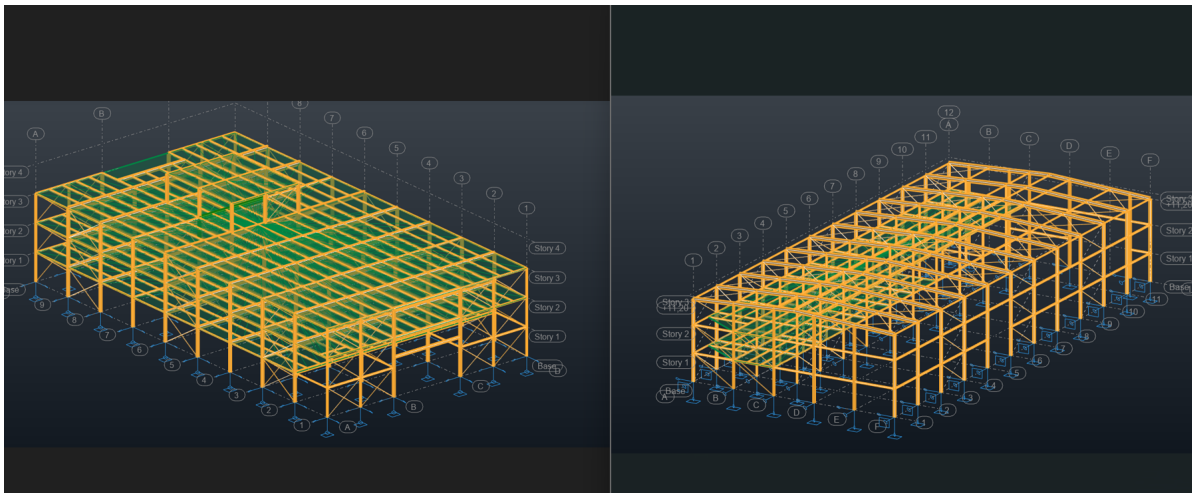




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΔΙΟΙΚΗΣΗΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ



Διπλωματική Εργασία  
**Ιωάννης Κουρέτας**

EMK ΔΕ 2021 29  
Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος Λέκτορας  
Αθήνα, Μάρτιος 2022

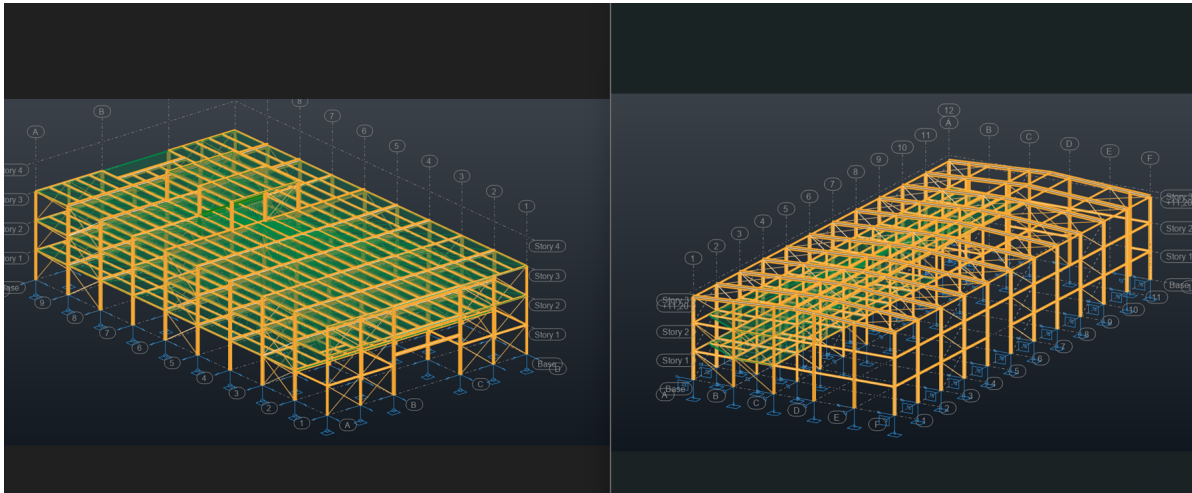




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΔΙΟΙΚΗΣΗΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ



Διπλωματική Εργασία  
**Ιωάννης Κουρέτας**

EMK 2021 29

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος Λέκτορας  
Αθήνα, Μάρτιος 2022





Copyright © Ιωάννης Κουρέτας, 2022

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 του συγγραφέα. 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 τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Ioannis Kouretas, 2022

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).

