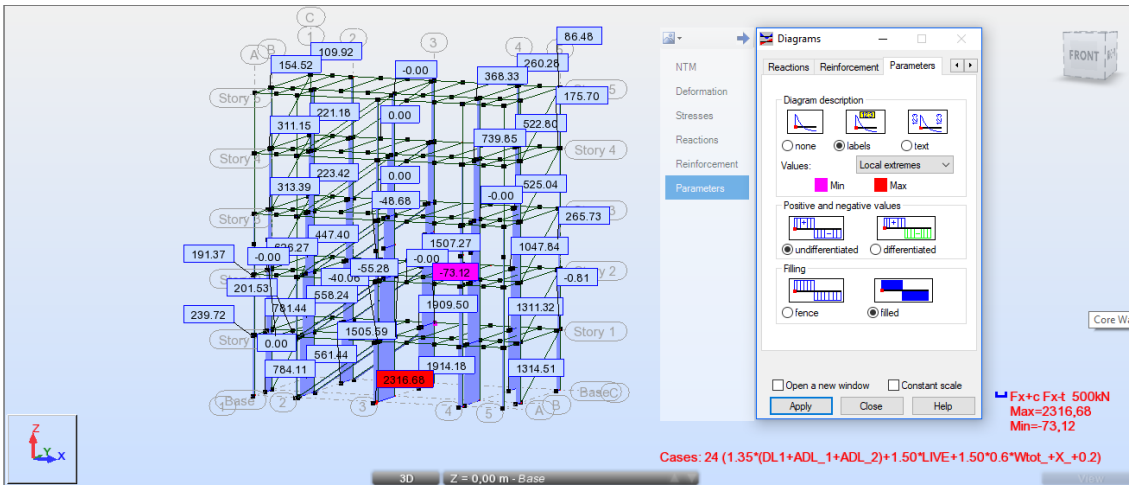
Θεωρούμε ότι στην σεισμική κατάσταση ενεργοποιούνται και παραλαμβάνουν τον σεισμό μόνο οι ράβδοι που εφελκύονται (οι θλιβόμενες αστοχούν πρόωρα και δεν συμμετέχουν στην παραλαβή της σεισμικής δύναμης). Γι' αυτό δημιουργούνται τέσσερα (4) προσομοιώματα σε κάθε ένα εκ των οποίων τοποθετούνται μόνοι οι εφελκυόμενες ράβδοι +X, -X, +Y, -Y. Από αυτά τα τέσσερα προσομοιώματα κρατάμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα για τα χιαστί και τα υποστυλώματα. Οπότε, δημιουργούμε τέσσερα διαφορετικά προσομοιώματα, στα οποία κάθε φορά εφελκύεται άλλος συνδυασμός ράβδων:

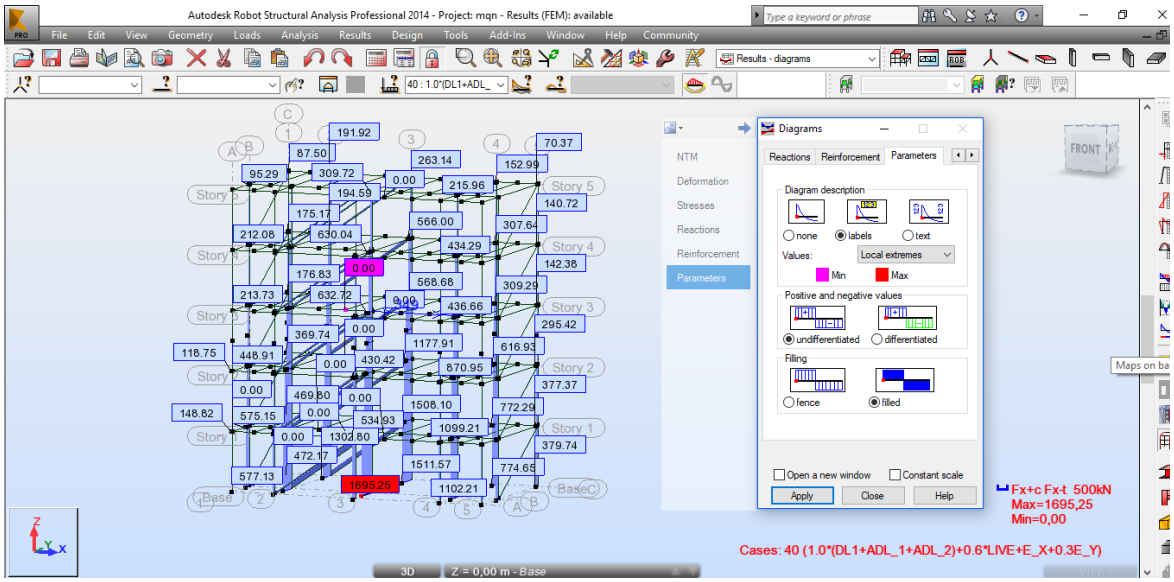
1. +X+Y
2. +X-Y
3. –X+Y
4. –X-Y

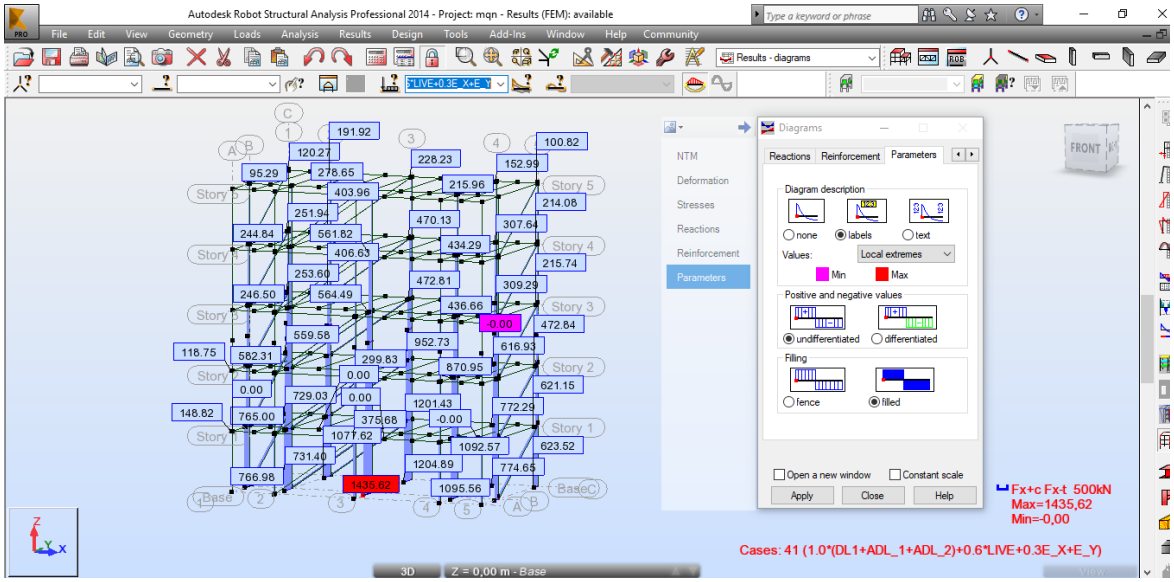
## 3.2 Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών Φορέα

Αφού μορφώθηκε το προσομοίωμα, αποτελούμενο από δοκούς και υποστυλώματα, τα οποία συμμετέχουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων, τρέχουμε την στατική ανάλυση προκειμένου να πάρουμε την ένταση των στοιχείων και να δούμε ποιοτικά τα αποτελέσματα. Σύμφωνα με τα παραπάνω κεφάλαια έχει γίνει η διαστασιολόγηση των δοκών, οι οποίες έχει προβλεφθεί να παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Συνεπώς δεν θα συμμετέχουν στην διαστασιολόγηση του φορέα παρά μόνο στην μεταβίβαση των φορτίων από εκείνες στα υποστυλώματα. Γι' αυτό τον λόγο δεν ελέγχουμε βέλη στην φάση αυτή.

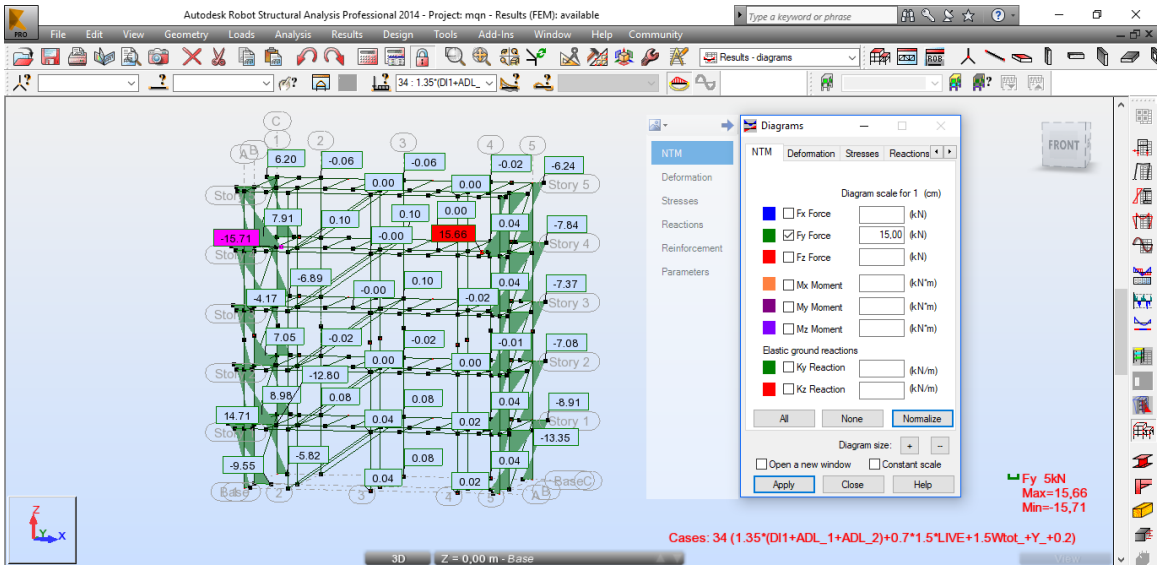
### 3.2.1 Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων

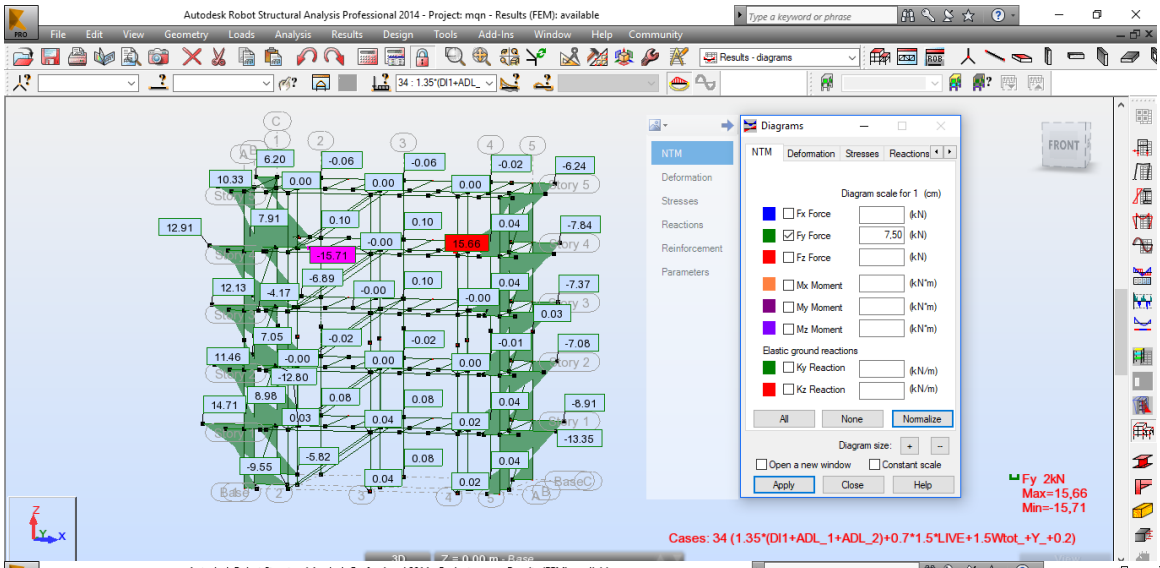


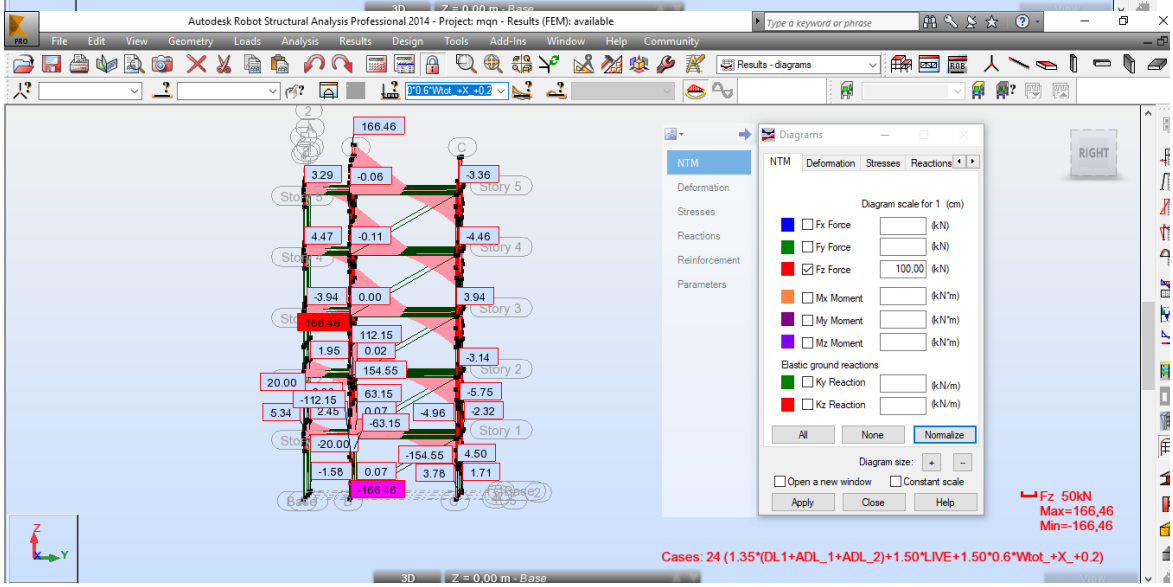



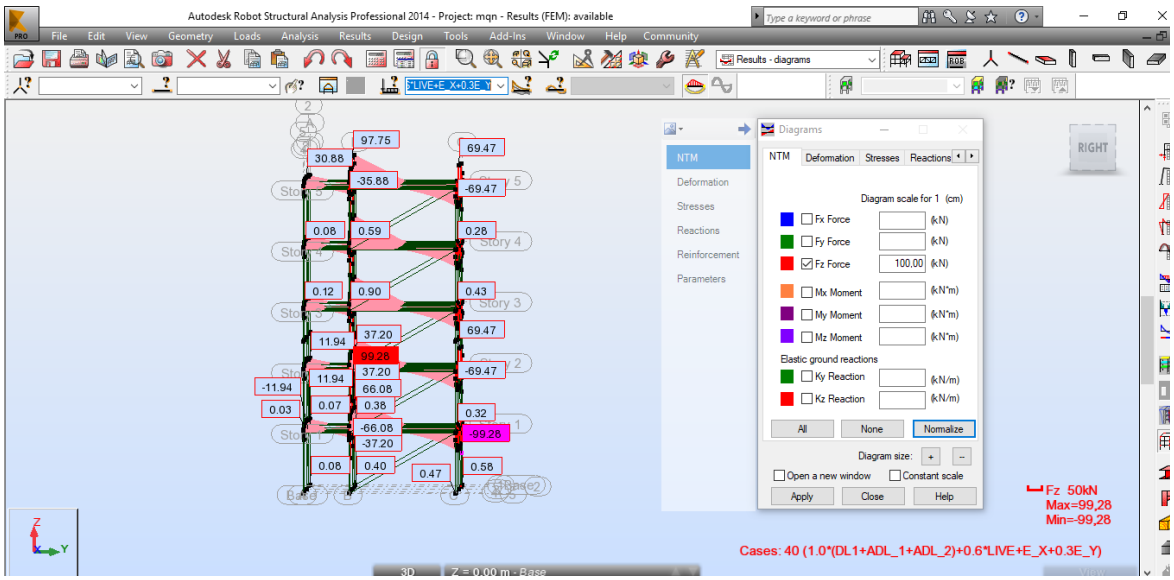



### 3.2.2 Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων

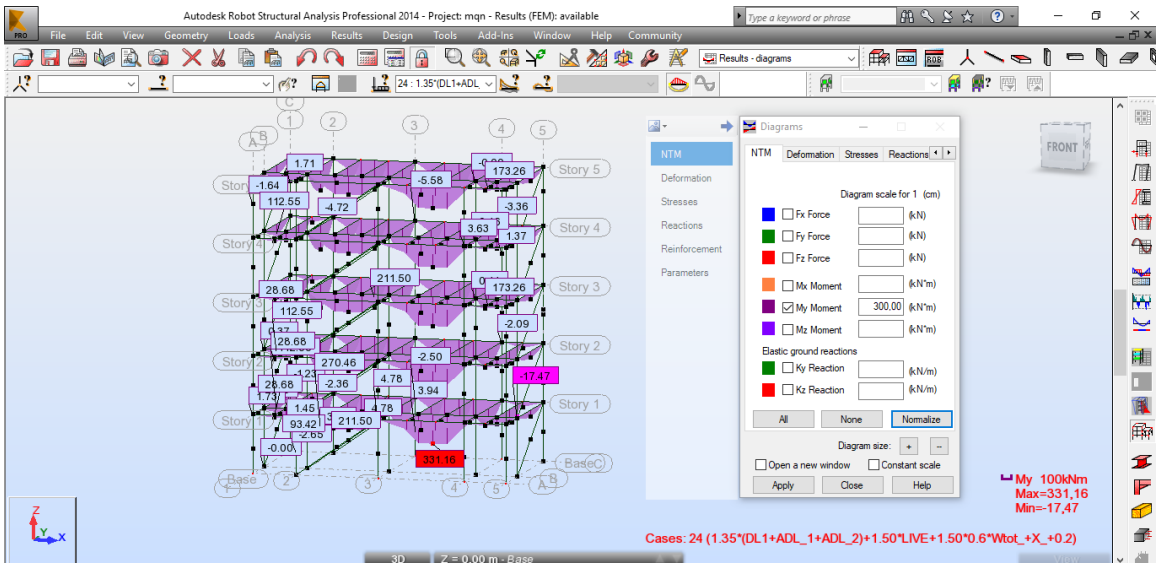


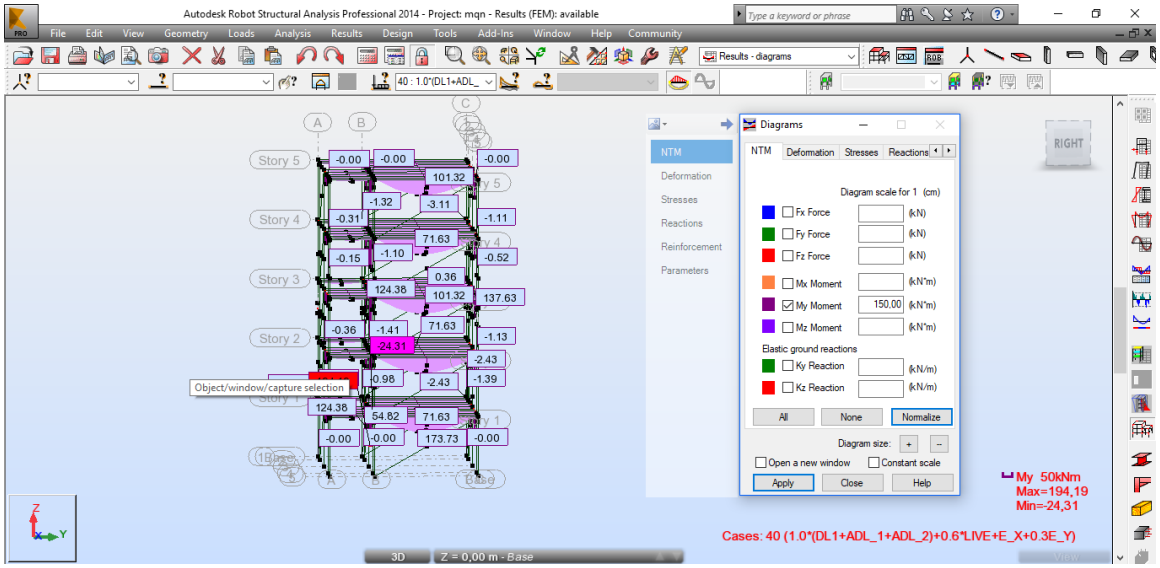






### 3.2.3 Διαγράμματα Ροπών Κάμψης



# 3.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός Κτιρίου

Στην δυναμική φασματική ανάλυση του φορέα περιλαμβάνονται ο έλεγχος φαινομένων 2ας τάξεως, ο έλεγχος περιορισμού βλαβών και ο ικανοτικός σχεδιασμός των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας και υποστυλωμάτων του κτιρίου.

## 3.3.1 Επιρροή Φαινομένων 2$^{ας}$ Τάξεως

### 3.3.1.1 *Γενικά*

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1:2005 ανάλυση 1ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2ας τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία $H_{Ed}$ (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία $\varphi V_{Ed}$ λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγεθυντικού συντελεστή $\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}}$ υπό την προϋπόθεση ότι $\alpha_{cr} \geq 3$.

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες, έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ.

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \qquad (3\text{-}1)$$

Όπου:

θ συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

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

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

$V_{tot}$ συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

$h$ ύψος του ορόφου

Ανάλογα με την τιμή του συντελεστή θ, ελέγχουμε αν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως. Έτσι:

- Εάν **θ≤0,1** τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να αμεληθούν
- Εάν **0,1** < $\boldsymbol{\theta}$ ≤ **0,2**, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $\alpha_{cr}=\frac{1}{1-\theta}$
- Εάν **0,2<θ<0,3** θα πρέπει να γίνει ανάλυση 2ας τάξης

### 3.3.1.2 *Υπολογισμός συντελεστή θ κτιρίου στην διεύθυνση Χ*

| Όροφος | $H_{ορόφου}$ (cm) | UX (cm) | dr UX (cm) | γ | έλεγχος γ | $V_{tot,x}$ (KN) | $P_{tot}$ (kN) | θ | φαινόμενα 2ας τάξης |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 400 | 2,8 | 2,8 | 0,35% | ok | 473,46 | -9012,95 | 0,133 | 1/1-θ |
| 2 | 400 | 6 | 3,1 | 0,39% | ok | 417,97 | -7182,56 | 0,133 | 1/1-θ |
| 3 | 400 | 9,3 | 3,3 | 0,41% | ok | 357,45 | -5393,27 | 0,124 | 1/1-θ |
| 4 | 400 | 11,5 | 2,2 | 0,28% | ok | 288,12 | -3577,82 | 0,068 | 1/1-θ |
| 5 | 400 | 13,1 | 1,6 | 0,20% | ok | 181,4 | -1775,03 | 0,039 | 1/1-θ |
| | | | | | | | | 0,133 | |
| | | | | | | | ax | **1,15** | |

Πίνακας 3.1 Συντελεστές ευαισθησίας Ορόφων– Διεύθυνση_Χ

Στην διεύθυνση Χ προέκυψε $\theta_{max}$=0,133. Άρα, $\alpha_{cr,x}=\frac{1}{1-\theta max,x}=1,15$

Πολλαπλασιάζουμε τον σεισμό κατά Χ με τον συντελεστή $\boldsymbol{\alpha_{cr,x}=1,15}$

3.3.1.3 *Υπολογισμός συντελεστή θ κτιρίου στην διεύθυνση Y*

| Όροφος | $H_{ορόφου}$ (cm) | UY (cm) | dr UY (cm) | γ | έλεγχος γ | $V_{tot,y}$ (KN) | $P_{tot}$ (kN) | θ | φαινόμενα 2ας τάξης |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 400 | 3,7 | 3,7 | 0,46% | ok | 437,37 | -9012,95 | 0,191 | 1/1-θ |
| 2 | 400 | 7,2 | 3,5 | 0,44% | ok | 384,35 | -7182,56 | 0,164 | 1/1-θ |
| 3 | 400 | 10,2 | 3,0 | 0,38% | ok | 327,36 | -5393,27 | 0,124 | 1/1-θ |
| 4 | 400 | 12,6 | 2,4 | 0,30% | ok | 265,73 | -3577,82 | 0,081 | 1/1-θ |
| 5 | 400 | 14,5 | 1,8 | 0,23% | ok | 170,73 | -1775,03 | 0,047 | 1/1-θ |
| | | | | | | | | 0,191 | |
| | | | | | | | ay | 1,24 | |

Πίνακας 3.2 Συντελεστές ευαισθησίας Ορόφων– Διεύθυνση_Y

Στην διεύθυνση Y προέκυψε $\theta_{max}$=0,191. Άρα $\alpha_{cr,y}=\frac{1}{1-\theta max,y}=1,24$
Πολλαπλασιάζουμε τον σεισμό κατά Y με τον συντελεστή $\boldsymbol{\alpha_{cr,y}=1,24}$

Τελικά, έχουμε τους σεισμικούς συνδυασμούς:

- ΣΕΙΣΜΟΣ_Χ

1.00*(DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+ 1.00*EX +0.3E0*EY
1.00*( DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+ 1.00*1.15∗EX +0.30*1.24∗ $E$Y
1.00*( DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+ 1,15*EX +0,37*EY

- ΣΕΙΣΜΟΣ_Y

1.00*(DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+ 0.30*EX +1.00*EY
1.00*(DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+ 0.30*1.15∗EX +1.00*1.24∗EY
1.00*(DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+ 0.35*EX +1,24*EY

Η διαστασιολόγηση των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας θα γίνει μ' αυτούς τους επαυξημένους σεισμούς.

## 3.3.2 Διαστασιολόγηση Συνδέσμων Δυσκαμψίας

### 3.3.2.1 *Γενικά*

- ✓ Σε πλαίσια με Χ διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε:
  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ (3-2)

- ✓ Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε:
  $$\boldsymbol{N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}} \quad (3\text{-}3)$$

- ✓ Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή $\Omega_i$, όπως ορίζεται παρακάτω, δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή $\Omega$ κατά περισσότερο από 25%. Δηλαδή:

$$\frac{\Omega_{max}-\Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq \mathbf{0,25} \qquad (3\text{-}4)$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω ελέγχεται το κάθε προσομοίωμα και καταλήγουμε στις παρακάτω διατομές, οι οποίες ικανοποιούν όλες τις παραπάνω απαιτήσεις σχεδιασμού.

Ως προς το είδος των διατομών επιλέξαμε κοίλες κυκλικές διατομές. Παρακάτω δίνονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των διαγωνίων στις δυο διευθύνσεις.

Ράβδοι Διεύθυνση_Χ

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | iy=iz (cm) | Μήκος L | Lcr (m) | Ανηγμενη λ | έλεγχος λ | NEd/NRd | Ωi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **61** | CHS 70X2.5 | 2,40 | 6,96 | 3,48 | 1,90 | ok | 0,45 | 2,22 |
| **67** | CHS 70X2.5 | 2,40 | 6,96 | 3,48 | 1,90 | ok | 0,48 | 2,08 |
| **71** | CHS 70X2.9 | 2,40 | 6,96 | 3,48 | 1,90 | ok | 0,46 | 2,17 |
| **412** | CHS 70X2.5 | 2,40 | 6,96 | 3,48 | 1,90 | ok | 0,46 | 2,17 |
| **413** | CHS 88X3.2 | 3,00 | 6,96 | 3,48 | 1,52 | ok | 0,47 | 2,13 |
| **414** | CHS 76X2.9 | 2,60 | 6,96 | 3,48 | 1,75 | ok | 0,48 | 2,08 |
| **415** | CHS 70X2.5 | 2,40 | 6,96 | 3,48 | 1,90 | ok | 0,49 | 2,04 |
| **417** | CHS 101X5 | 3,40 | 6,96 | 3,48 | 1,34 | ok | 0,53 | 1,89 |
| **418** | CHS 101X3.6 | 3,50 | 6,96 | 3,48 | 1,30 | ok | 0,53 | 1,89 |
| **419** | CHS 88X3.2 | 3,00 | 6,96 | 3,48 | 1,52 | ok | 0,51 | 1,96 |
| **420** | CHS 70X2.9 | 2,40 | 6,96 | 3,48 | 1,90 | ok | 0,52 | 1,92 |
| **422** | CHS 101X5 | 3,40 | 6,96 | 3,48 | 1,34 | ok | 0,51 | 1,96 |
| **423** | CHS 101X3.6 | 3,50 | 6,96 | 3,48 | 1,30 | ok | 0,52 | 1,92 |
| **424** | CHS 88X5 | 3,00 | 6,96 | 3,48 | 1,52 | ok | 0,47 | 2,13 |
| **425** | CHS 76X5 | 2,50 | 6,96 | 3,48 | 1,82 | ok | 0,46 | 2,17 |
| | | | | | | | 0,45 | 2,22 |
| | | | | | | | 0,53 | 1,89 |
| | | | | | | | | **0,18** |

Πίνακας 3.3 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων κατά Χ

Τελικά, σε όλο το κτίριο στην διεύθυνση Χ έχουμε τους συντελεστές υπεραντοχής:
$\Omega_{min}$=1,89
$\Omega_{max}$=2,22

$$\frac{\Omega_{max}-\Omega_{min}}{\Omega_{min}} = 0{,}18 \leq 0{,}25$$

Ράβδοι Διεύθυνση_Υ

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | iy=iz (cm) | Μήκος L | Lcr (m) | Ανηγμενη λ | έλεγχος λ | NEd/NRd | Ωi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **58** | CHS 114X3.6 | 3,90 | 8,06 | 4,03 | 1,35 | ok | 0,66 | 1,52 |
| **59** | CHS 114X3.6 | 3,90 | 8,06 | 4,03 | 1,35 | ok | 0,58 | 1,72 |
| **60** | CHS 114X3.6 | 3,90 | 8,06 | 4,03 | 1,35 | ok | 0,53 | 1,89 |
| **62** | CHS 76X2.9 | 2,60 | 8,06 | 4,03 | 1,98 | ok | 0,64 | 1,56 |
| **63** | CHS 114X3.6 | 3,90 | 8,06 | 4,03 | 1,35 | ok | 0,64 | 1,56 |
| **64** | CHS 114X3.6 | 3,90 | 8,06 | 4,03 | 1,35 | ok | 0,59 | 1,69 |
| **65** | CHS 88X3.2 | 3,00 | 8,06 | 4,03 | 1,76 | ok | 0,64 | 1,56 |
| **66** | CHS 76X2.9 | 2,60 | 8,06 | 4,03 | 1,98 | ok | 0,64 | 1,56 |
| **73** | CHS 76X2.9 | 2,60 | 8,06 | 4,03 | 1,98 | ok | 0,59 | 1,69 |
| **74** | CHS 76X2.9 | 2,60 | 8,06 | 4,03 | 1,98 | ok | 0,59 | 1,69 |
| | | | | | | | 0,53 | 1,89 |
| | | | | | | | 0,66 | 1,52 |
| | | | | | | | | **0,25** |

Πίνακας 3.4 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων κατά Υ

Σ' όλο το κτίριο στην διεύθυνση Y έχουμε τους συντελεστές υπεραντοχής:
$\Omega_{min}$=1,52
$\Omega_{max}$=1,89

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = 0{,}25 \leq 0{,}25$$

### 3.3.3 **Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων**

Το υποστύλωμα θα πρέπει να πληροί την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1*\gamma_{ov}*\Omega*N_{Ed,E} \qquad (3\text{-}5)$$

όπου:

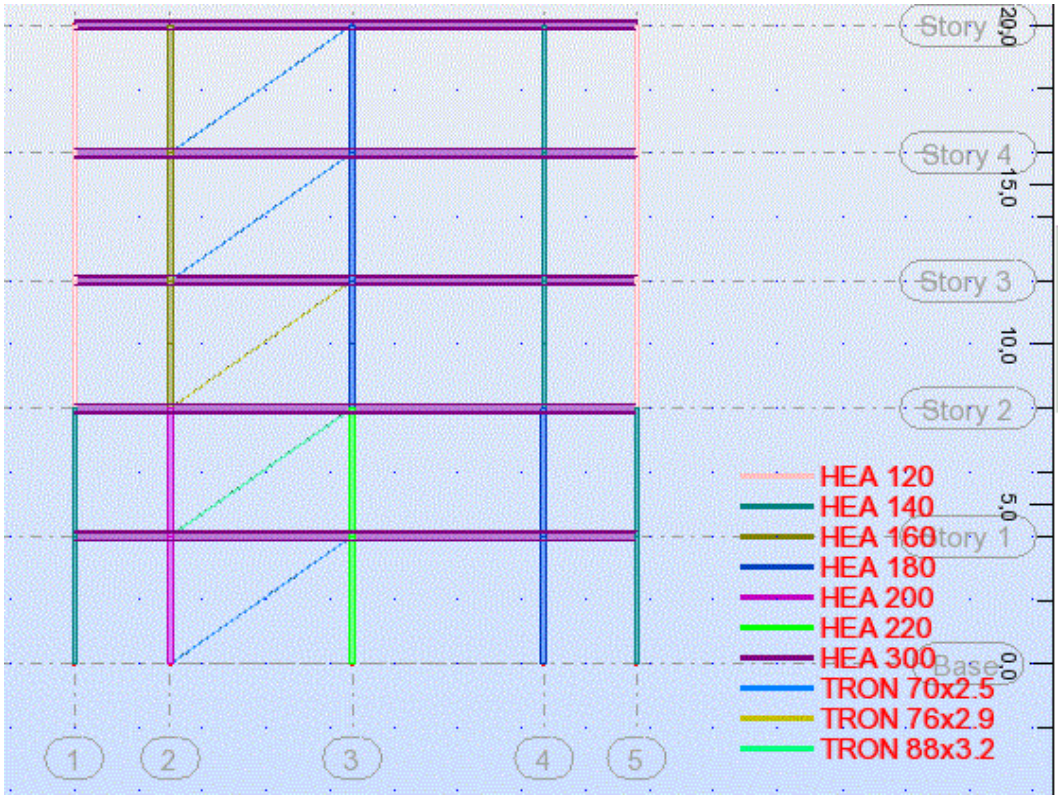
$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού/υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993,η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης $M_{Ed}$, τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού
$\gamma_{ov}$=1,25 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής
$\Omega_{min}$ είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i=N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων
$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i
$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Σύμφωνα με τα παραπάνω για να διαστασιολογήσουμε τα υποστυλώματα θα πρέπει να αυξήσουμε την ένταση των σεισμών κατά την ποσότητα $\underline{1{,}1*\gamma*\Omega_{min}}$ σε κάθε διεύθυνση.
Διεύθυνση_X: Ωmin=1,89 →2,60
Διεύθυνση_Y: Ωmin=1,52 → 2,09

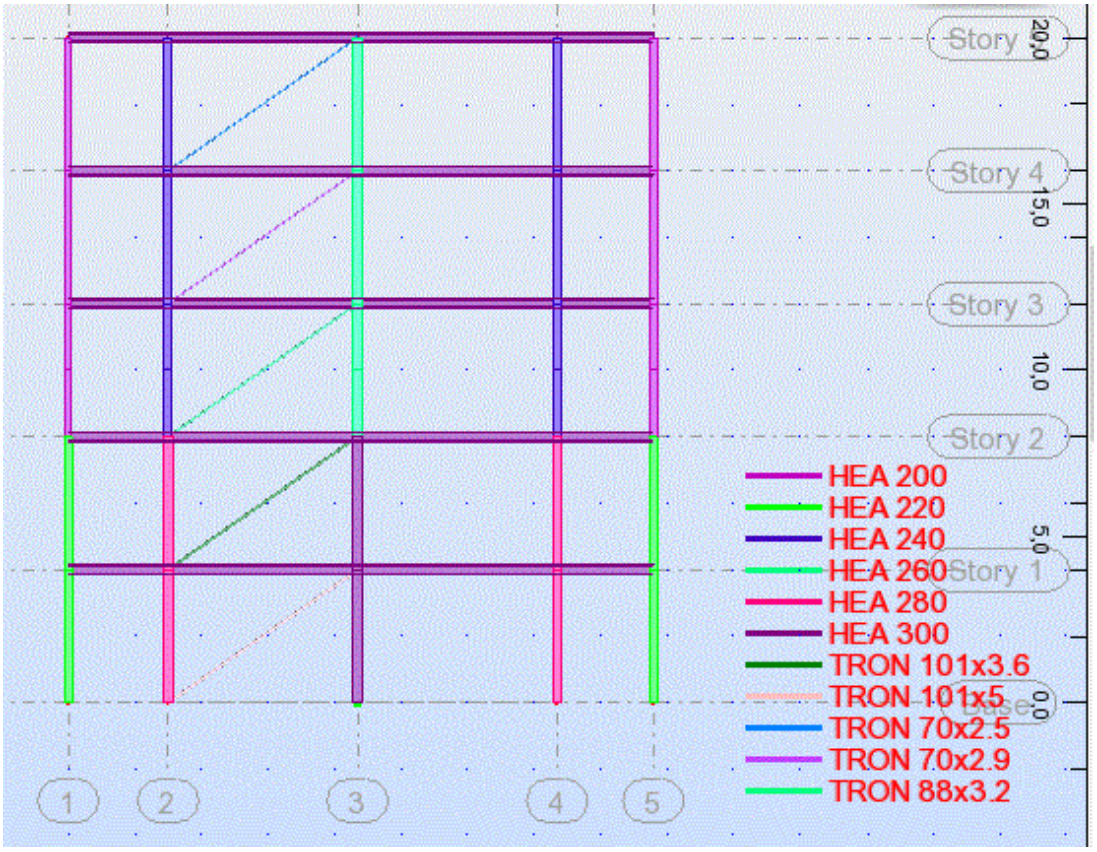
Οπότε, έχουμε τους σεισμικούς συνδυασμούς:
1.00*( DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+ 2,99*EX +0,77*EY
1.00*( DL1+ADL1+ADL2)+ 0.60*LIVE+0,91*EX +2,59*EY

Δημιουργήσαμε τέσσερα προσομοιώματα του κτιρίου μας για να λάβουμε υπόψη όλες τις δυνατές κατανομές των δυνάμεων στα υποστυλώματα ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού. Τα τέσσερα αυτά προσομοιώματα διαθέτουν κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας μόνο στη διεύθυνση και φορά του εκάστοτε σεισμού. Στη συνέχεια τοποθετήσαμε τα δυσμενέστερα υποστυλώματα στο αρχικό μας μοντέλο.