Ιωάννης Κουρέτας (2022)  
Σχεδιασμός κτιρίων διοίκησης και παραγωγής βιομηχανικής μονάδας  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021 29  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Ioannis Kouretas (2022)  
Diploma Thesis EMK 2021 29  
Design of management and production buildings of industrial complex  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να αφιερώσω λίγες γραμμές, ώστε να ευχαριστήσω όσους με βοήθησαν το προηγούμενο διάστημα. Αρχικά, ευχαριστώ θερμά την οικογένειά μου. Χωρίς τη στήριξή τους δεν θα μπορούσα να ολοκληρώσω την δουλειά μου. Ευχαριστώ επίσης τους φίλους μου που με ενθάρρυναν και με παρακινούσαν καθόλη τη διάρκεια της εκπόνησης. Παιδιά, αν κανείς σας διαβάσει ποτέ αυτό το κείμενο, να ξέρετε ότι έχετε μία ξεχωριστή θέση στην καρδιά μου. Ακόμη ευχαριστώ πολύ τον κύριο Ιωάννη Σταμάτη, τεχνικό διευθυντή οικοδομικών έργων της ΤΕΡΝΑ Α.Ε., για την έμπνευση που μου έδωσε κατά την διαμόρφωση των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων των φορέων μου. Τέλος, θέλω να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου δρ Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την καθοδήγηση σε όλη την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής και για την κατανόησή του. Ήταν μονίμως στη διάθεσή μου, παρά τον μεγάλο φόρτο εργασίας του. Κάθε φορά που συναντούσα προβλήματα κατά την επίλυση, με τα σχόλιά του με έστρεφε προς τη σωστή κατεύθυνση.





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2021 29

## Σχεδιασμός κτιρίων διοίκησης και παραγωγής βιομηχανικής μονάδας

Ιωάννης Κουρέτας

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος Λέκτορας

### ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στόχος της εργασίας είναι η στατική μελέτη των επιμέρους κατασκευών μίας βιομηχανικής μονάδας. Πιο συγκεκριμένα, η μονάδα απαρτίζεται από δύο κτίρια, ένα στο οποίο στεγάζονται τα γραφεία και ένα όπου παράγονται διάφορα μηχανήματα. Η κάλυψη των δομημάτων είναι 30m x 54m και 66m επί 30m αντιστοίχως. Ακόμη, υπάρχει απαίτηση δημιουργίας μεγάλων ανοιγμάτων μεταξύ των υποστυλωμάτων. Ο κάρναβος των υποστυλωμάτων είναι 10m x 6m για το κτίριο διοίκησης και 6m x 6m για το κτίριο παραγωγής. Σε κάποια σημεία του κτιρίου διοίκησης γίνεται τοπική πύκνωση των υποστυλωμάτων, 5m x 6m, προκειμένου να τοποθετηθούν σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η ανάγκη τέτοιων ανοιγμάτων επιβάλλει τη χρήση σύμμικτων διατομών δοκών. Τα υπόλοιπα στοιχεία επιλέχθηκε να είναι μεταλλικά όπως συμβαίνει συνήθως σε τέτοιες περιπτώσεις. Στο κτίριο παραγωγής μηχανημάτων το μεγαλύτερο μέρος της κάλυψης χρησιμοποιείται ως στεγασμένος χώρος μεγάλου ύψους. Γι' αυτό το λόγο, διαμορφώνονται μεγάλα ζυγώματα με ισχυρές συνδέσεις με τα υποστυλώματα.

Στο εισαγωγικό Κεφάλαιο 1 γίνεται μία σύντομη περιγραφή του έργου, των υλικών κατασκευής που χρησιμοποιήθηκαν και των μελών των φερόντων οργανισμών.

Το Κεφάλαιο 2 παρέχει πληροφορίες για τις δράσεις που ασκούνται στις κατασκευές. Η κατηγοριοποίηση τους γίνεται με βάση την ανάπτυξή τους λόγω περιβαλλοντικών συνθηκών ή όχι.

Το Κεφάλαιο 3 πραγματεύεται την διαστασιολόγηση μελών που καταπονούνται από κάμψη και διάτμηση. Αυτά τα μέλη είναι οι πλάκες, οι σύμμικτες δοκοί και τα δευτερεύοντα μέλη. Η διαστασιολόγηση των πλακών γίνεται με χρήση υπολογιστικών φύλλων και σε συνδυασμό με το πρόγραμμα SymDeck Designer 2. Οι σύμμικτες δοκοί μελετώνται με χρήση του προγράμματος της ArcelorMittal με όνομα Beam Calculator. Τέλος τα δευτερεύοντα μέλη αναλύονται με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional της Autodesk.