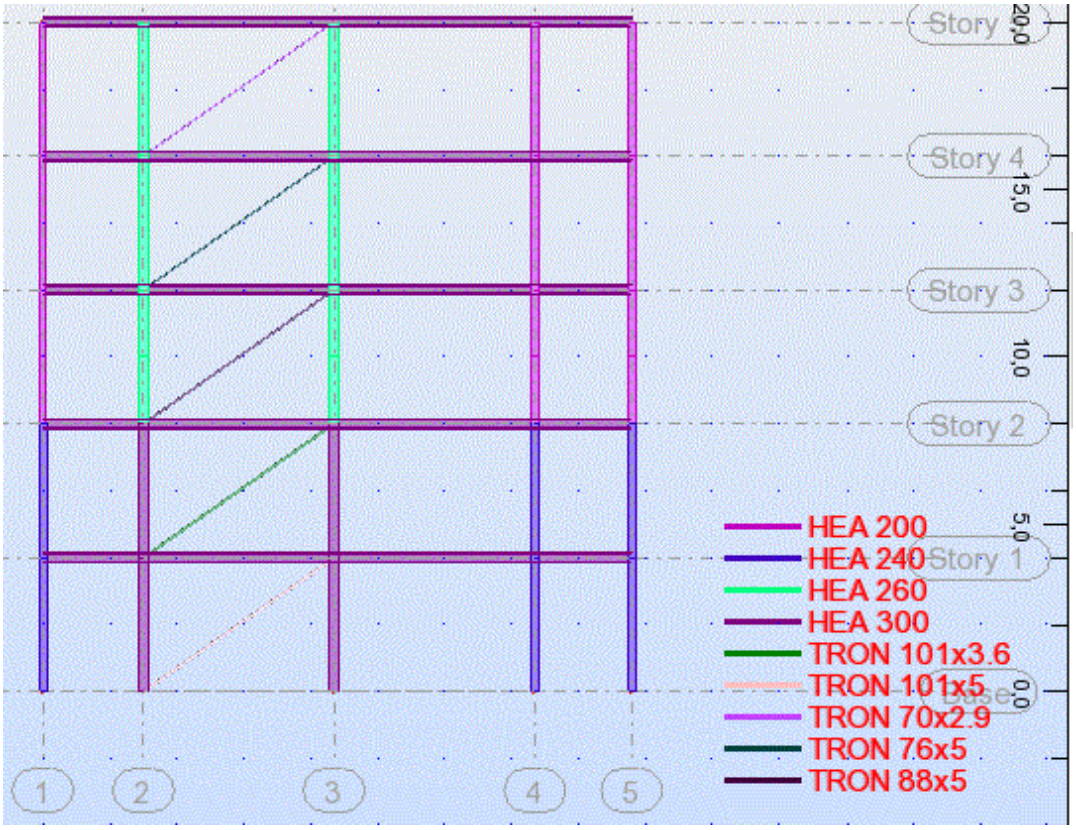
Τελικά προέκυψαν τα υποστυλώματα που φαίνονται παρακάτω.




Σχήμα 3.27 Διατομές Υποστυλωμάτων όψης XZ_1




Σχήμα 3.28 Διατομές Υποστυλωμάτων όψης XZ_2



Σχήμα 3.29 Διατομές Υποστυλωμάτων όψης XZ_3

### 3.3.4 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma=((\delta_0-\delta_u)*v)/h \leq \gamma_{max} \qquad (3\text{-}6)$$

όπου,

| | |
|---|---|
| $\gamma$ | η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου |
| $\delta_0$ | η μετακίνηση της πλάκας του υπερκείμενου προς τον εξεταζόμενο όροφο |
| $\delta_u$ | η μετακίνηση της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου |
| h | το ύψος του ορόφου |
| v | =0.5 για κατασκευές σπουδαιότητας I,II |
| $\gamma_{max}$ | =0,75% για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία |

Στους παρακάνω πίνακες παρατίθενται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων στις δυο διευθύνσεις. Παρατηρούμε ότι σε όλους τους ορόφους εμφανίζεται διατμητική παραμόρφωση μικρότερη της μέγιστης που ορίζει ο Κανονισμός. Όσον αφορά τις δυο διευθύνσεις της κατασκευής, επισημαίνεται ότι η διεύθυνση Y είναι πιο εύκαμπτη, γεγονός που ήταν εμφανές από την αρχή και στον έλεγχο των φαινομένων 2$^{ας}$ τάξεως.

- Διεύθυνση_Χ

| ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ΟΡΟΦΟΣ | dr (cm) | h (cm) | γ | Check |
| 1 | 2,8 | 400 | 0,35% | OK |
| 2 | 3,0 | 400 | 0,38% | OK |
| 3 | 3,0 | 400 | 0,38% | OK |
| 4 | 3,0 | 400 | 0,38% | OK |
| 5 | 2,7 | 400 | 0,34% | OK |

Πίνακας 3.5 Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων κατά Χ

- Διεύθυνση_Υ

| ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ΟΡΟΦΟΣ | dr (cm) | h (cm) | γ | Check |
| 1 | 3,4 | 400 | 0,43% | OK |
| 2 | 3,3 | 400 | 0,41% | OK |
| 3 | 3,4 | 400 | 0,43% | OK |
| 4 | 3,8 | 400 | 0,48% | OK |
| 5 | 3,0 | 400 | 0,38% | OK |

Πίνακας 3.6 Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων κατά Υ

# 4 Συνδέσεις

Στο κεφάλαιο αυτό δίνεται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος έξι συνδέσεων του κτιρίου. Γι' αυτές τις συνδέσεις χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Robot Structural Analysis το οποίο υπολογίζει και σχεδιάζει συνδέσεις μεταλλικών στοιχείων.

## 4.1 Σχεδιασμός Σύνδεσης Συνδέσμου Δυσκαμψίας με Υποστύλωμα

✓ **Δεδομένα**

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται η διαστασιολόγηση της σύνδεσης του διαγώνιου μεταλλικού συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 101X5 (μέλος 417) με υποστύλωμα HEA300 και την δοκό HEA300. Επιλέγεται κοχλίωση κατηγορίας C, ανθεκτική σε ολίσθηση στην ΟΚΑ, με προεντεταμένους κοχλίες 6M20, ποιότητας 10.9 και συγκόλληση πάχους α=4mm και μήκος 200mm. Επίσης, επιλέγουμε 2 κομβοελάσματα 2PL7 και λεπίδα σύνδεσης PL120x18.

Όλη η σύνδεση ελέγχεται με την ικανοτική δύναμη της ράβδου, σύμφωνα με τα παρακάτω. Υπενθυμίζεται ότι ο χάλυβας της διατομών είναι S355 με τάση διαρροής $f_y$=355MPa και τάση αστοχίας $f_u$=510MPa.

Η σύνδεση πρέπει να διαστασιολογηθεί για την ικανοτική δύναμη που ισούται με:

$$N_{Ed} = 1{,}1 * \gamma_{ov} * R_{fy} \quad (4\text{-}1)$$

Όπου:

$R_{fy}$= $N_{pl}$ διαγώνιου

$\gamma_{ov}$=συντελεστής ίσος με 1,25

Πλαστική Αντοχή Διαγώνιου Npl,Rd = 538,54KN

Δρώσα ικανοτική NEd = 740,49KN

✓ **Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης**

Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιούνται εξωραφές. Πρέπει:

- Το ελάχιστο πάχος των εξωραφών είναι κατά τον EC3 τα 3mm
- Για το μέγιστο πάχος δεν υπάρχει συγκεκριμένη προδιαγραφή, αλλά συνιστάται να είναι ίσο προς το 0,7t

Ως προς την αντοχή της πρέπει:

$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$ (4-2)

Επιλέγεται τέσσερις ραφές με πάχος α=4mm και μήκος συγκόλλησης 200mm. Προκύπτει, λοιπόν,

$F_{w,Rd} = 837{,}54kN$> $N_{Ed}$ = 740,49KN

✓ **Επιλογή Αποστάσεων**

Πρέπει:

$e_{1,min} \leq e_1 \leq e_{1,max}$

$e_{2,min} \leq e_2 \leq e_{2,max}$

$p_{1,min} \leq p_1 \leq p_{1,max}$

$p_{2,min} \leq p_2 \leq p_{2,max}$

e1 = 50mm

p1 = 70mm

e2 = 45mm

p2 = 80mm

Οι αποστάσεις αυτές βρίσκονται εντός των ορίων.

✓ **Έλεγχος Κοχλιών σε διάτμηση**

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μεμονωμένου κοχλία ή ήλου που υπόκειται σε διάτμηση δίνεται από την σχέση:

$$\boldsymbol{F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}}} \quad (4\text{-}3)$$

Χρησιμοποιούνται 6 δίτμητοι κοχλίες m=6, n=2 και προκύπτει:

Αντοχή Κοχλιών σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$ = 1808,64KN> $N_{Ed}$ = 740,49KN

✓ **Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας**

$$\boldsymbol{F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}} \quad (4\text{-}4)$$

Συντελεστής k1 = 2,50

Συντελεστής αd = 0,76

Συντελεστής αb = 0,76

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας Fb,Rd = 1298,2KN> $N_{Ed}$ = 740,49KN

✓ **Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση στην ΟΚΑ**

Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλία κατηγορίας 8.8 ή 10.9 πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$\boldsymbol{F_{s,Rd} = \frac{k_s * \eta * \mu}{\gamma_{M3}} * F_{P,C}} \quad (4\text{-}5)$$

Εμβαδόν σπειρώματος κοχλία Κοχλία As = 2,45cm$^2$

Αντοχή Χάλυβα Κοχλία fub = 100kN/cm$^2$
Δύναμη προέντασης κοχλία Fp,C = 171,50KN
Αντοχή Κοχλία σε Ολίσθηση Fs,Rd = 935,45KN> $N_{Ed}$ = 740,49KN

✓ **Έλεγχος πλάστιμης Αστοχίας**

Για να έχουμε πλάστιμη αστοχία στην σύνδεση θα πρέπει η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση και αυτό διότι η αστοχία σε διάτμηση είναι ψαθυρή ενώ σε άντυγα πλάστιμη. Έτσι, θεωρούμε ότι πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$F_{v,Rd} \geq 1{,}20 * F_{b,Rd} \quad (4\text{-}6)$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας Fb,Rd αυξημένη κατά 20%=1557,8KN< $F_{v,Rd}$ = 1808,64KN

✓ **Έλεγχος λεπίδας σύνδεσης**

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1{,}0 \quad (4\text{-}7)$$

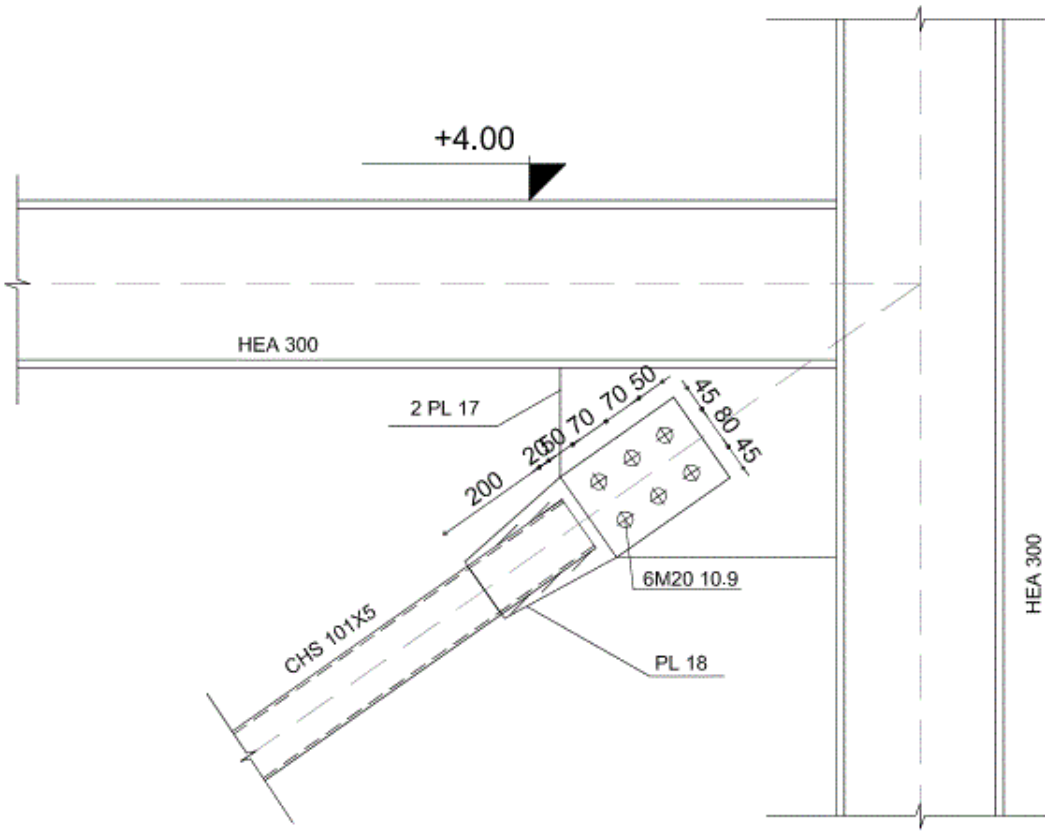
Σε συνδέσεις κατηγορίας C, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως $N_{net,Rd}$, όπου:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} * f_u}{\gamma_{M0}} \quad (4\text{-}8)$$

Απομειωμένη διατομή Ane t= 22,68cm$^2$
Αντοχή διατομής σε εφελκυσμό Nnet,Rd = 805,14KN> $N_{Ed}$ = 740,49KN

✓ **Σχέδιο Σύνδεσης**

Παρακάτω ακολουθεί το σχέδιο της σύνδεσης του υποστυλώματος με τον χιαστί σύνδεσμο.




Σχήμα 4.1 Σύνδεση Χιαστί Μεταλλικού Συνδέσμου Δυσκαμψίας με Υποστύλωμα

## 4.2 Συνδέσεις Υποστυλώματος - Δευτερεύουσας Δοκού

Οι συνδέσεις της δοκού είναι απλή σύνδεση διάτμησης, εφόσον είναι αμφιέρειστη και στα άκρα της υπάρχει μόνο η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ). Επιλέγονται, λοιπόν, απλές κοχλιώσεις τύπου Α, με απλούς κοχλίες, οι διάμετροι των οποίων μεταβάλλονται ανάλογα με την ένταση της κοχλίωσης που ελέγχεται.

- ✓ Έχει υπολογιστεί τέμνουσα στα άκρα της δοκού στην ΟΚΑ (φάση λειτουργίας) VEd=114KN.
- ✓ Η δοκός είναι HEA200 και το υποστύλωμα HEA300.
- ✓ Η σύνδεση διαμορφώνεται με μονότμητους κοχλίες 4M16, 5.6
- ✓ Χρησιμοποιείται λεπίδα σύνδεσης 1#250.250.20
- ✓ Χρησιμοποιούνται stiffeners, όπως φαίνεται στο σχήμα πάχους 8mm.

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 300

| | | | |
|---|---|---|---|
| □ = | -90,0 | [Deg] | ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ |
| $h_c$ = | 290 | [mm] | ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $b_{fc}$ = | 300 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $t_{wc}$ = | 9 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $t_{fc}$ = | 14 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $r_c$ = | 27 | [mm] | ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $A_c$ = | 112,53 | [$cm^2$] | ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $I_{xc}$ = | 18263,50 | [$cm^4$] | ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yc}$ = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 200

| | | | |
|---|---|---|---|
| □ = | 0,0 | [Deg] | ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ |
| $h_b$ = | 190 | [mm] | ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $b_f$ = | 200 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $t_{wb}$ = | 7 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $t_{fb}$ = | 10 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $r_b$ = | 18 | [mm] | ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $r_b$ = | 18 | [mm] | ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $A_b$ = | 53,83 | [$cm^2$] | ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ |
| $I_{xb}$ = | 3692,15 | [$cm^4$] | ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yb}$ = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| d = | 16 | [mm] | ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ |
| ΠΟΙΟΤΗΤΑ = | 5.6 | | ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ |
| $F_{tRd}$ = | 56,52 | [kN] | Εφελκυστική αντοχή κοχλία |
| $n_h$ = | 2 | | ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ |
| $n_v$ = | 2 | | ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ |
| $h_1$ = | 85 | [mm] | Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης |

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i$ = 130 [mm]

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i$ = 80 [mm]

ΠΛΑΚΑ

| | | | |
|---|---|---|---|
| $h_p$ = | 250 | [mm] | ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ |
| $b_p$ = | 250 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ |
| $t_p$ = | 20 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ |

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yp}$ = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

**ΑΝΩ**

$h_{su}$ = 262 [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

$b_{su}$ = 146 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ

$t_{hu}$ = 8 [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ Def

$f_{ysu}$ = 235,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

**ΚΑΤΩ**

$h_{sd}$ = 262 [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

$b_{sd}$ = 146 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ

$t_{hd}$ = 8 [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ Def

$f_{ysu}$ = 235,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

Συγκολλήσεις εξωραφής

$a_w$ = 5 [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ

$a_f$ = 5 [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$a_s$ = 5 [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

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

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

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

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

ΦΟΡΤΙΑ

**ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$V_{b1,Ed}$ = 114,00 [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

**ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

$A_{vb}$ = 18,08 [$cm^2$] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 370,59 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,31 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,31)

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

**ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

$M_{b1,Ed}$ = 0,00 [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed}$ = 0,00 [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed}$ = 0,00 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ) [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed}$ = 0,00 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ) [5.3.(3)]

z = 130 [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed}$ = 0,00 [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ [5.3.(3)]

$A_{vs}$ = 37,28 [$cm^2$] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc}$ = 37,28 [$cm^2$] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s$ = 182 [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd}$ = 5,22 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd}$ = 1,13 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stl,Rd}$ = 1,13 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs}*f_{y,wc} ) / (\sqrt{3}\ \gamma_{M0}) + Min(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ = 757,38 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\square_v$ = | 0,60 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{v,Rd}$ | [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4] |
| $F_{v,Rd}$ = | 48,25 | [kN] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4] |
| $F_{t,Rd,max}$ = | 56,52 | [kN] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4] |
| $F_{b,Rd,int}$ = | 219,52 | [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ | [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4] |
| $F_{b,Rd,ext}$ = | 219,52 | [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ | [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4] |

$V_{j,Rd} = n_h \, Min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd,ext}) + n_h \, n_{v-1} \, Min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd,int})$ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{j,Rd}$ = 193,02 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd}$ □ 1,0 | 0,59 < 1,00 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,59) |

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_w$ = | 50,95 | [$cm^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wy}$ = | 37,55 | [$cm^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wz}$ = | 13,40 | [$cm^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ | [4.5.3.2(2)] |
| $I_{wy}$ = | 3297,04 | [$cm^4$] | ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ | [4.5.3.2(5)] |
| $\square_{\square max}$=$\square_{\square max}$ = | 0,00 | [MPa] | ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ | [4.5.3.2(5)] |
| $\square_{\square}$=$\square_{\square}$ = | 0,00 | [MPa] | ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ | [4.5.3.2(5)] |
| $\square_{II}$ = | 85,07 | [MPa] | ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ | [4.5.3.2(5)] |
| $\square_w$ = | 0,90 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ | [4.5.3.2(7)] |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\square[\square_{\square max}^2 + 3*(\square_{\square max}^2)]$ □ $f_u/(\square_w*\square_{M2})$ | 0,00 < 435,56 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,00) |
| $\square[\square_{\square}^2 + 3*(\square_{\square}^2+\square_{II}^2)]$ □ $f_u/(\square_w*\square_{M2})$ | 147,35 < 435,56 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,34) |
| $\square_{\square}$ □ $0.9*f_u/\square_{M2}$ | 0,00 < 352,80 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,00) |

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

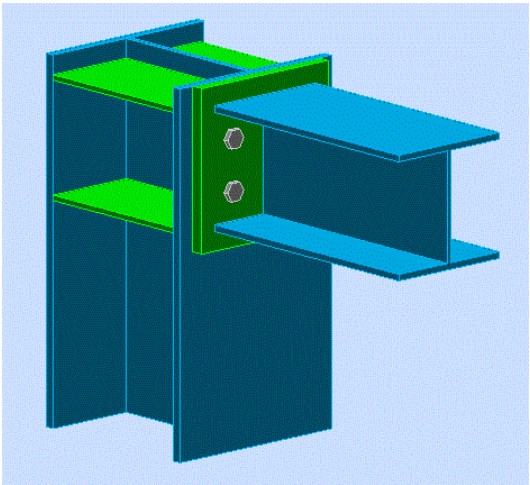
ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΡΟΠΕΣ ΣΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ. ΓΙΑ ΜΙΑ ΤΕΤΟΙΑ ΠΕΡΙΤΠΩΣΗ, ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΔΕΝ ΥΠΟΛΟΓΙΖΕΙ ΤΗΝ ΑΚΑΜΨΙΑ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

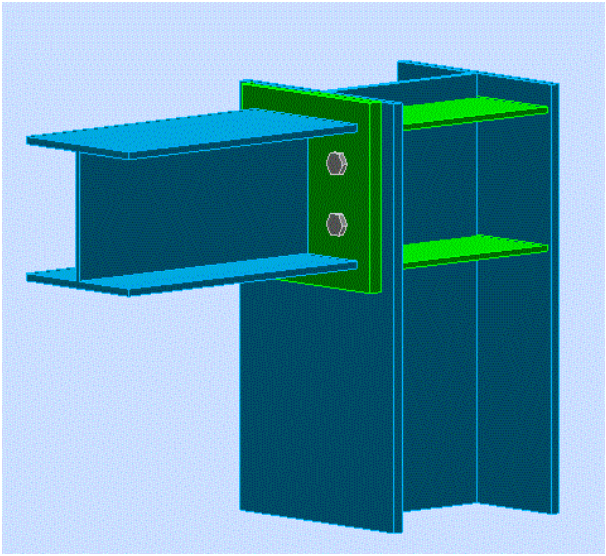
ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

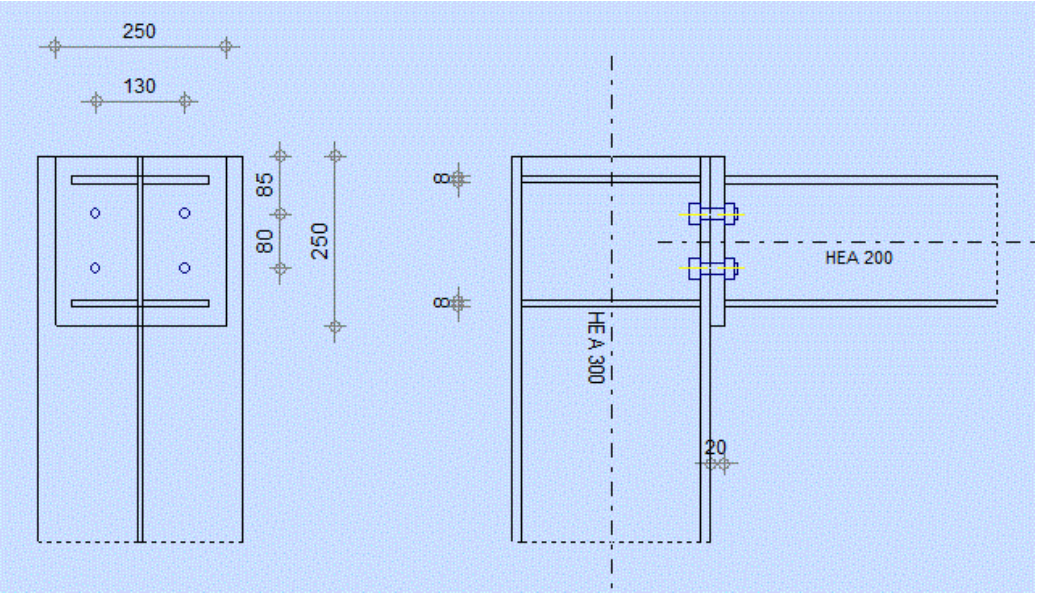
ΚΟΧΛΙΕΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

## Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,59








## 4.3 Σύνδεση Υποστυλώματος - Κύριας Δοκού

Η σύνδεση της δοκού είναι απλή σύνδεση διάτμησης, εφόσον είναι αμφιέρειστη και στα άκρα της υπάρχει μόνο η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ). Επιλέγονται, λοιπόν, απλές κοχλιώσεις τύπου Α, με απλούς κοχλίες, οι διάμετροι των οποίων μεταβάλλονται ανάλογα με την ένταση της κοχλίωσης που ελέγχεται.

- ✓ Έχει υπολογιστεί τέμνουσα στα άκρα της δοκού στην ΟΚΑ (φάση λειτουργίας) VEd=192KN.
- ✓ Η δοκός είναι HEA300 και το υποστύλωμα HEA300.
- ✓ Η σύνδεση διαμορφώνεται με δίτμητους κοχλίες 6Μ16, 6.8
- ✓ Χρησιμοποιούνται ελάσματα σύνδεσης στον κορμό #350.200.10

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 300

| | | | |
|---|---|---|---|
| □ = | -90,0 | [Deg] | ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ |
| $h_c$ = | 290 | [mm] | ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $b_{fc}$ = | 300 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $t_{wc}$ = | 9 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |

□ = -90,0 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$t_{fc}$ = 14 [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c$ = 27 [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c$ = 112,53 [$cm^2$] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{yc}$ = 18263,50 [$cm^4$] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ S355
$f_{yc}$ = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uc}$ = 490,00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 300
□ = 0,0 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b$ = 290 [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b$ = 300 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb}$ = 9 [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb}$ = 14 [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b$ = 27 [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b$ = 112,53 [$cm^2$] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{yb}$ = 18263,50 [$cm^4$] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ S355
$f_{yb}$ = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ub}$ = 490,00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΠΛΑΚΑ

ΤΥΠΟΣ: ΔΙΠΛΕΥΡΟ
$l_p$ = 350 [mm] ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
$h_p$ = 200 [mm] ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
$t_p$ = 10 [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
ΥΛΙΚΟ S355
$f_{yp}$ = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{up}$ = 490,00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΟΧΛΙΕΣ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.
ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 6.8 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d = 16 [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0$ = 18 [mm] Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s$ = 1,57 [$cm^2$] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v$ = 2,01 [$cm^2$] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub}$ = 600,00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
k = 3 ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
w = 2 ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1$ = 40 [mm] ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_2$ = 60 [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$p_1$ = 120 [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_{cp}$ = 5 [mm] Συγκολλήσεις εξωραφής λεπίδας και υποστυλώματος

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

□$_{M0}$ = 1,00 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
□$_{M2}$ = 1,25 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.
$N_{b,Ed}$ = 0,00 [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed}$ = 192,00 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed}$ = 0,00 [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

## ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd}$ = 115,81 [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x}$ = 2,50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx}$ = 0,65 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,65 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x}$ = 86,39 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z}$ = 2,50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz}$ = 1,00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1z}$ = 133,28 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x}$ = 2,50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx}$ = 0,83 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,83 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x}$ = 261,33 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z}$ = 2,50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz}$ = 0,74 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,74 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2z}$ = 232,30 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

## Δυνάμεις κοχλιών στη λεπίδα - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| e = | 249 | [mm] | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ | |
| $M_0$ = | 47,86 | [kN*m] | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_0=M_{b,Ed}+V_{b,Ed}*e$ |
| $F_{Vz}$ = | 32,00 | [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ | $F_{Vz}=\lvert V_{b,Ed}\rvert/n$ |
| $F_{Mx}$ = | 79,76 | [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ | $F_{Mx}=\lvert M_0\rvert*z_i/\Sigma z_i^2$ |
| $F_{x,Ed}$ = | 79,76 | [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed}$ = | 111,76 | [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Rdx}$ = | 86,39 | [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x | $F_{Rdx}=\min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz}$ = | 115,81 | [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{Rdz}=\min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert F_{x,Ed}\rvert \leq F_{Rdx}$ | \|79,76\| < 86,39 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,92) |
| $\lvert F_{z,Ed}\rvert \leq F_{Rdz}$ | \|111,76\| < 115,81 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,97) |

## Έλεγχος διατομής σε απότμηση

ΠΛΑΚΑ

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 12,00 | [$cm^2$] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ |
| $A_{nv}$ = | 13,30 | [$cm^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ |
| $V_{effRd}$ = | 507,80 | [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$ |

$\lvert 0.5*V_{b,Ed}\rvert \leq V_{effRd}$ |96,00| < 507,80 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,19)

ΔΟΚΟΣ

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 9,35 | [$cm^2$] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ |
| $A_{nv}$ = | 15,13 | [$cm^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 9,35 | [cm$^2$] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $V_{effRd}$ = | 493,36 | [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2}$ + $(1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert V_{b,Ed}\rvert \leq V_{effRd}$ | $\lvert 192,00\rvert < 493,36$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,39) |

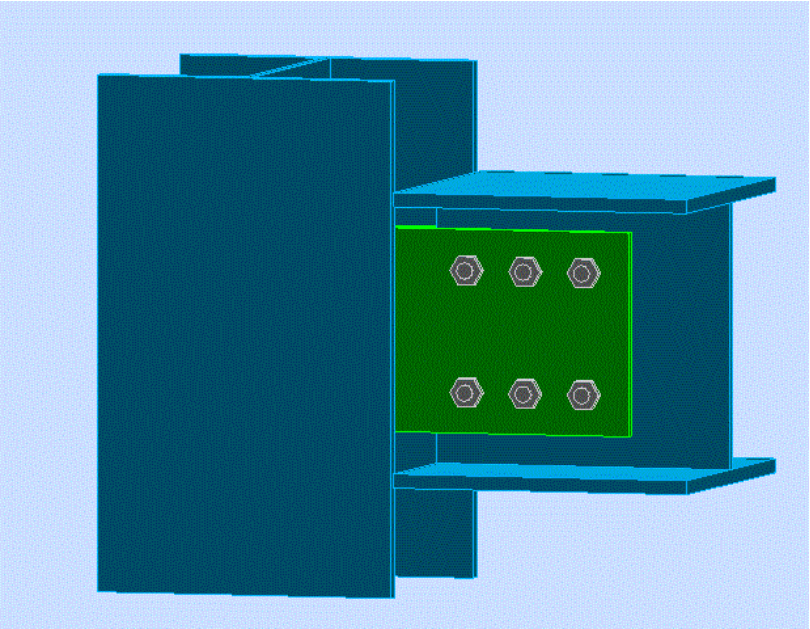
# ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

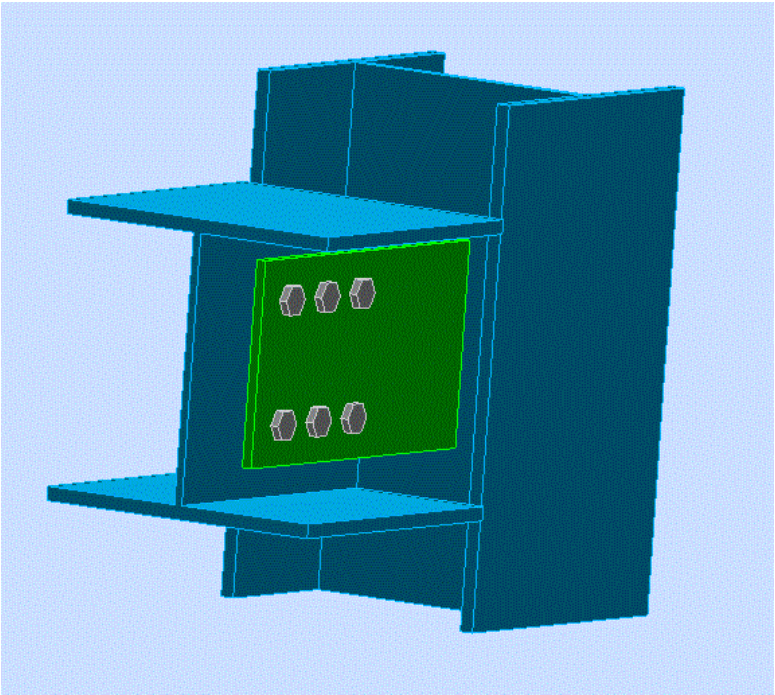
## Συγκολλήσεις εξωραφής λεπίδας και υποστυλώματος

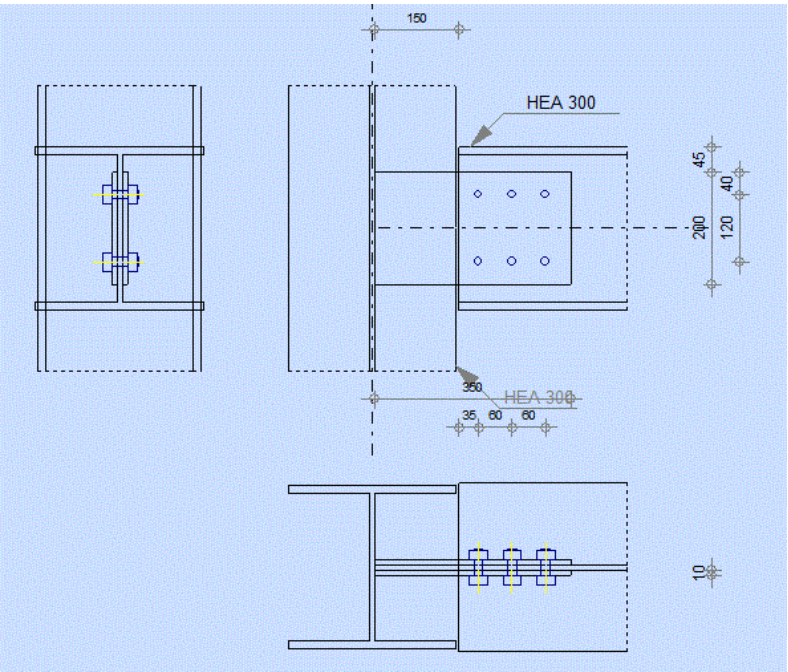
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_s$ = | 10,00 | [cm$^2$] | Εμβαδόν συγκόλλησης | $A_s = h_p*a_{gp}$ |
| $\tau_{II}$ = | 96,00 | [MPa] | ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ | $\tau_{II}=0.25*V_{b,Ed}/A_s$ |
| $\beta_w$ = | 0,90 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ | [ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1] |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\sigma[\sigma_\perp^2+3*(\tau_{II}^2+\tau_\perp^2)] \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ | 166,28 < 435,56 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,38) |

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,97








## 4.4 Σύνδεση Κύριας – Δευτερεύουσας Δοκού

Η σύνδεση της δοκού είναι απλή σύνδεση διάτμησης, εφόσον είναι αμφιέρειστη και στα άκρα της υπάρχει μόνο η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ). Επιλέγονται, λοιπόν, απλές κοχλιώσεις τύπου Α, με απλούς κοχλίες, οι διάμετροι των οποίων μεταβάλλονται ανάλογα με την ένταση της κοχλίωσης που ελέγχεται.

- ✓ Έχει υπολογιστεί τέμνουσα στα άκρα της δοκού στην ΟΚΑ (φάση λειτουργίας) VEd=114KN.
- ✓ Η δευτερεύουσα δοκός είναι HEA200 και η κύρια HEA300.
- ✓ Η σύνδεση διαμορφώνεται με μονότμητους κοχλίες 6M16, 5.6
- ✓ Χρησιμοποιούνται δυο γωνιακά μέλη L120.15

✓ Χρησιμοποιούνται stiffeners, όπως φαίνεται στο σχήμα πάχους 8mm.

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 300

| | | | |
|---|---|---|---|
| □ = | -90,0 | [Deg] | ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ |
| $h_g$ = | 290 | [mm] | ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $b_{fg}$ = | 300 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $t_{wg}$ = | 9 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $t_{fg}$ = | 14 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $r_g$ = | 27 | [mm] | ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $A_p$ = | 112,53 | [$cm^2$] | ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $I_{yp}$ = | 18263,50 | [$cm^4$] | ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |

ΥΛΙΚΟ S355

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{yg}$ = | 355,00 | [MPa] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ |
| $f_{ug}$ = | 490,00 | [MPa] | ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ |

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 200

| | | | |
|---|---|---|---|
| □ = | 0,0 | [Deg] | ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ |
| $h_b$ = | 190 | [mm] | ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $b_b$ = | 200 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $t_{wb}$ = | 7 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $t_{fb}$ = | 10 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $r_b$ = | 18 | [mm] | ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |
| $A_b$ = | 53,83 | [$cm^2$] | ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ |
| $I_{yb}$ = | 3692,15 | [$cm^4$] | ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ |

ΥΛΙΚΟ S355

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{yb}$ = | 355,00 | [MPa] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ |
| $f_{ub}$ = | 490,00 | [MPa] | ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ |

ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

| | | | |
|---|---|---|---|
| $h_1$ = | 15 | [mm] | ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ |
| $h_2$ = | 0 | [mm] | ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ |
| l = | 120 | [mm] | ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ |

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: CAE 120x15

| | | | |
|---|---|---|---|
| $h_k$ = | 120 | [mm] | ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ |
| $b_k$ = | 120 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ |
| $t_{fk}$ = | 15 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ |
| $r_k$ = | 13 | [mm] | ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ |
| $l_k$ = | 150 | [mm] | ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ |

ΥΛΙΚΟ S355

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{yk}$ = | 355,00 | [MPa] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ |
| $f_{uk}$ = | 490,00 | [MPa] | ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ |

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| ΠΟΙΟΤΗΤΑ = | 5.6 | | ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ |
| d = | 16 | [mm] | ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ |
| $d_0$ = | 18 | [mm] | Διάμετρος οπής κοχλία |
| $A_s$ = | 1,57 | [$cm^2$] | ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ |
| $A_v$ = | 2,01 | [$cm^2$] | ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ |
| $f_{ub}$ = | 500,00 | [MPa] | ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ |
| k = | 2 | | ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ |
| w = | 3 | | ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ |
| $e_1$ = | 25 | [mm] | ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ |
| $p_2$ = | 50 | [mm] | ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ |
| $p_1$ = | 50 | [mm] | ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ |

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_{ga}$ = 5 [mm] Συγκολλήσεις εξωραφής γωνιακού και κύριας δοκού

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

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

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

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{b,Ed}$ = 0,00 [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{b,Ed}$ = 114,00 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{b,Ed}$ = 0,00 [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd}$ = 96,51 [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

**ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ**

Διεύθυνση x

$k_{1x}$ = 2,19 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,19 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx}$ = 0,46 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,46 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x}$ = 41,31 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z}$ = 2,19 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,19 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz}$ = 0,56 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,56 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1z}$ = 49,58 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x}$ = 2,19 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,19 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx}$ = 0,56 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,56 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x}$ = 228,81 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z}$ = 2,19 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,19 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz}$ = 0,46 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,46 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2z}$ = 190,68 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| e = | 69 | [mm] | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ | |
| $M_0$ = | 7,89 | [kN*m] | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_0=M_{b,Ed}+V_{b,Ed}*e$ |
| $F_{Vz}$ = | 19,00 | [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ | $F_{Vz}=\lvert V_{b,Ed}\rvert/n$ |
| $F_{Mx}$ = | 28,71 | [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ | $F_{Mx}=\lvert M_0\rvert*z_i/\Sigma z_i^2$ |
| $F_{x,Ed}$ = | 28,71 | [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed}$ = | 33,35 | [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Rdx}$ = | 41,31 | [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x | $F_{Rdx}=\min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz}$ = | 49,58 | [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{Rdz}=\min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert F_{x,Ed}\rvert \leq F_{Rdx}$ | \|28,71\| < 41,31 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,69) |
| $\lvert F_{z,Ed}\rvert \leq F_{Rdz}$ | \|33,35\| < 49,58 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,67) |