Στο Κεφάλαιο 4 διαστασιολογούνται τα θλιβόμενα μέλη των κατασκευών. Η ανάλυση και οι έλεγχοι γίνονται κυρίως στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional. Οι ικανοτικές διατάξεις της νομοθεσίας για τους συνδέσμους δυσκαμψίας ωστόσο ελέγχονται με χρήση κώδικα σε γλώσσα προγραμματισμού Python 3.

Το Κεφάλαιο 5 περιέχει τους ελέγχους περιορισμού βλαβών λόγω σεισμού, την διαμόρφωση του αντισεισμικού αρμού και κάποιες από τις συνδέσεις των κτιρίων. Οι συνδέσεις ελέγχονται κι αυτές με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional.

Στο Παράρτημα υπάρχουν εικόνες, σχέδια και έλεγχοι σε πίνακες ή εικόνες που δεν ήταν εφικτό να ενταχθούν στο κυρίως κείμενο.





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



DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2021 29

## **Design of management and production buildings of industrial complex**

**Ioannis Kouretas**

Supervisor: Pavlos Thanopoulos Lecturer

### **ABSTRACT**

The goal of the project is the structural analysis of each one of the buildings of an industrial complex. Specifically, the complex consists of two structures, one where the offices are located and one where the machinery is built. The area of the buildings is 30m by 54m and 66m by 30m respectively. Furthermore, there is a demand for large spans between the columns. The column canvas for the management building is 10m by 6m, whereas for the production building it is 6m by 6m. In several areas of the management building there is a local modification on the canvas of the columns making it 5m by 6m in order to put stiffness connectors. The requirement of such openings leads to the use of composite beams. The rest of the members are made of steel as happens on such occasions. Most of the area of the production's building is used just for sheltering the production line from the environment. For this reason large spans are constructed with moment connections with the columns. The introductory Chapter 1 provides a brief summary of the project, the materials used and the members of the bearing system.

Chapter 2 contains information on the loads applied at the structures. Their classification is done on the basis of whether they are made from the environment or not.

Chapter 3 is about the design of members submitted to bending moment and shear force. These members are the slabs, the composite beams and the secondary members. The slabs' design is done in spreadsheets combined with the program SymDeck Designer 2. The composite beams are studied with the use of Arcelor's Beam Calculator. The secondary members are analyzed with Autodesk's program, Robot Structural Analysis Professional.

The compressed members of the structures are designed in Chapter 4. The analysis and the checks are done mainly with Robot Structural Analysis Professional. The capacity design checks for braces are done with the use of code written in Python 3.

Chapter 5 contains the checks of damage limitation due to earthquake, the calculation of the seismic joint and some of the buildings' connections. The connections are also calculated using Robot Structural Analysis Professional.

In the Appendix pictures, blueprints and checks in tables or pictures that could not be put in the main text can be found.





<b>1 Εισαγωγή</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Περιγραφή του έργου</b>	<b>1</b>
1.1.1 Σκοπός	1
1.1.2 Περιοχή μελέτης	1
<b>1.2 Δομικά υλικά</b>	<b>3</b>
1.2.1 Σκυρόδεμα	3
1.2.2 Δομικός χάλυβας	4
1.2.3 Χάλυβας οπλισμού	4
1.2.4 Χάλυβας χαλυβδόφυλλων	4
1.2.5 Κοχλίες	5
1.2.6 Χάλυβας διατμητικών ήλων	5
<b>1.3 Φέρων οργανισμός</b>	<b>5</b>
1.3.1 Πλάκες	5
1.3.2 Δοκοί	6
1.3.3 Υποστυλώματα	6
1.3.4 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	7
1.3.5 Μηκίδες και τεγίδες	7
<b>2 Φορτία</b>	<b>9</b>
<b>2.1 Φορτία ανεξάρτητα του φυσικού περιβάλλοντος</b>	<b>9</b>
2.1.1 Μόνιμα φορτία	9
2.1.2 Ωφέλιμα φορτία	10
<b>2.2 Φορτία οφειλόμενα στο φυσικό περιβάλλον</b>	<b>11</b>
2.2.1 Φορτία από χιονόπτωση	11
2.2.2 Φορτία από ανεμοπίεση	12
2.2.2.1 Κτίριο διοίκησης	14
2.2.2.2 Κτίριο παραγωγής	16
2.2.3 Σεισμικά φορτία	17
<b>3 Διαστασιολόγηση καμπτόμενων μελών</b>	<b>19</b>
<b>3.1 Πλάκες</b>	<b>19</b>
3.1.1 Εισαγωγή	19
3.1.2 Κτίριο διοίκησης	20
3.1.3 Κτίριο παραγωγής	21
3.1.4 Τρόπος ανάλυσης	21
<b>3.2 Δοκοί</b>	<b>27</b>
3.2.1 Εισαγωγή	27
3.2.2 Κτίριο διοίκησης	28
3.2.3 Κτίριο παραγωγής	29
3.2.4 Τρόπος ανάλυσης	29
<b>3.3 Μηκίδες και τεγίδες</b>	<b>37</b>
3.3.1 Εισαγωγή	37
3.3.2 Κτίριο διοίκησης	38
3.3.3 Κτίριο παραγωγής	38
3.3.4 Τρόπος ανάλυσης	39