Έλεγχος διατομής σε απότμηση

ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 7,95 | [cm$^2$] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv}$ = | 12,00 | [cm$^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd}$ = | 401,77 | [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert 0.5*V_{b,Ed}\rvert \leq V_{effRd}$ | \|57,00\| < 401,77 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,14) |

ΔΟΚΟΣ

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 3,12 | [cm$^2$] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv}$ = | 5,52 | [cm$^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd}$ = | 174,39 | [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert V_{b,Ed}\rvert \leq V_{effRd}$ | \|114,00\| < 174,39 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,65) |

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

Συγκολλήσεις εξωραφής γωνιακού και κύριας δοκού

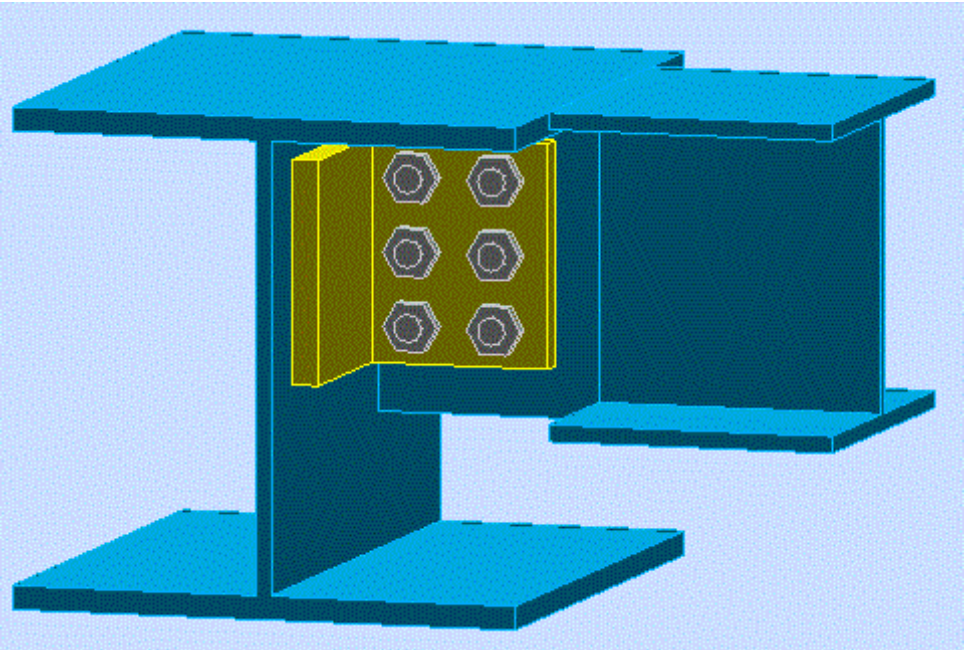
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_s$ = | 19,50 | [cm$^2$] | ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ | |
| $I_0$ = | 1186,07 | [cm$^4$] | ΠΟΛΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ | |
| $\sigma_{Fz}$ = | 29,23 | [MPa] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ | $\sigma_{Fz}=V_{b,Ed}/A_s$ |
| $\sigma_{Mx}$ = | 40,00 | [MPa] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗΣ ΛΟΓΩ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ | $\sigma_{Mx}=M_0*z_i/I_0$ |
| $\sigma_{Mz}$ = | 35,70 | [MPa] | ΤΑΣΗ ΜΕΛΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Ζ | $\sigma_{Mz}=M_0*x_i/I_0$ |
| $\sigma_N$ = | 0,00 | [MPa] | ΤΑΣΗ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ | $\sigma_N=0.5*N_{b,Ed}/A_s$ |
| $\sigma_M$ = | 0,00 | [MPa] | ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΚΑΜΨΗΣ | $\sigma_N=0.5*M_{b,Ed}/W_s$ |
| $\sigma$ = | 0,00 | [MPa] | | $\sigma=\sigma_N+\sigma_M$ |
| $\beta_w$ = | 0,90 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ | [ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1] |
| $f_{vw,d}$ = | 251,47 | [MPa] | | $f_{vw,d} = f_u/(\sqrt{3}*\beta_w*\gamma_{M2}$ |

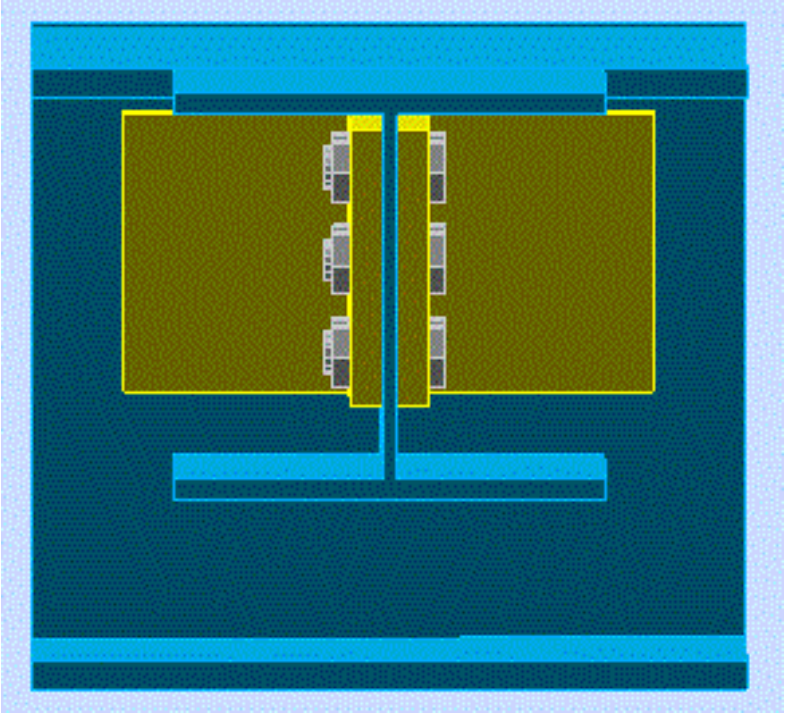
| | | | |
|---|---|---|---|
| $\sigma[\sigma^2+(\sigma_{Mx})^2+(\sigma_{Fz}+\sigma_{Mz})^2] \leq f_{vw,d}$ | 49,54 < 251,47 | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0,35) |

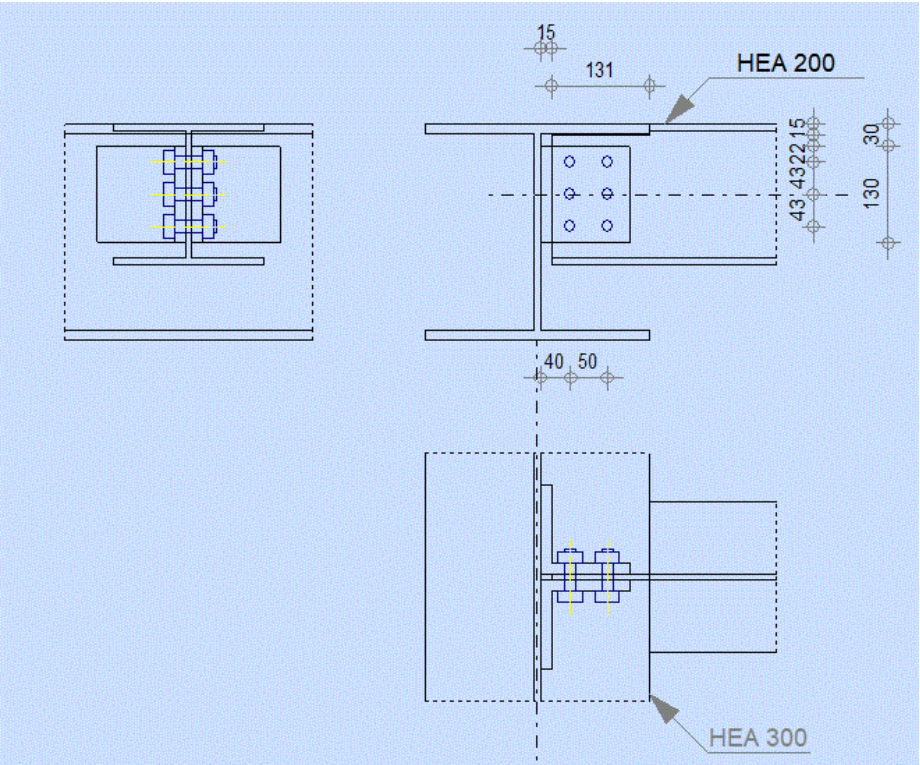
ΣΧΟΛΙΑ

| | |
|---|---|
| ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΟΛΥ ΜΙΚΡΟ | 120 [mm] < 131 [mm] |
| ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΕΙΝΑΙ ΜΕΓΑΛΥΤΕΡΟ ΑΠΟ ΤΟ ΥΨΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ | 150 [mm] > 134 [mm] |
| Η ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΚΡΟΥ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΟΛΥ ΜΙΚΡΗ | 10 [mm] < 18 [mm] |
| Η ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΚΡΟΥ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΚΑΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΟΛΥ ΜΙΚΡΗ | 10 [mm] < 18 [mm] |

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ** ΛΟΓΟΣ 0,69








## 4.5 Διαμόρφωση Βάσης Υποστυλώματος

Έχει επιλεγεί να διαμορφωθεί αρθρωτή έδραση του υποστυλώματος και συνεπώς, η βάση πρέπει να παραλάβει κάποια τέμνουσα και αξονική θλιπτική δύναμη. Η βάση αυτή διαμορφώνεται από την μεταλλική πλάκα έδρασης, μια στρώση σκυροδέματος καθαριότητας, τα αγκύρια και φυσικά την βάση του υποστυλώματος, το θεμέλιο δηλαδή. Ενδεικτικά ελέγχονται τα εξής μέρη:

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ**
**ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ**

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 300

| | | | |
|---|---|---|---|
| $L_c$ = | 4,00 | [m] | ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| a = | 0,0 | [Deg] | ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ |
| $h_c$ = | 290 | [mm] | ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $b_{fc}$ = | 300 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $t_{wc}$ = | 9 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $t_{fc}$ = | 14 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $r_c$ = | 27 | [mm] | ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $A_c$ = | 112,53 | [$cm^2$] | ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |
| $I_{yc}$ = | 18263,50 | [$cm^4$] | ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ |

ΥΛΙΚΟ S355

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{yc}$ = | 355,00 | [MPa] | ΑΝΤΟΧΗ |
| $f_{uc}$ = | 490,00 | [MPa] | ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ |

**ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $l_{pd}$ = | 500 | [mm] | ΜΗΚΟΣ |
| $b_{pd}$ = | 500 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ |
| $t_{pd}$ = | 25 | [mm] | ΠΑΧΟΣ |

ΥΛΙΚΟ S355

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{ypd}$ = | 355,00 | [MPa] | ΑΝΤΟΧΗ |
| $f_{upd}$ = | 490,00 | [MPa] | ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ |

**ΑΓΚΥΡΩΣΗ**

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| ΠΟΙΟΤΗΤΑ = | 8.8 | | ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ |
| $f_{yb}$ = | 640,00 | [MPa] | ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ |
| $f_{ub}$ = | 800,00 | [MPa] | ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ |
| d = | 20 | [mm] | ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ |
| $A_s$ = | 2,45 | [$cm^2$] | ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ |
| $A_v$ = | 3,14 | [$cm^2$] | ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ |
| $n_V$ = | 2 | | ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ |
| $n_H$ = | 2 | | ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ |
| $e_H$ = | 150 | [mm] | ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ |
| $e_V$ = | 150 | [mm] | ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ |

**ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ**

| | | |
|---|---|---|
| $L_1$ = | 60 | [mm] |
| $L_2$ = | 400 | [mm] |
| $L_3$ = | 120 | [mm] |

**ΠΛΑΚΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $l_p$ = | 100 | [mm] | ΜΗΚΟΣ |
| $b_p$ = | 100 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ |
| $t_p$ = | 10 | [mm] | ΠΑΧΟΣ |

ΥΛΙΚΟ S355

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_y$ = | 355,00 | [MPa] | ΑΝΤΟΧΗ |

**ΔΑΚΤΥΛΙΟΣ**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $l_{wd}$ = | 50 | [mm] | ΜΗΚΟΣ |
| $b_{wd}$ = | 60 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ |
| $t_{wd}$ = | 10 | [mm] | ΠΑΧΟΣ |

**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ**

| | | |
|---|---|---|
| $g_{M0}$ = | 1,00 | ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ |
| $g_{M2}$ = | 1,25 | ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ |
| $g_C$ = | 1,50 | ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ |

**ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

| | | | |
|---|---|---|---|
| L = | 800 | [mm] | ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ |
| B = | 800 | [mm] | ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ |
| H = | 700 | [mm] | ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ |

**ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C25/30

$f_{ck}$ = 25,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

**ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $t_g$ = | 30 | [mm] | ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ) |
| $f_{ck,g}$ = | 12,00 | [MPa] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ |
| $C_{f,d}$ = | 0,30 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ |

**ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ**

$a_p$ = 5 [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

**ΦΟΡΤΙΑ**

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

| | | | |
|---|---|---|---|
| $N_{j,Ed}$ = | -2435,68 | [kN] | ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ |
| $V_{j,Ed,y}$ = | 10,00 | [kN] | ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ |
| $V_{j,Ed,z}$ = | 10,00 | [kN] | ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ |

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

**ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ**

**ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

$f_{cd}$ = 16,67 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j$ = 17,78 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΒΑΣΕΩΣ [6.2.5.(7)]

$c = t_p$ Ö($f_{yp}$/(3*$f_j$*$g_{M0}$))

c = 64 [mm] ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΖΩΝΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ [6.2.5.(4)]

$b_{eff}$ = 143 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ [6.2.5.(3)]

$l_{eff}$ = 429 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ [6.2.5.(3)]

$A_{c0}$ = 613,46 [$cm^2$] ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1}$ = 3431,97 [$cm^2$] ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}$*Ö($A_{c1}/A_{c0}$) £ 3*$A_{c0}*f_{cd}$

$A_{c1}$ = 3431,97 $cm^2$ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ EN 1992-1:[6.7.(3)]

$b_j$ = 0,67 ΘΛΙΠΤΙΚΟΣ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = b_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

$f_{jd}$ = 26,28 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 1409,80 [$cm^2$] ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 3705,03 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

**ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 3705,03 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

**<u>ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ</u>**

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ £ 1,0 (6.24) 0,66 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,66)

**<u>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</u>**

**ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ**

**ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$**

$a_{d,y}$ = 2,65 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$a_{b,y}$ = 1,00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ $F_{1,vb,Rd}$ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$k_{1,y}$ = 2,50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*a_{b,y}*f_{up}*d*t_p / g_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 490,00 kN ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

**ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$**

$a_{d,z}$ = 2,65 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$a_{b,z}$ = 1,00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ $F_{1,vb,Rd}$ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$k_{1,z}$ = 2,50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*a_{b,z}*f_{up}*d*t_p / g_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 490,00 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

**ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ**

$a_b$ = 0,25 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb}$ = 3,14 [$cm^2$] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.2.2.(7)]

$f_{ub}$ = 800,00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [6.2.2.(7)]

$g_{M2}$ = 1,25 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = a_b*f_{ub}*A_{vb}/g_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ [6.2.2.(7)]

$a_M$ = 2,00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s}$ = 0,75 [kN*m] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.2.2]

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $a_M$ = | 2,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ | CEB [9.3.2.2] |
| $l_{sm}$ = | 53 | [mm] | ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ | CEB [9.3.2.2] |
| $g_{Ms}$ = | 1,20 | | ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | CEB [3.2.3.2] |

$F_{v,Rd,sm} = a_M*M_{Rk,s}/(l_{sm}*g_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

**ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $N_{Rk,c}$ = | 119,60 | [kN] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ | CEB [9.2.4] |
| $k_3$ = | 2,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ | CEB [9.3.3] |
| $g_{Mc}$ = | 2,16 | | ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | CEB [3.2.3.1] |

$F_{v,Rd,cp} = k_3*N_{Rk,c}/g_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp}$ = 110,74 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rk,c,y}^0$ = | 452,97 | [kN] | ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ | CEB [9.3.4.(a)] |
| $y_{A,V,y}$ = | 0,67 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ | CEB [9.3.4] |
| $y_{h,V,y}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ | CEB [9.3.4.(c)] |
| $y_{s,V,y}$ = | 0,90 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ | CEB [9.3.4.(d)] |
| $y_{ec,V,y}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ | CEB [9.3.4.(e)] |
| $y_{a,V,y}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ | CEB [9.3.4.(f)] |
| $y_{ucr,V,y}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ | CEB [9.3.4.(g)] |
| $g_{Mc}$ = | 2,16 | | ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | CEB [3.2.3.1] |

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0*y_{A,V,y}*y_{h,V,y}*y_{s,V,y}*y_{ec,V,y}*y_{a,V,y}*y_{ucr,V,y}/g_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y}$ = 125,83 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rk,c,z}^0$ = | 452,97 | [kN] | ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ | CEB [9.3.4.(a)] |
| $y_{A,V,z}$ = | 0,67 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ | CEB [9.3.4] |
| $y_{h,V,z}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ | CEB [9.3.4.(c)] |
| $y_{s,V,z}$ = | 0,90 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ | CEB [9.3.4.(d)] |
| $y_{ec,V,z}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ | CEB [9.3.4.(e)] |
| $y_{a,V,z}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ | CEB [9.3.4.(f)] |
| $y_{ucr,V,z}$ = | 1,00 | | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ | CEB [9.3.4.(g)] |
| $g_{Mc}$ = | 2,16 | | ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | CEB [3.2.3.1] |

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0*y_{A,V,z}*y_{h,V,z}*y_{s,V,z}*y_{ec,V,z}*y_{a,V,z}*y_{ucr,V,z}/g_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z}$ = 125,83 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$C_{f,d}$ = 0,30 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed}$ = 2435,68 [kN] ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d}*N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ = 730,70 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ [6.2.2.(6)]

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd,y} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,y},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 826,45 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y}$ £ 1,0 0,01 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,z},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 826,45 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z}$ £ 1,0 0,01 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z}$ £ 1,0 0,02 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,02)

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$s_\wedge$ = 151,34 [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.(7)]

$t_\wedge$ = 151,34 [MPa] ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$t_{yII}$ = 1,69 [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$t_{zII}$ = 3,82 [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$b_W$ = 0,90 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$s_\wedge / (0.9*f_u/g_{M2})$ £ 1.0 (4.1) 0,43 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,43)

Ö$(s_\wedge^2 + 3.0\ (t_{yII}^2 + t_\wedge^2)) / (f_u/(b_W*g_{M2})))$ £ 1.0 (4.1) 0,69 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,69)

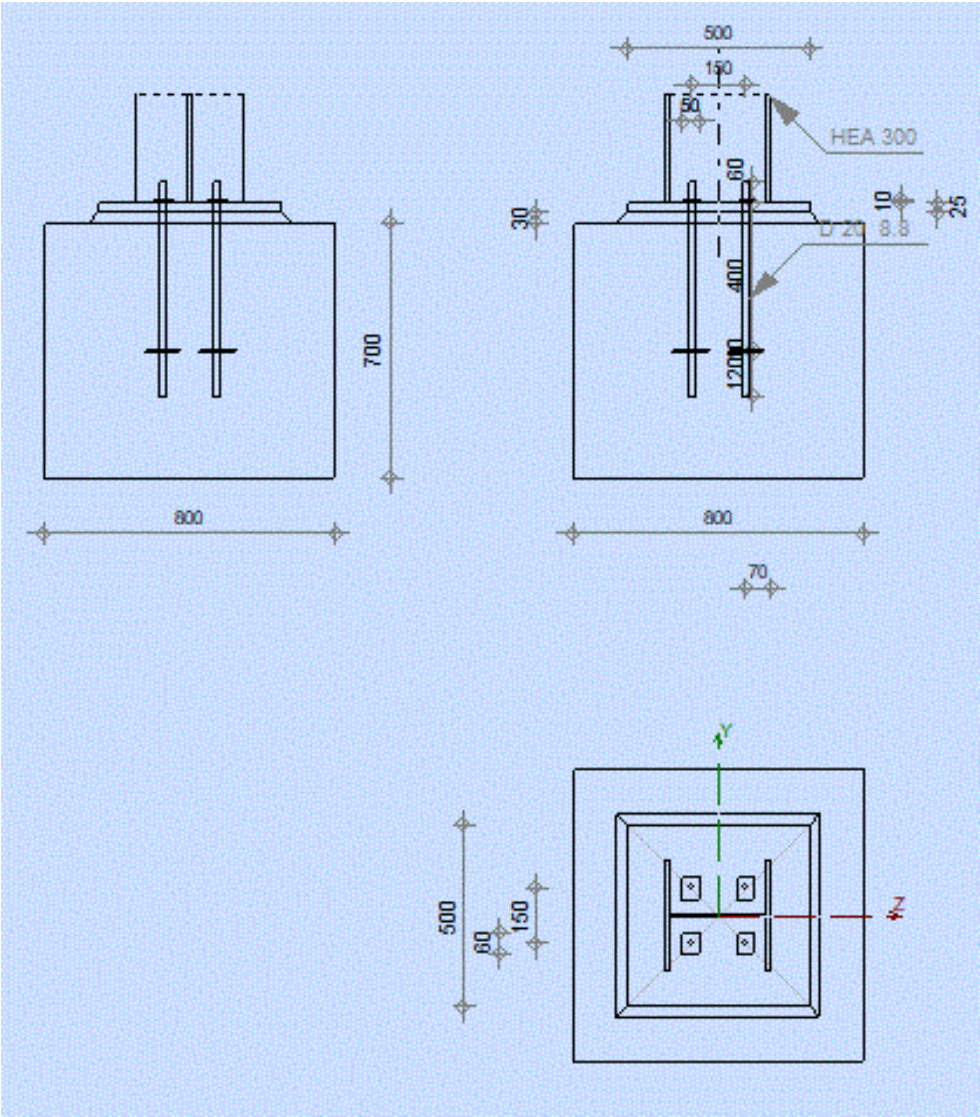
Ö$(s_\wedge^2 + 3.0\ (t_{zII}^2 + t_\wedge^2)) / (f_u/(b_W*g_{M2})))$ £ 1.0 (4.1) 0,70 < 1,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,70)

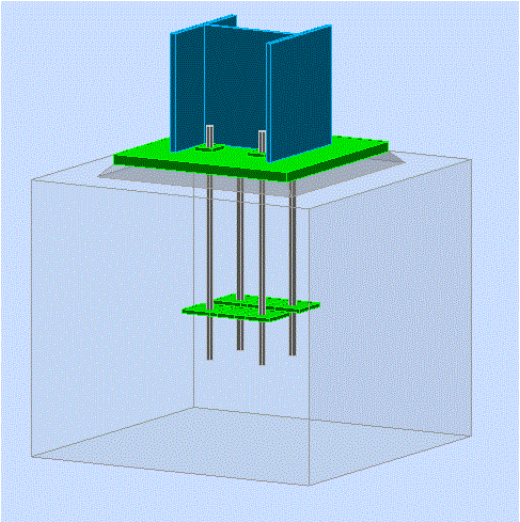
ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

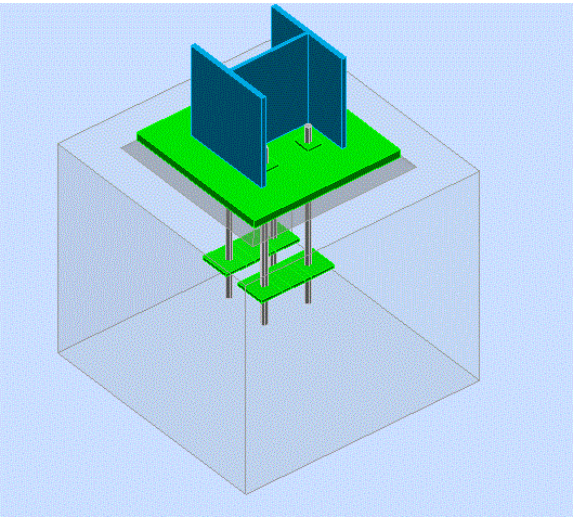
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

## ✓ Σχέδιο Σύνδεσης Βάσης Υποστυλώματος


500
150
50
HEA 300
60
10
25
30
D 20 8.8
400
1200
700
800
800
70
Y
Z
500
60
150





# 5 Υπολογισμός Κόστους κατασκευής

Στο κεφάλαιο αυτό υπολογίζεται το βάρος του συνολικού φορέα και προσεγγίζεται απλοποιητικά το κόστος του σκελετού της κατασκευής.

## 5.1 Κόστος χάλυβα Κατασκευής

Αρχικά υπολογίζουμε το κόστος του χάλυβα θεωρώντας ένα μέσο κόστος ανά Kg ίσο με 2,00€. Ταυτόχρονα ανατρέχουμε στο λογισμικό ανάλυσης tables>quantities και διαβάζουμε τον πίνακα με τις ποσότητες/βάρη του χάλυβα.
Έτσι, προκύπτει το βάρος του χάλυβα της κατασκευής. Είναι:

ΧΑΛΥΒΑΣ

| | | | |
|---|---|---|---|
| Συνολική Επιφάνεια | = | 880,00 | $m^2$ |
| Μάζα συνολική (kg) | = | 58235,00 | kg |
| βάρος χάλυβα | = | 66,17 | $kg/m^2$ |
| κόστος Kg χάλυβα | = | 2,00 | €/kg |
| Συνολικό Κόστος | = | 114218 | € |

Συνολικό βάρος χάλυβα 66,17$\boldsymbol{kg/m^2}$
Κόστος χάλυβα/kg=2,00€/kg
Συνολικό Κόστος Χάλυβα: $K_s$=116.470€

# 6 Συμπεράσματα

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του κτιρίου, το σημαντικότερο συμπέρασμα υπήρξε πως ο σεισμός αποτελεί την κρίσιμη δράση για την διαστασιολόγηση των μελών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, όπως επίσης πως ο άνεμος δεν αποτελεί κρίσιμη δράση για ένα τέτοιο κτίριο.

Ο κρίσιμος συνδυασμός για τις δοκούς των ορόφων είναι ο 1,35G+1.5Q ενώ για τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας ο σεισμικός συνδιασμός.

Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση σε συνθήκες σεισμου.

Τα μεταλλικά κτίρια είναι πιο ευέλικτες κατασκευές, τόσο όσον αφορά τη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων, από αντίστοιχα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος.Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ίδιου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικό υλικό.

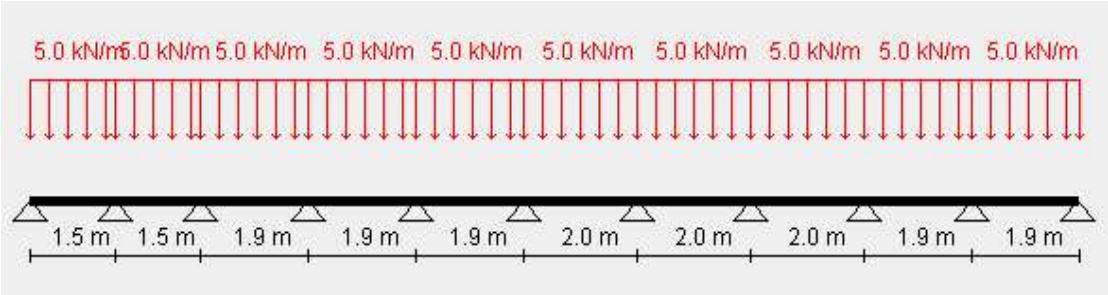
Τα μεταλλικά κτίρια μπορούν να κατασκευάζονται σε μια αρκετά σύντομη χρονική περίοδο λόγω της τυποποίησης των διατομών και του υψηλού ποσοστού προκατασκευής των μελών τους.

# 7 Βιβλιογραφία


1) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4) Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5) Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6) EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
7) EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
8) EN1991-1-2, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Fire Loads», CEN, 2004
9) EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
10) EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
11) EN1992-4-1, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, General»
12) EN1992-4-2, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, Headed Fasteners»
13) EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
14) EN1993-1-2, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-2: Structural Fire Design»
15) EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
16) EN1993-1-13, Eurocode 3: “Steel beams with large web openings”, working draft March 2016.
17) EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
18) EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
19) Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 71/88)
20) The Steel Construction Institute, «Joints in steel construction: simple Joints to Eurocode 3», Publication P358
21) Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
22) Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.
23) Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr)».
24) Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer».
25) Δημήτριος Κ. Αναστασίου, «Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος Βαγιαζήτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου», Αθήνα 2016.
26) Ντάσκα Άννα Θ., «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας», Αθήνα 2015.
27) Autodesk Robot Stuctural Analysis Professional Training Manual, 2010

# 8 Παράρτημα

1. GEOMETRY




2. LOADS

Self weight : 2.71 kN/m²
Aditional dead load : 3.5 kN/m²

Live loads : q kN/m²

| | |
|---|---|
| Span 1 | q = 5 |
| Span 2 | q = 5 |
| Span 3 | q = 5 |
| Span 4 | q = 5 |
| Span 5 | q = 5 |
| Span 6 | q = 5 |
| Span 7 | q = 5 |
| Span 8 | q = 5 |
| Span 9 | q = 5 |
| Span 10 | q = 5 |

PARTIAL SAFETY FACTORS FOR LOADS

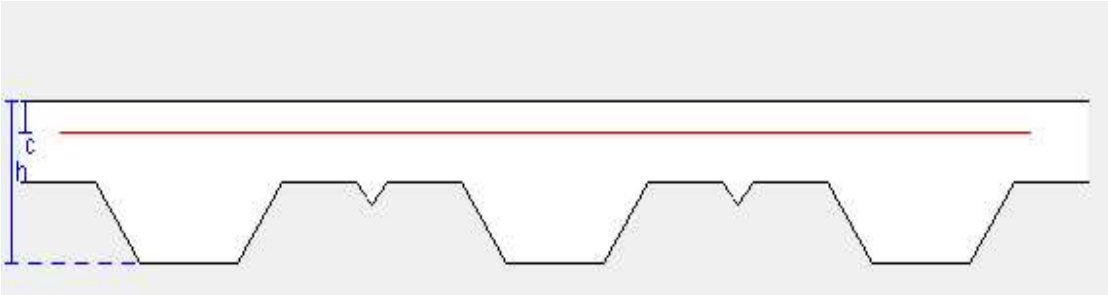
Dead loads: $\gamma_G = 1.35$
Live loads : $\gamma_Q = 1.5$

3. General data

Thickness of profiled steel sheeting t = 0.80 mm
Quality of profiled steel Fe320G
Slab thickness h = 0.15 m
Type of concrete C25/30
Type of reinforcement steel S500s
Distance from the steel reinforcement in tension to the extreme fibre of the composite slab in tension es = 0.03 m
Cross-sectional area of reinforcement As = 2.513 cm ² / m
Diameter of reinforcement steel Φ 8 mm per d = 20 cm

4. PARTIAL SAFETY FACTORS FOR MATERIALS

$\gamma_{M1}$ = 1.10
$\gamma_c$ = 1.5
$\gamma_s$ = 1.15

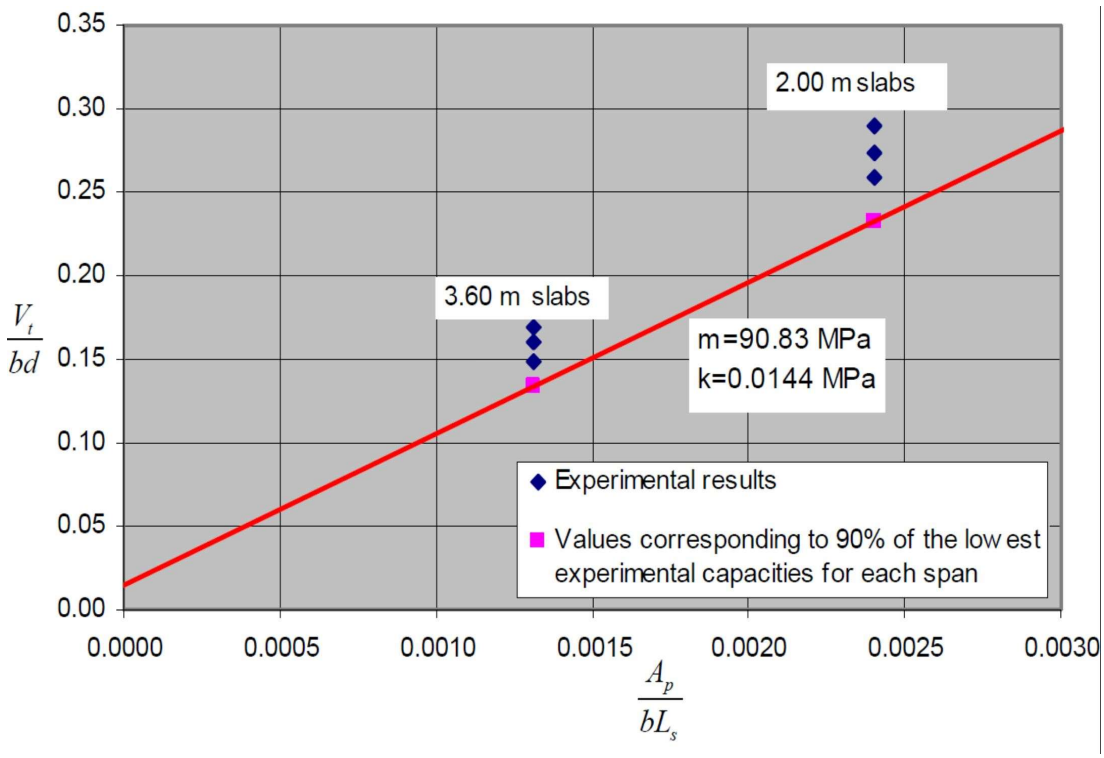



5. MOMENTS OF INERTIA

Construction phase EJ = 246.399 kNm²/m
Composite phase EJ = 3490.747 kNm²/m

6. EXPERIMENTALY DETERMINED COEFFICIENTS

m = 90.83
k = 0.0144



## 7. BENDING AND SHEAR STRENGTHS

### i) Steel profile

Positive design moment $M^{+}_{Rd,S}$ (kNm)

| | |
|---|---|
| Span 1 | 6.83 |
| Span 2 | 6.83 |
| Span 3 | 6.83 |
| Span 4 | 6.83 |
| Span 5 | 6.83 |
| Span 6 | 6.83 |
| Span 7 | 6.83 |
| Span 8 | 6.83 |
| Span 9 | 6.83 |
| Span 10 | 6.83 |

Negative design moment $M^{-}_{Rd,S}$ (kNm)

| | |
|---|---|
| Support 1 | 5.36 |
| Support 2 | 5.37 |
| Support 3 | 5.38 |
| Support 4 | 5.38 |
| Support 5 | 5.39 |
| Support 6 | 5.39 |
| Support 7 | 5.39 |
| Support 8 | 5.39 |
| Support 9 | 5.38 |

### ii) Composite cross-section

Positive design moment $M^{+}_{plRd}$= 26.39 kNm

Negative design moment $M^{-}_{plRd}$= 11.59 kNm

Shear strength $V_{Rd2}$= 29.13 kN

Longitudinal shear stength $V_{lRd}$ (kN)

| | |
|---|---|
| Span 1 | 30.64 |
| Span 2 | 34.32 |
| Span 3 | 27.35 |
| Span 4 | 27.35 |
| Span 5 | 27.35 |
| Span 6 | 26.05 |
| Span 7 | 26.05 |
| Span 8 | 26.05 |
| Span 9 | 27.35 |
| Span 10 | 24.45 |

## 8. NORMS

- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1.1:
  General actions - densities, self-weight, imposed loads for buildings (ENV 1991-2-1:1995)

- Eurocode 1: Acrions on structures - Part 1.2:
  Actions on structures exposed to fire (ENV 1991-2-2:1995)

- Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1.3:
  General rules - supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting (ENV 1993-1-3:1996)

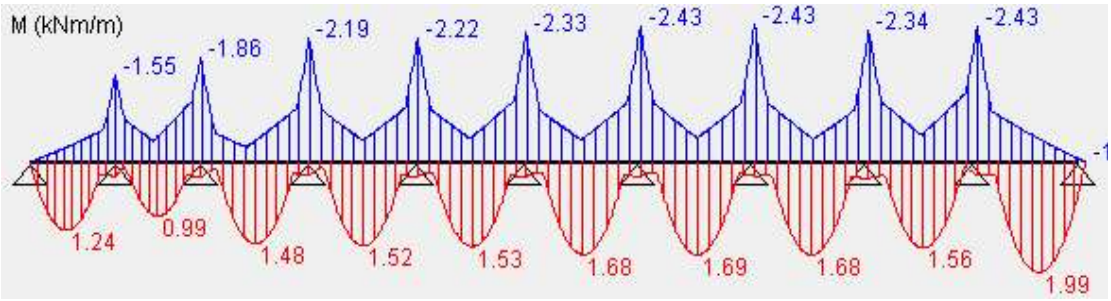
- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1:
  General rules and rules for buildings (ENV 1994-1-1:1992)

- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2
  General rules - Structural fire design (ENV 1994-1-2:1994)

- ENV 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1:
  General rules and rules for buildings

9. CONSTRUCTION PHASE CHECKS

i) Bending check



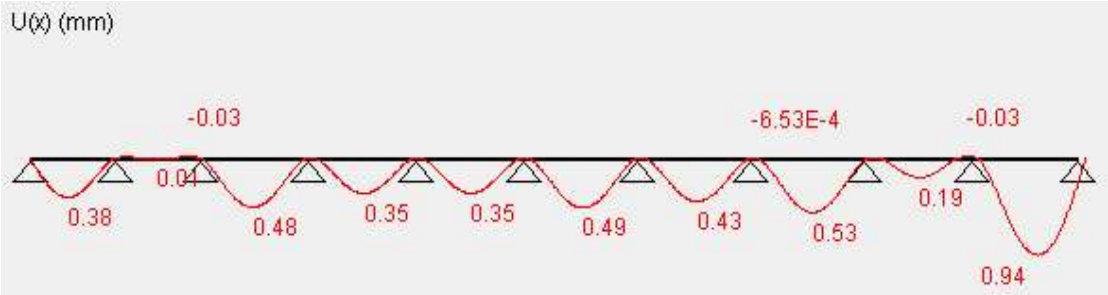

Load combination : $\gamma_G G_p + (\gamma_G G_c + \gamma_Q 0.75) + \gamma_Q Q_{constr}$

Where the load $Q_{const}$ is the construction load. It is a uniformly distributed load of 1.5 kN/m² applied on a 3m X 3m area (or on the entire span length, if it less than 3m) and a uniformly distributed load of 0.75 kN/m² applied on the remaining area.