<b>4 Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών</b>	<b>41</b>
<b>4.1 Στατικό προσομοίωμα</b>	<b>41</b>
4.1.1 Εισαγωγή	41
4.1.2 Σύμμικτες δοκοί	43
4.1.3 Διαφράγματα	43
4.1.4 Δευτερεύοντα μέλη	44
4.1.5 Έδραση	44
4.1.6 Σεισμική διέγερση	45
<b>4.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας</b>	<b>49</b>
4.2.1 Εισαγωγή	49
4.2.2 Κτίριο διοίκησης	50
4.2.3 Κτίριο παραγωγής	52
<b>4.3 Υποστυλώματα</b>	<b>55</b>
4.3.1 Εισαγωγή	55
4.3.2 Κτίριο διοίκησης	55
4.3.3 Κτίριο παραγωγής	59
<b>4.4 Ζύγωμα κτιρίου παραγωγής</b>	<b>62</b>
<b>4.5 Κεφαλοδοκοί</b>	<b>62</b>
<b>5 Έλεγχοι βλαβών, αρμού και συνδέσεων</b>	<b>65</b>
<b>5.1 Περιορισμός βλαβών</b>	<b>65</b>
<b>5.2 Αντισεισμικός αρμός</b>	<b>66</b>
<b>5.3 Συνδέσεις</b>	<b>67</b>
5.3.1 Εισαγωγή	67
5.3.2 Σύνδεση χιαστί με υποστύλωμα	67
5.3.2 Σύνδεση δευτερεύουσες - κύρια δοκός κτιρίου παραγωγής	69
5.3.2 Σύνδεση κύρια δοκός - υποστύλωμα κτιρίου διοίκησης	71
5.3.3 Σύνδεση δοκού ζυγώματος - υποστυλώματος	72
5.3.4 Σύνδεση δοκών ζυγώματος στη συμβολή τους	73
5.3.5 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος κτιρίου διοίκησης	74
<b>6 Συμπεράσματα</b>	<b>77</b>
<b>7 Βιβλιογραφία</b>	<b>79</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Συμπληρωματικές εικόνες για την κατανόηση</b>	<b>81</b>
A.1 Εικόνες σχετικές με το Κεφάλαιο 1	81
A.2 Εικόνες σχετικές με το Κεφάλαιο 4	83
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Αποτελέσματα αναλύσεων</b>	<b>85</b>
B1 Πίνακες διαστασιολόγησης συνδέσμων δυσκαμψίας	85
B2 Εικόνες από τη διαστασιολόγηση στο Robot	93
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: Έλεγχοι συνδέσεων</b>	<b>98</b>
Γ.1 Σύνδεση δευτερεύουσες - κύρια δοκός κτιρίου παραγωγής	98
Γ.2 Σύνδεση κύρια δοκός - υποστύλωμα κτιρίου διοίκησης	105
Γ.3 Σύνδεση δοκού ζυγώματος - υποστυλώματος	110
Γ.4 Σύνδεση δοκών ζυγώματος στη συμβολή τους	112
Γ.5 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος κτιρίου διοίκησης	115





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## 1 Εισαγωγή

---

### 1.1 Περιγραφή του έργου

#### 1.1.1 Σκοπός

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη στατικής επάρκειας ενός συγκροτήματος κτιρίων γραφείων και παραγωγής στο πλαίσιο της επέκτασης βιοτεχνίας παραγωγής μηχανημάτων. Το έργο αναμένεται να ενισχύσει την ευρύτερη περιοχή της Πρέβεζας μέσω της δημιουργίας νέων θέσεων εργασίας. Παράλληλα, καλλιεργούνται οι απαιτούμενες συνθήκες επέκτασης της ΒΙ.ΠΕ. της Πρέβεζας και της βελτίωσης των έργων υποδομής του ομώνυμου δήμου.