The bending check is fulfilled!

The coefficient of cross-section usage is: 0.45 < 1.00

ii) Deflections check




Deflections calculated for G

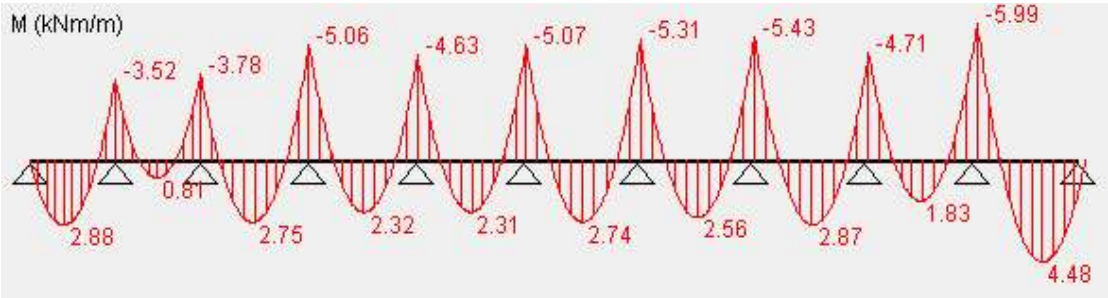
Limiting deflection: L/180 or 20mm

The deflections check is fulfilled!

The coefficient of cross-section usage is: 0.08 < 1.00

10. COMPOSITE SLAB CHECKS

i) Bending moments check

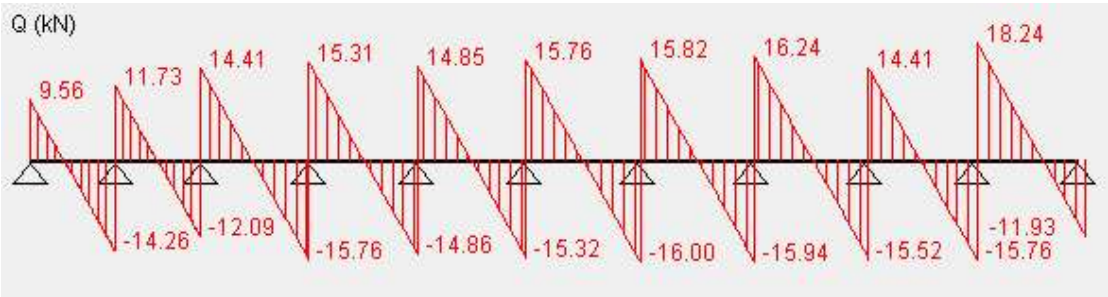



Load combination : $\gamma_G ( G + G_{add.\ dead\ load} ) + \gamma_Q\ Q$

The bending moments check is fulfilled!

The coefficient of cross-section usage is: 0.51 < 1.00

ii) Vertical and Longitudinal shear check




Load combination : $\gamma_G ( G + G_{add.\ dead\ load} ) + \gamma_Q\ Q$

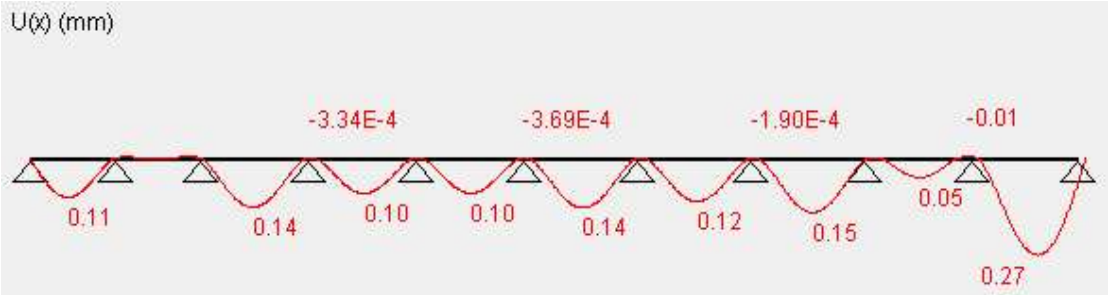
The vertical shear check is fulfilled!

The coefficient of cross-section usage is: 0.62 < 1.00

The longitudinal shear check is fulfilled!

The coefficient of cross-section usage is: 0.74 < 1.00

iii) Deflections check




Deflections calculated for G + Q

Limiting deflection: L/250

The diflections check is fulfilled!

The coefficient of cross-section usage is: 0.03 < 1.00

11. Fire resistance check

Information and data for calculations:

$t_{req}$= 30
Has not selected reinforcement in the lowet flange

i) Thermal insulation

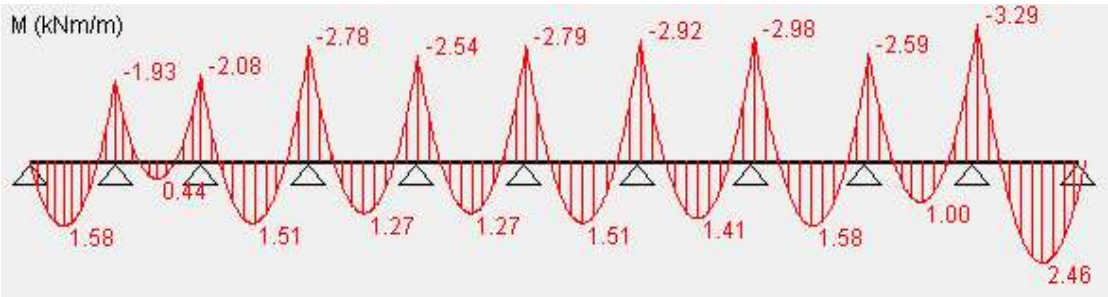
In accordance with the insulaion criteria, the temprature rise on the top surface of the slab should not exceed an average value of 140 °C or a maximum of 180 °C

$t_i > t_{req}$ - check fulfilled!

ii) Effective thickness check:

$h_{eff} > h_{eff,min}$ - check fulfilled!

iii) Bending check




Load combination: G + $\Psi_2$Q
$M_{fi,rd} > M_{fi,d}$ - check fulfilled!
Utilization coefficient: 0.27

---

The program SYMDECK DESIGNER developed in the Department of Civil Engineering of the University of Thessaly, Greece (UTH) within the research project "DESIGN LOADS FOR COMPOSITE SLABS WITH PROFILED STEEL SHEETING" which was funded by Elastron S.A

Project team:

| | |
|---|---|
| Project leader: | E. Mistakidis, Professor of Structural Analysis, Director of the Laboratory of Structural Analysis and Design, email: emistaki@uth.gr, tel. +30-24210-74171, mob. +30-697-4718682 |
| Leader of the experimental project: | P. Perdikaris, Professor of Reinforced Concrete Structures, Director of the Laboratory of Concrete Technology and Reinforced Concrete Structures, email: filperd@uth.gr, tel.+30-24210-74151 |
| Software Development: | K. Dimitriadis, Civil Engineer UTH Greece, email: kdimitriadis@gmail.com kyriakos@dimitriadis.se, tel. +46704568911 |
| Scientific personnel: | Dr. O. Panagouli, Civil Engineer NTUA Greece, Dr. K. Tzaros, Civil Engineer UTH, A. Giannopoulos, Civil Engineer UTH, K. Papachristou, Civil Engineer UTH Dr. Daphne Pantousa, Civil Engineer UTH |

Symdeck Designer - v2.0 Copyright (C) 2005-2016

## Preliminary Design Note

### DATA

**General parameters** — **COMPOSITE BEAM**

**Main span** — **L = 7.000 m**

**Intermediate beam**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Width on the left | $L_1$ = 2.000 m | Max. participating width | $L_1$ = 1.000 m |
| Width on the right | $L_2$ = 2.000 m | Max. participating width | $L_2$ = 1.000 m |

**Slab**

**Slab with profiled sheeting** — Total thickness = 15.00 cm

**Profiled steel sheeting ""** , perpendicular to the beam
(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; $b_1$ = 50.0 mm ; $b_2$ = 92.0 mm ; t = 0.8 mm ;
$f_y$ = 320 N/mm$^2$ ; M = 0.00 kg/m$^2$)

Sheeting not interrupted at beam

**Section** — **HE 200 A - S355 M/ML**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $h_t$ | = | 190.0 mm | A | = | 53.83 cm$^2$ |
| $b_f$ | = | 200.0 mm | $A_v$ | = | 18.08 cm$^2$ |
| $t_w$ | = | 6.5 mm | $I_y$ | = | 3692.16 cm$^4$ |
| $t_f$ | = | 10.0 mm | $I_z$ | = | 1335.51 cm$^4$ |
| r | = | 18.0 mm | $I_t$ | = | 20.98 cm$^4$ |
| | | | $I_w$ | = | 108000.00 cm$^6$ |
| | | | $W_{el.y}$ | = | 388.65 cm$^3$ |
| | | | $W_{pl.y}$ | = | 429.48 cm$^3$ |

**Materials**

**Steel** — E = 210000 N/mm$^2$
$\rho$ = 7850 kg/m$^3$

Steel grade S355 M/ML - Reduction of fy with thickness according to EC3

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| *Databases 2017_01* | Flanges | $f_{yf}$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | Web | $f_{yw}$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | Section | $f_y$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | | $\varepsilon$ | = | 0.814 |

**Concrete slab C20/25**

$f_{ck}$ = 20 N/mm$^2$

$E_{cm}$ = 29962 N/mm$^2$

Modular ratio for LONG TERM $C_{eq}$ = 21.99

Modular ratio for SHORT TERM $C_{eq}$ = 7.01

Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon$ =300.10$^{-6}$

Density of the concrete (slab) $\rho$ = 25.00 kN/m$^3$

**Reinforcement steel** $f_{yk}$ = 500 N/mm$^2$

**Connection** **Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125**

$\phi$ = 19.0 mm
h = 125.0 mm
$f_y$ = 350.0 N/mm$^2$
$f_u$ = 450.0 N/mm$^2$

Main span L = 7.000 m e = 0.188 m n = 2 row(s)

Total number of connectors : 74

**Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports**

**Propping in the construction stage** No propping

**Loads**

**Loads at construction stage**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Permanent loads (g)** | Dead weight of the profile | 0.42 kN/m | |
| | Dead weight of the slab ( 2.74 kN/m$^2$) | | 5.48 kN/m |
| **Construction load ($Q_c$)** | $Q_c$ = 0.75 kN/m$^2$ | 1.50 kN/m | |

**Loads at final stage**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Permanent loads** | Dead weight of the profile | | 0.42 kN/m |
| | Dead weight of the slab ( 2.74 kN/m$^2$) | | 5.48 kN/m |
| Span | Line load : | $x_o$ = 0.00 m | $q_o$ = 7.00 kN/m |
| | | $x_e$ = 7.00 m | $q_e$ = 7.00 kN/m |

**Live load case n° 1** ( $\psi_0$ = 0.50)

| Span | Line load : | $x_o$ = 0.00 m | $q_o$ = 10.00 kN/m |
|---|---|---|---|
| | | $x_e$ = 7.00 m | $q_e$ = 10.00 kN/m |

**Partial Factors**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Permanent loads | $\gamma_{G.sup}$ = 1.35 | | Structural steel | $\gamma_{M0}$ | = 1.00 |
| | $\gamma_{G.inf}$ = 1.00 | | Structural steel (instabilities) | $\gamma_{M1}$ | = 1.00 |
| Live loads | $\gamma_Q$ = 1.50 | | Concrete | $\gamma_c$ | = 1.50 |
| | | | Reinforcement bars | $\gamma_s$ | = 1.15 |
| | | | Connectors | $\gamma_v$ | = 1.25 |
| | | | Shear resistance of the steel sheeting | $\gamma_{ap}$ | = 1.10 |

**Combinations of actions**

| | |
|---|---|
| **ULS combination (construction stage)** | 1.35 G + 1.50 $Q_c$ |
| **ULS combination(s)** | 1.35 G + 1.50 $Q_1$ |
| **SLS combination(s)** | G + R + $Q_1$ |

## CONSTRUCTION stage

Moment resistance — Section Class 2 — $M_{Rd}$ = 152.47 kN.m

Plastic shear force resistance — $V_{pl.Rd}$ = 370.59 kN ($\eta$ = 1.20)

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72\ \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6)

**ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 $Q_c$**

**Support reactions** — $R_{V\,1}$ = 35.74 kN

$R_{V\,2}$ = 35.72 kN

**Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling**

$\mu_{cr}$ = 1.62 (LTBeam calc. module)

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_{Ed,max}(+)$ = | 62.53 kN.m | $M_{Ed,max}(-)$ = | 0.00 kN.m | $\Gamma_M$ = | 0.410 | (x = 3.500 m) |
| $V_{Ed,max}$ = | -35.74 kN | | | $\Gamma_V$ = | 0.096 | (x = 0.000 m) |
| | | | | $\Gamma_{MV}$ = | 0.410 | (x = 3.500 m) |
| | | | | $\Gamma_{LT}$ = | 0.728 | |

| | | |
|---|---|---|
| **Maximum criterion for bending resistance** | **$\Gamma_{M.max}$ =** | **0.410** |
| **Maximum criterion for shear force resistance** | **$\Gamma_{V.max}$ =** | **0.096** |
| **Maximum criterion for bending moment - shear force interaction** | **$\Gamma_{MV.max}$ =** | **0.410** |
| **Maximum criterion for lateral torsional buckling** | **$\Gamma_{LT.max}$ =** | **0.728** |

**Serviceability Limit States**
(CONSTRUCTION stage)

**Deflections per load case**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Case 'Dead weight'** | Span | | $v_{max}$ = | 23.8 mm | (L / 294) |
| **Case 'Construction load' ($Q_c$)** | Span | | $v_{max}$ = | 6.1 mm | (L / 1157) |
| | | Total deflection | $v_{max}$ = | 29.8 mm | (L / 235) |

**FINAL stage**

**Participating width**

| | |
|---|---|
| on left support | 1.313 m |
| L / 4 (= 1.750 m) | 1.750 m |
| 3 L / 4 (= 5.250 m) | 1.750 m |
| on right support | 1.313 m |

**Moments of inertia** ...at mid-span

| | |
|---|---|
| Long-term | 16213 $cm^4$ |
| Short-term | 22575 $cm^4$ |

**Resistance of the connectors** $P_{Rd}$ = 22.23 kN

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.460

$F_{Steel}$ = 1911.01 kN

$F_{Concrete}$ = 1527.17 kN

Degree of connection = 0.553 > 0.460

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

**Plastic resistance with partial connection**

Plastic shear force resistance $V_{pl.Rd}$ = 370.59 kN ($\eta$ = 1.20)

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72\ \varepsilon / \eta$ )

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 $Q_1$**

**Support reactions** $R_{V\,1}$ = 113.42 kN

$R_{V\,2}$ = 113.43 kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_s/s_f$ > 0.55 $cm^2/m$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_{Ed,max}(+)$ = | 198.52 kN.m | $\Gamma_M$ = | 0.724 | (x = 2.683 m) |
| $V_{Ed,max}$ = | 113.44 kN | $\Gamma_V$ = | 0.306 | (x = 7.000 m) |
| | | $\Gamma_{MV}$ = | 0.724 | (x = 2.683 m) |
| | | $\Gamma_{Vh}$ = | 0.466 | |

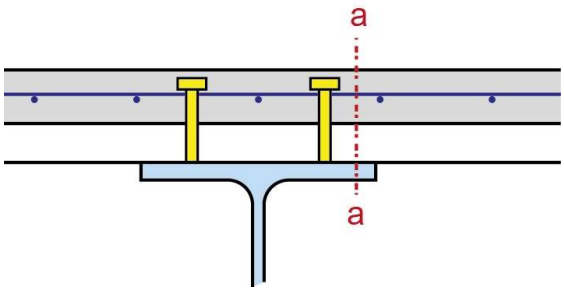
**Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars**

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min}$ = 0.07 %
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$A_s/s_f$ > 0.55 $cm^2/m$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_s/s_f$ > 0.55 $cm^2/m$ ($\rho_w$ > 0.07 %)

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.




Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

| | | |
|---|---|---|
| **Plastic moment in span** | $M_{pl.Rd}$ = | **286.28 kN.m** |
| **Maximum criterion for bending resistance** | $\Gamma_{M.max}$ = | **0.724** |
| **Maximum criterion for shear force resistance** | $\Gamma_{V.max}$ = | **0.306** |
| **Maximum criterion for bending moment - shear force interaction** | $\Gamma_{MV.max}$ = | **0.724** |
| **Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab** | $\Gamma_{Vh.max}$ = | **0.466** |

## Serviceability Limit States

**Deflections per load case**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Case 'Dead weight'** | $v_{max}$ = | 23.8 mm | (L / 294) |
| **Case 'Other permanent loads'** | $v_{max}$ = | 6.5 mm | (L / 1084) |
| **Case '$Q_1$'** | $v_{max}$ = | 6.6 mm | (L / 1059) |
| **Case 'Shrinkage (R) - Long term'** | $v_{max}$ = | 6.9 mm | (L / 1012) |

**Deflections per combination**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Combination SLS ' G + R + $Q_1$'** | $v_{max}$ = | 43.8 mm | (L / 160) |

**Estimation of the first natural frequency**

G + 0.00 $Q_1$ : 6.08 Hz

G + 0.10 $Q_1$ : 5.86 Hz

G + 0.20 $Q_1$ : 5.66 Hz

G + 0.30 $Q_1$ : 5.48 Hz

G + 0.40 $Q_1$ : 5.31 Hz

G + 0.50 $Q_1$ : 5.16 Hz

G + 0.60 $Q_1$ : 5.02 Hz

G + 0.70 $Q_1$ : 4.90 Hz

G + 0.80 $Q_1$ : 4.78 Hz

G + 0.90 $Q_1$ : 4.67 Hz

G + 1.00 $Q_1$ : 4.56 Hz

**Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage**

**Resistance criteria satisfied in the FINAL stage**

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall 1use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.
All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and\or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

## Preliminary Design Note

### DATA

**General parameters** — **COMPOSITE BEAM**

**Main span** — **L = 6.000 m**

**Intermediate beam**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Width on the left | $L_1$ = 3.000 m | Max. participating width | $L_1$ = 1.500 m |
| Width on the right | $L_2$ = 7.000 m | Max. participating width | $L_2$ = 3.500 m |

**Slab**

**Slab with profiled sheeting** — Total thickness = 15.00 cm

**Profiled steel sheeting ""** , perpendicular to the beam
(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; $b_1$ = 50.0 mm ; $b_2$ = 92.0 mm ; t = 0.8 mm ;
$f_y$ = 320 N/mm$^2$ ; M = 0.00 kg/m$^2$)

Sheeting not interrupted at beam

**Section** — **HE 300 A - S355 M/ML**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $h_t$ | = | 290.0 mm | A | = | 112.53 cm$^2$ |
| $b_f$ | = | 300.0 mm | $A_v$ | = | 37.28 cm$^2$ |
| $t_w$ | = | 8.5 mm | $I_y$ | = | 18263.50 cm$^4$ |
| $t_f$ | = | 14.0 mm | $I_z$ | = | 6309.56 cm$^4$ |
| r | = | 27.0 mm | $I_t$ | = | 85.17 cm$^4$ |
| | | | $I_w$ | = | 1199772.00 cm$^6$ |
| | | | $W_{el.y}$ | = | 1259.55 cm$^3$ |
| | | | $W_{pl.y}$ | = | 1383.27 cm$^3$ |

**Materials**

**Steel** — E = 210000 N/mm$^2$
$\rho$ = 7850 kg/m$^3$

Steel grade S355 M/ML - Reduction of fy with thickness according to EC3

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| *Databases 2017_01* | Flanges | $f_{yf}$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | Web | $f_{yw}$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | Section | $f_y$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | | $\varepsilon$ | = | 0.814 |

**Concrete slab C25/30**

$f_{ck}$ = 25 N/mm$^2$

$E_{cm}$ = 31476 N/mm$^2$

Modular ratio for LONG TERM $C_{eq}$ = 19.81

Modular ratio for SHORT TERM $C_{eq}$ = 6.67

Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon$ =300.10$^{-6}$

Density of the concrete (slab) $\rho$ = 25.00 kN/m$^3$

**Reinforcement steel** $f_{yk}$ = 500 N/mm$^2$

**Connection** **Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125**

$\phi$ = 19.0 mm
h = 125.0 mm
$f_y$ = 350.0 N/mm$^2$
$f_u$ = 450.0 N/mm$^2$

Main span L = 6.000 m e = 0.188 m n = 2 row(s)

Total number of connectors : 64

**Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports**

**Propping in the construction stage** No propping

**Loads**

**Loads at construction stage**

**Permanent loads (g)** Dead weight of the profile 0.87 kN/m

Dead weight of the slab ( 2.62 kN/m$^2$) 13.10 kN/m

Span Point load : x = 2.00 m F = 66.93 kN
x = 4.00 m F = 66.93 kN

**Construction load ($Q_c$)** $Q_c$ = 0.75 kN/m$^2$ 3.75 kN/m

Span Point load : x = 2.00 m F = 8.25 kN
x = 4.00 m F = 8.25 kN

**Loads at final stage**

**Permanent loads** — Dead weight of the profile: 0.87 kN/m

Dead weight of the slab ( 2.62 kN/m$^2$): 13.10 kN/m

Span — Point load (g) :

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| x | = | 2.00 m | F | = | 66.93 kN |
| x | = | 4.00 m | F | = | 66.93 kN |

**Live load case n° 1** ( $\psi_0$ = 0.70)

Span — Point load :

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| x | = | 2.00 m | F | = | 30.00 kN |
| x | = | 4.00 m | F | = | 30.00 kN |

**Partial Factors**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Permanent loads | $\gamma_{G.sup}$ = 1.35 | | Structural steel | $\gamma_{M0}$ | = 1.00 |
| | $\gamma_{G.inf}$ = 1.00 | | Structural steel (instabilities) | $\gamma_{M1}$ | = 1.00 |
| Live loads | $\gamma_Q$ = 1.50 | | Concrete | $\gamma_c$ | = 1.50 |
| | | | Reinforcement bars | $\gamma_s$ | = 1.15 |
| | | | Connectors | $\gamma_v$ | = 1.25 |
| | | | Shear resistance of the steel sheeting | $\gamma_{ap}$ | = 1.10 |

**Combinations of actions**

**ULS combination (construction stage)** 1.35 G + 1.50 $Q_c$

**ULS combination(s)** 1.35 G + 1.50 $Q_1$

**SLS combination(s)** G + R + $Q_1$

**CONSTRUCTION stage**

Moment resistance — Section Class 3 — $M_{Rd}$ = 447.10 kN.m

Plastic shear force resistance — $V_{pl.Rd}$ = 764.04 kN ($\eta$ = 1.20)

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72\ \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6)

**ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 $Q_c$**

**Support reactions** — $R_{V\,1}$ = 176.16 kN

$R_{V\,2}$ = 176.17 kN

**Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling**

$\mu_{cr}$ = 1.75 (LTBeam calc. module)

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_{Ed,max}(+)$ = | 315.59 kN.m | $M_{Ed,max}(-)$ = | 0.00 kN.m | $\Gamma_M$ = | 0.706 | (x = 3.000 m) |
| $V_{Ed,max}$ = | 176.19 kN | | | $\Gamma_V$ = | 0.231 | (x = 6.000 m) |
| | | | | $\Gamma_{MV}$ = | 0.706 | (x = 3.000 m) |
| | | | | $\Gamma_{LT}$ = | 0.928 | |

| | | |
|---|---|---|
| **Maximum criterion for bending resistance** | **$\Gamma_{M.max}$ =** | **0.706** |
| **Maximum criterion for shear force resistance** | **$\Gamma_{V.max}$ =** | **0.231** |
| **Maximum criterion for bending moment - shear force interaction** | **$\Gamma_{MV.max}$ =** | **0.706** |
| **Maximum criterion for lateral torsional buckling** | **$\Gamma_{LT.max}$ =** | **0.928** |

**Serviceability Limit States**
(CONSTRUCTION stage)

**Deflections per load case**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Case 'Dead weight'** | Span | | $v_{max}$ = | 19.5 mm | (L / 307) |
| **Case 'Construction load' ($Q_c$)** | Span | | $v_{max}$ = | 3.3 mm | (L / 1819) |
| | | Total deflection | $v_{max}$ = | 22.8 mm | (L / 263) |

**FINAL stage**

**Participating width**

| | |
|---|---|
| on left support | 1.125 m |
| L / 4 (= 1.500 m) | 1.500 m |
| 3 L / 4 (= 4.500 m) | 1.500 m |
| on right support | 1.125 m |

**Moments of inertia** ...at mid-span

| | |
|---|---|
| Long-term | 43816 $cm^4$ |
| Short-term | 63986 $cm^4$ |

**Resistance of the connectors** $P_{Rd}$ = 25.48 kN

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.430

$F_{Steel}$ = 3994.74 kN

$F_{Concrete}$ = 1636.25 kN

Degree of connection = 0.498 > 0.430

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

**Plastic resistance with partial connection**

Plastic shear force resistance $V_{pl.Rd}$ = 764.04 kN ($\eta$ = 1.20)

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72\ \varepsilon / \eta$ )

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 $Q_1$**

**Support reactions** $R_{V\,1}$ = 191.94 kN

$R_{V\,2}$ = 191.93 kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_s/s_f$ > 0.62 $cm^2/m$

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_{Ed,max}(+)$ = | 355.57 kN.m | $M_{Ed,max}(-)$ = | 0.00 kN.m | $\Gamma_M$ = | 0.713 | (x = 3.000 m) |
| $V_{Ed,max}$ = | -191.95 kN | | | $\Gamma_V$ = | 0.251 | (x = 0.000 m) |
| | | | | $\Gamma_{MV}$ = | 0.713 | (x = 3.000 m) |
| | | | | $\Gamma_s$ = | 0.453 | |
| | | | | $\Gamma_{Vh}$ = | 0.088 | |

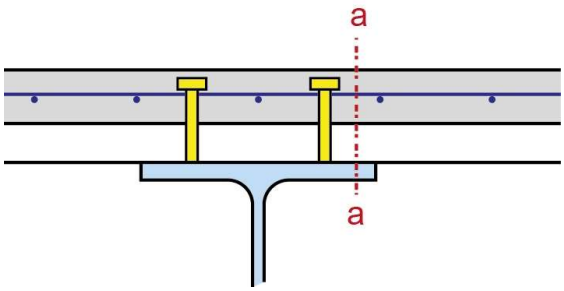
**Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars**

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min}$ = 0.08 %
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$A_s/s_f$ > 0.62 $cm^2/m$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_s/s_f$ > 0.62 $cm^2/m$ ($\rho_w$ > 0.08 %)

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.




Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

| | | |
|---|---|---|
| **Maximum criterion for bending resistance** | $\Gamma_{M.max}$ = | **0.713** |
| **Maximum criterion for shear force resistance** | $\Gamma_{V.max}$ = | **0.251** |
| **Maximum criterion for bending moment - shear force interaction** | $\Gamma_{MV.max}$ = | **0.713** |
| **Maximum criterion for shear connector resistance** | $\Gamma_{s.max}$ = | **0.453** |
| **Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab** | $\Gamma_{Vh.max}$ = | **0.088** |

## Serviceability Limit States

**Deflections per load case**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Case 'Dead weight'** | $v_{max}$ = | 19.5 mm | (L / 307) |
| **Case 'Other permanent loads'** | $v_{max}$ = | 0.0 mm | |
| **Case '$Q_1$'** | $v_{max}$ = | 1.7 mm | (L / 3495) |
| **Case 'Shrinkage (R) - Long term'** | $v_{max}$ = | 3.2 mm | (L / 1900) |

**Deflections per combination**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Combination SLS ' G + R + $Q_1$'** | $v_{max}$ = | 24.4 mm | (L / 246) |

**Estimation of the first natural frequency**

G + 0.00 $Q_1$ : 7.26 Hz

G + 0.10 $Q_1$ : 7.15 Hz

G + 0.20 $Q_1$ : 7.04 Hz

G + 0.30 $Q_1$ : 6.94 Hz

G + 0.40 $Q_1$ : 6.84 Hz

G + 0.50 $Q_1$ : 6.74 Hz

G + 0.60 $Q_1$ : 6.65 Hz

G + 0.70 $Q_1$ : 6.57 Hz

G + 0.80 $Q_1$ : 6.48 Hz

G + 0.90 $Q_1$ : 6.40 Hz

G + 1.00 $Q_1$ : 6.33 Hz

**Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage**

**Resistance criteria satisfied in the FINAL stage**

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall 1use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.
All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and\or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

## Preliminary Design Note

### DATA

**General parameters** — **COMPOSITE BEAM**

**Main span** — **L = 4.000 m**

**Intermediate beam**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Width on the left | $L_1$ | = | 2.000 m | Max. participating width | $L_1$ | = | 1.000 m |
| Width on the right | $L_2$ | = | 2.000 m | Max. participating width | $L_2$ | = | 1.000 m |

**Slab**

**Slab with profiled sheeting** — Total thickness = 15.00 cm

**Profiled steel sheeting ""** , perpendicular to the beam
(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; $b_1$ = 50.0 mm ; $b_2$ = 92.0 mm ; t = 8.0 mm ;
$f_y$ = 320 N/mm$^2$ ; M = 0.00 kg/m$^2$)

Sheeting not interrupted at beam

**Section** — **HE 100 A - S355 M/ML**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $h_t$ | = | 96.0 mm | A | = | 21.24 cm$^2$ |
| $b_f$ | = | 100.0 mm | $A_v$ | = | 7.56 cm$^2$ |
| $t_w$ | = | 5.0 mm | $I_y$ | = | 349.23 cm$^4$ |
| $t_f$ | = | 8.0 mm | $I_z$ | = | 133.81 cm$^4$ |
| r | = | 12.0 mm | $I_t$ | = | 5.24 cm$^4$ |
| | | | $I_w$ | = | 2581.33 cm$^6$ |
| | | | $W_{el.y}$ | = | 72.76 cm$^3$ |
| | | | $W_{pl.y}$ | = | 83.01 cm$^3$ |

**Materials**

**Steel** — E = 210000 N/mm$^2$
$\rho$ = 7850 kg/m$^3$

Steel grade S355 M/ML - Reduction of fy with thickness according to EC3

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| *Databases 2017_01* | Flanges | $f_{yf}$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | Web | $f_{yw}$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | Section | $f_y$ | = | 355 N/mm$^2$ |
| | | $\varepsilon$ | = | 0.814 |

**Concrete slab C25/30**

$f_{ck}$ = 25 N/mm$^2$

$E_{cm}$ = 31476 N/mm$^2$

Modular ratio for LONG TERM $C_{eq}$ = 19.81

Modular ratio for SHORT TERM $C_{eq}$ = 6.67

Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon$ =300.10$^{-6}$

Density of the concrete (slab) $\rho$ = 25.00 kN/m$^3$

**Reinforcement steel** $f_{yk}$ = 500 N/mm$^2$

**Connection** **Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125**

$\phi$ = 19.0 mm
h = 125.0 mm
$f_y$ = 350.0 N/mm$^2$
$f_u$ = 450.0 N/mm$^2$

Main span L = 4.000 m e = 0.188 m n = 1 row(s)

Total number of connectors : 21

**Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports**

**Propping in the construction stage** No propping

**Loads**

**Loads at construction stage**

**Permanent loads (g)** Dead weight of the profile 0.16 kN/m

Dead weight of the slab ( 2.74 kN/m$^2$) 5.48 kN/m

**Construction load ($Q_c$)** $Q_c$ = 0.75 kN/m$^2$ 1.50 kN/m

**Loads at final stage**

**Permanent loads** Dead weight of the profile 0.16 kN/m

Dead weight of the slab ( 2.74 kN/m$^2$) 5.48 kN/m

Span Line load : $x_o$ = 0.00 m $q_o$ = 5.25 kN/m
$x_e$ = 4.00 m $q_e$ = 5.25 kN/m

**Live load case n° 1** ( $\psi_0$ = 0.70)

| Span | Line load : | $x_o$ = 0.00 m | $q_o$ = 7.50 kN/m |
|---|---|---|---|
| | | $x_e$ = 4.00 m | $q_e$ = 7.50 kN/m |

**Partial Factors**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Permanent loads | $\gamma_{G.sup}$ = 1.35 | | Structural steel | $\gamma_{M0}$ | = 1.00 |
| | $\gamma_{G.inf}$ = 1.00 | | Structural steel (instabilities) | $\gamma_{M1}$ | = 1.00 |
| Live loads | $\gamma_Q$ = 1.50 | | Concrete | $\gamma_c$ | = 1.50 |
| | | | Reinforcement bars | $\gamma_s$ | = 1.15 |
| | | | Connectors | $\gamma_v$ | = 1.25 |
| | | | Shear resistance of the steel sheeting | $\gamma_{ap}$ | = 1.10 |

**Combinations of actions**

| | |
|---|---|
| **ULS combination (construction stage)** | 1.35 G + 1.50 $Q_c$ |
| **ULS combination(s)** | 1.35 G + 1.50 $Q_1$ |
| **SLS combination(s)** | G + R + $Q_1$ |

**CONSTRUCTION stage**

Moment resistance — Section Class 1 — $M_{Rd}$ = 29.47 kN.m

Plastic shear force resistance — $V_{pl.Rd}$ = 154.87 kN ($\eta$ = 1.20)

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72\ \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6)

**ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 $Q_c$**

**Support reactions** — $R_{V\,1}$ = 19.74 kN

$R_{V\,2}$ = 19.74 kN

**Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling**

$\mu_{cr}$ = 1.41 (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max}(+)$ = 19.74 kN.m — $\Gamma_M$ = 0.670 (x = 2.000 m)

$V_{Ed,max}$ = -19.74 kN — $\Gamma_V$ = 0.127 (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV}$ = 0.670 (x = 2.000 m)

$\Gamma_{LT}$ = 0.982

| | | |
|---|---|---|
| **Maximum criterion for bending resistance** | **$\Gamma_{M.max}$ =** | **0.670** |
| **Maximum criterion for shear force resistance** | **$\Gamma_{V.max}$ =** | **0.127** |
| **Maximum criterion for bending moment - shear force interaction** | **$\Gamma_{MV.max}$ =** | **0.670** |
| **Maximum criterion for lateral torsional buckling** | **$\Gamma_{LT.max}$ =** | **0.982** |

**Serviceability Limit States**
(CONSTRUCTION stage)

**Deflections per load case**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Case 'Dead weight'** | Span | | $v_{max}$ = | 25.7 mm | (L / 156) |
| **Case 'Construction load' ($Q_c$)** | Span | | $v_{max}$ = | 6.8 mm | (L / 586) |
| | | Total deflection | $v_{max}$ = | 32.5 mm | (L / 123) |

**FINAL stage**

**Participating width**

| | |
|---|---|
| on left support | 0.750 m |
| L / 4 (= 1.000 m) | 1.000 m |
| 3 L / 4 (= 3.000 m) | 1.000 m |
| on right support | 0.750 m |

**Moments of inertia** ...at mid-span

| | |
|---|---|
| Long-term | 4035 $cm^4$ |
| Short-term | 5468 $cm^4$ |

**Resistance of the connectors** $P_{Rd}$ = 36.03 kN

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.400

$F_{Steel}$ = 753.88 kN

$F_{Concrete}$ = 1090.83 kN

Degree of connection = 0.526 > 0.400

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

**Plastic resistance with partial connection**

Plastic shear force resistance $V_{pl.Rd}$ = 154.87 kN ($\eta$ = 1.20)

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72\ \varepsilon / \eta$ )

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 $Q_1$**

**Support reactions** $R_{V\,1}$ = 51.91 kN

$R_{V\,2}$ = 51.91 kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_s/s_f$ > 0.62 $cm^2/m$

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_{Ed,max}(+)$ = | 51.91 kN.m | $M_{Ed,max}(-)$ = | 0.00 kN.m | $\Gamma_M$ = | 0.675 | (x = 2.600 m) |
| $V_{Ed,max}$ = | -51.92 kN | | | $\Gamma_V$ = | 0.335 | (x = 0.000 m) |
| | | | | $\Gamma_{MV}$ = | 0.675 | (x = 2.600 m) |
| | | | | $\Gamma_{Vh}$ = | 0.318 | |

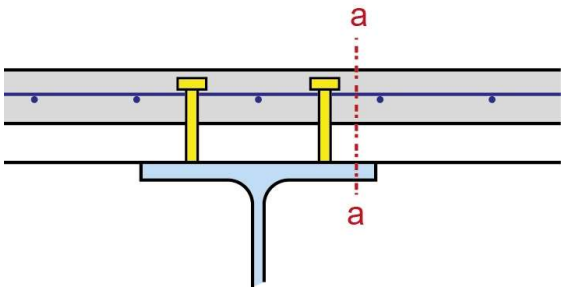
**Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars**

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min}$ = 0.08 %
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$A_s/s_f$ > 0.62 $cm^2/m$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_s/s_f$ > 0.62 $cm^2/m$ ($\rho_w$ > 0.08 %)

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.




Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

| | | |
|---|---|---|
| **Plastic moment in span** | $M_{pl.Rd}$ = | **89.19 kN.m** |
| **Maximum criterion for bending resistance** | $\Gamma_{M.max}$ = | **0.675** |
| **Maximum criterion for shear force resistance** | $\Gamma_{V.max}$ = | **0.335** |
| **Maximum criterion for bending moment - shear force interaction** | $\Gamma_{MV.max}$ = | **0.675** |
| **Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab** | $\Gamma_{Vh.max}$ = | **0.318** |

## Serviceability Limit States

**Deflections per load case**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Case 'Dead weight'** | $v_{max}$ = | 25.7 mm | (L / 156) |
| **Case 'Other permanent loads'** | $v_{max}$ = | 2.1 mm | (L / 1928) |
| **Case '$Q_1$'** | $v_{max}$ = | 2.2 mm | (L / 1832) |
| **Case 'Shrinkage (R) - Long term'** | $v_{max}$ = | 3.3 mm | (L / 1198) |

**Deflections per combination**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Combination SLS ' G + R + $Q_1$'** | $v_{max}$ = | 33.3 mm | (L / 120) |

**Estimation of the first natural frequency**

G + 0.00 $Q_1$ : 9.98 Hz

G + 0.10 $Q_1$ : 9.65 Hz

G + 0.20 $Q_1$ : 9.35 Hz

G + 0.30 $Q_1$ : 9.08 Hz

G + 0.40 $Q_1$ : 8.83 Hz

G + 0.50 $Q_1$ : 8.60 Hz

G + 0.60 $Q_1$ : 8.39 Hz

G + 0.70 $Q_1$ : 8.19 Hz

G + 0.80 $Q_1$ : 8.01 Hz

G + 0.90 $Q_1$ : 7.84 Hz

G + 1.00 $Q_1$ : 7.68 Hz

**Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage**

**Resistance criteria satisfied in the FINAL stage**

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall 1use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.
All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and\or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.