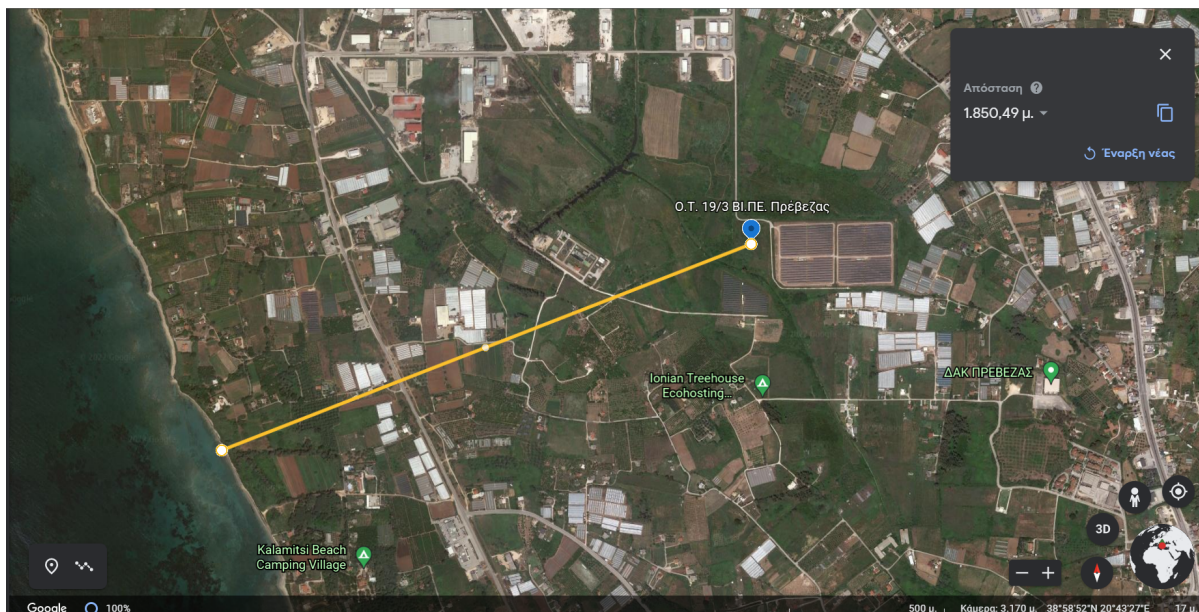
Πιο αναλυτικά, στοχεύεται αρχικά η ανέγερση μίας μονάδας παραγωγής και αποθήκευσης μηχανημάτων 1980 τετραγωνικών μέτρων. Προκειμένου να μπορούν να διέρχονται ελεύθερα περονοφόρα ανυψωτικά οχήματα ικανά να μεταφέρουν τα υλικά μεταξύ των σταδίων της παραγωγής κρίθηκε αναγκαίο η υποστύλωση του εν λόγω κτίσματος να είναι αραιή. Συνεπώς, προκρίθηκε ο χάλυβας ως το καταλληλότερο δομικό υλικό για τον φέροντα οργανισμό.

Εν συνεχεία πρόκειται να κατασκευαστούν τα γραφεία της εταιρείας ακριβώς δίπλα από τη μονάδα παραγωγής. Το κτίριο των γραφείων θα δομηθεί επίσης από χαλύβδινα υποστυλώματα και σύμμικτες πλάκες, γεγονός που επιτρέπει την αραιή υποστύλωση συνεπώς και την μετέπειτα εύκολη αλλαγή χρήσης των χώρων του. Στο πλαίσιο δημιουργίας ενός ευχάριστου χώρου εργασίας σχεδιάστηκαν τρεις ημιυπαίθριοι χώροι, στους οποίους οι εργαζόμενοι θα μπορούν να απολαμβάνουν τα διαλείμματά τους. Επιπροσθέτως, το κτίριο διαθέτει δώμα με φύτευση, ώστε να μειωθούν οι περιβαλλοντικές του επιπτώσεις και προκειμένου να υπάρχει ένας επιπλέον χώρος όπου οι εργαζόμενοι θα μπορούν να αναπαύονται και να αποφορτίζονται για μερικά λεπτά.

#### 1.1.2 Περιοχή μελέτης

Το έργο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Βιομηχανική Περιοχή Πρέβεζας του δήμου Πρεβέζης στην περιφέρεια Δυτικής Ελλάδας σε γεωτεμάχιο πλησίον της θάλασσας. Το έδαφος της περιοχής είναι κατηγορίας C, όπως αναφέρεται και σε επόμενο κεφάλαιο, γεγονός που πηγάζει από την μορφολογία της περιοχής. Επίσης, το φυσικό κάλλος της ευρύτερης θέσης του έργου οδηγεί στην απαίτηση τα διάφορα δομήματα να εναρμονίζονται με τον περιβάλλοντα χώρο με χρήση κατάλληλων χρωμάτων και με φύτευση. Αξίζει να αφιερωθεί λίγος χρόνος για να περιγραφούν τα χαρακτηριστικά που κάνουν ελκυστική την εξεταζόμενη ΒΙ.ΠΕ. για την ανέγερση έργων κλίμακας παραπλήσιας με αυτό που αναλύουμε.

# 1 • Εισαγωγή



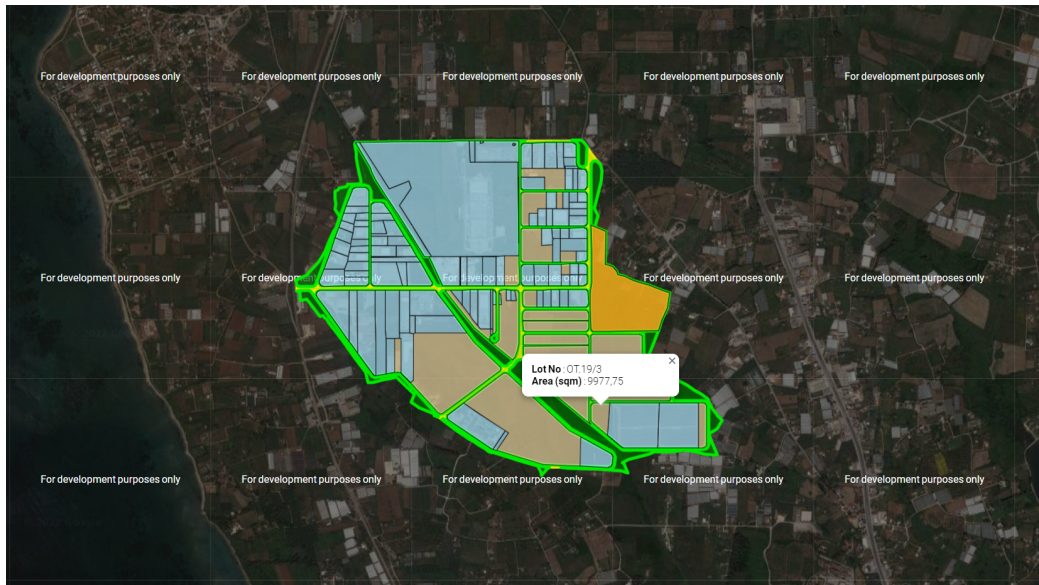
Εικόνα 1.1: Απόσταση γεωτεμαχίου από τη θάλασσα.

Η ΒΙ.ΠΕ. Πρέβεζας είναι μία από τις πρώτες θερμοθετημένες βιομηχανικές περιοχές της χώρας. Πιο αναλυτικά, ορίστηκε στα πλαίσια του πολεοδομικού σχεδιασμού της δημοτικής κοινότητας της Πρέβεζας το 1974 βόρεια του αστικού ιστού σε μία έκταση μεγαλύτερη των 2 τετραγωνικών χιλιομέτρων. Στεγάζει περισσότερες από 70 επιχειρήσεις και αναμένεται στο εγγύς μέλλον να φιλοξενήσει περισσότερες. Την διαχείριση της περιοχής έχει αναλάβει η ΕΤΒΑ ΒΙ.ΠΕ. Α.Ε. μέλος του ομίλου της Τράπεζας Πειραιώς. Πλεονεκτήματα της εγκατάστασης στην εν λόγω περιοχή είναι μεταξύ άλλων το μειωμένο έως και 25.5% κόστος εγκατάστασης, η απαλλαγή από την υποχρέωση για άδεια εγκατάστασης, η ταχεία απόκτηση άδειας περιβαλλοντικής αδειοδότησης, το δίκτυο υποδομών και κυρίως οι τιμές των συντελεστών δόμησης και κάλυψης (160% και 60% αντιστοίχως). Σημαντική είναι, επίσης, η εύκολη και γρήγορη πρόσβαση σε τοπικούς λιμένα και αερολιμένα για την μεταφορά αγαθών και προσωπικού αντίστοιχα.

Πίνακας 1.1: Απαιτήσεις εμβαδού, ύψους, κάλυψης και δόμησης.

Κτίριο διοίκησης			Βιομηχανικό στέγαστρο		
Όροφος	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	Ύψος (m)	Όροφος	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	Ύψος (m)
Ισόγειο	1620	3.70	Ισόγειο	1980	3.85
Α΄	1620	3.70	Α΄	504	3.85
Β΄	1620	3.70	Β΄	792	2.50
Δώμα	120	3.70	Στέγη	—	0.80
Άθροισμα	4980	14.80	Άθροισμα	3276	11.00

Όσον αφορά το γεωτεμάχιο στο οποίο θα γίνει το έργο, αυτό βρίσκεται στο Ο.Τ. 19 σε απόσταση 2 χιλιομέτρων από την ακτή. Άμεση συνέπεια αυτού είναι η μελέτη των κατασκευών ως παράκτιες. Ο αριθμός του οικοπέδου είναι 3 και το εμβαδόν του 9977.75 τετραγωνικά μέτρα. Επιλέγεται η βιομηχανική χρήση, γεγονός που οδηγεί στην απαίτηση ελάχιστου εμβαδού 2 στρεμμάτων. Το έδαφος του οικοπέδου είναι σκληρή άργιλος, γεγονός που θα επηρεάσει την αντισεισμική μελέτη των κτιρίων.



Εικόνα 1.2: Θέση ΒΙ.ΠΕ.

## 1.2 Δομικά υλικά

Το συγκρότημα κτιρίων είναι κατασκευασμένο από χαλύβδινα ή σύμμεικτα μέλη. Αυτό οφείλεται στις απαιτήσεις των μονάδων παραγωγής κάθε βιομηχανίας για αραιή υποστύλωση, μικρό όγκο φέροντα οργανισμού και μικρή μάζα μη φερόντων στοιχείων. Η επιλογή του χάλυβα ως δεσπόζων υλικό κατασκευής του κτιρίου διοίκησης είναι επιβεβλημένη λόγω της χρήσης κοινού συνεργείου και εργολάβου και για τα δύο κτίσματα, γεγονός με συνέπειες στην κοστολόγηση του έργου. Ένας άλλος παράγοντας που επηρέασε την παραπάνω απόφαση είναι η ευκολία διαμόρφωσης της απόκρυψης καλωδίων φωτισμού εντός ψευδοροφών, το οποίο είναι σύνηθες σε σύμμικτες πλάκες.

### 1.2.1 Σκυρόδεμα

Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιείται καθορίζεται από το περιβάλλον του έργου. Η περιοχή μελέτης είναι παράκτια, οπότε τα χλωρίδια του θαλασσινού νερού διαβρώνουν την κατασκευή. Συνεπώς, η κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος είναι XS1 και το σκυρόδεμα που επιλέγεται είναι το C30/37. Δεδομένου ότι οι κατασκευές είναι συνήθεις με χρόνο ζωής σχεδιασμού 50 έτη, δηλαδή κατηγορίας S4, η ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος είναι 35 mm.

## 1 • Εισαγωγή

Πίνακας 1.2: Τεχνικά χαρακτηριστικά σκυροδέματος.

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctk 0.05}$ (MPa)	$f_{ctk 0.95}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	$a_t$ ( $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ )	$\nu$ (αρηγ/το)	$\nu$ (ρηγμ/vo)
30	38	2.9	2.0	3.8	32	1	0.20	0.00

### 1.2.2 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας που προκρίθηκε είναι ο S355. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται αυξημένη αντοχή των μελών των δομημάτων, απόρροια της οποίας είναι η χρήση ελαφρύτερων διατομών. Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι η πλαστιμότητα των μελών αναμένεται να είναι μικρότερη συγκριτικά με την περίπτωση του S275. Αναμένεται, λοιπόν, να επιβαρυνθούν οι ικανοτικοί έλεγχοι.

Πίνακας 1.3: Τεχνικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα.

$E_a$ (GPa)	$G_a$ (GPa)	$\nu_a$	$\gamma_a$ (kN/m <sup>3</sup> )	$a_t$ ( $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ )	$t < 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t < 80 \text{ mm}$	
					$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210.00	80.77	0.30	78.50	1	355	510	335	490

### 1.2.3 Χάλυβας οπλισμού

Πρόκειται για υλικό του οποίου η επιλογή δεν αφήνεται στον μελετητή. Σύμφωνα, λοιπόν, με την κείμενη νομοθεσία και συγκεκριμένα το ΝΕΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΧΑΛΥΒΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ (Φ.Ε.Κ. 1416Β' / 17-07-2008) επιτρέπεται μόνο η χρήση των B500A και B500C. Προκειμένου να εξασφαλιστεί αυξημένη πλαστιμότητα των μελών προτιμάται ο B500C μεταξύ των δύο.

Οι τιμές που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό είναι το όριο διαρροής και η παραμόρφωση κατά την διαρροή του χάλυβα, ενώ δεν λαμβάνεται υπόψη η κράτυνση. Οι τιμές αυτές δίνονται σε πίνακα στο παράρτημα.

Πίνακας 1.4: Τεχνικά χαρακτηριστικά χάλυβα οπλισμού - διγραμμικός χωρίς κράτυνση.

$\epsilon_{yk}$ ( $10^{-3}$ )	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{uk}$ (MPa)
2.17	500	500

### 1.2.4 Χάλυβας χαλυβδόφυλλων

Για την κατασκευή των σύμμικτων πλακών βασικό είναι να χρησιμοποιηθεί το κατάλληλο χαλυβδόφυλλο. Η σημασία του φαίνεται κυρίως στη φάση κατασκευής, όταν τα φορτία της σκυροδέτησης πρέπει να αναληφθούν εξ' ολοκλήρου από αυτό. Θα χρησιμοποιηθεί ποιότητα S320GD+Z, μια εκ των πιο διαδεδομένων.



Πίνακας 1.5: Τεχνικά χαρακτηριστικά χάλυβα χαλυβδόφυλλου.

$f_{yp}$ (MPa)	$f_{up}$ (MPa)
320	390

### 1.2.5 Κοχλίες

Οι κοχλίες των συνδέσεων για όλο το έργο είναι τρεις. Οι πιο μικροί είναι M12 ποιότητας 6.8, οι αμέσως μεγαλύτεροι M16 και ποιότητας 8.8, ενώ οι μεγαλύτεροι κοχλίες είναι M24 ποιότητας 10.9 και χρησιμοποιούνται και στις συνδέσεις με προένταση. Τηρήθηκε ο άτυπος κανόνας να μην χρησιμοποιούνται κοχλίες με ίδια διάμετρο και διαφορετική κατηγορία. Και αυτό για να μην δημιουργηθούν προβλήματα στο εργοτάξιο.

### 1.2.6 Χάλυβας διατμητικών ήλων

Η διατμητική σύνδεση στις σύμμικτες δοκούς επιτυγχάνεται μέσω διατμητικών ήλων κεφαλής τύπου NELSON, χάλυβα S355.

## 1.3 Φέρων οργανισμός

Ο φέρων οργανισμός των κτιρίων απαρτίζεται από σύμμικτα και από χαλύβδινα μέλη. Πιο συγκεκριμένα, οι πλάκες οροφής των ορόφων και οι συνορεύοντες με αυτές δοκοί αποτελούνται από σύμμικτες διατομές, ενώ οι κεφαλοδοκοί, τα υποστυλώματα, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι μηκίδες και οι τεγίδες έχουν διατομές σιδηρές.

### 1.3.1 Πλάκες

Οι πλάκες που θα αναλυθούν συντίθενται από χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, η γεωμετρία του οποίου μπορεί να βρεθεί στο παράρτημα, άνω και κάτω πλέγμα οπλισμού και σκυρόδεμα. Σε όλη την εργασία χρησιμοποιείται πάχος χαλυβδόφυλλου 0.75 mm με εξαίρεση την περίπτωση των πλακών έδρασης του φυτεμένου δώματος, όπου χρησιμοποιήθηκε πάχος 1 mm. Τα πλέγματα οπλισμού (άνω και κάτω) παραλαμβάνουν αρνητικές και θετικές ροπές αντίστοιχα και αποτελούνται ουσιαστικά από ράβδους Φ8. Όσον αφορά το σκυρόδεμα, αυτό έχει γενικά μικρό πάχος. Θα είχε επιτευχθεί μεγαλύτερη εξοικονόμηση σκυροδέματος εάν η κατασκευή δεν απαιτούσε αυξημένη επικάλυψη.



Εικόνα 1.3: Τεχνικό διάγραμμα SYMDECK 73. Πηγή: (ΕΛΑΣΤΡΟΝ Α.Ε.Β.Ε.)

### 1.3.2 Δοκοί

Οι δοκοί χωρίζονται σε σύμμικτες και κοιλοδοκούς. Οι κοιλοδοκοί χρησιμοποιούνται ως κεφαλοδοκοί για την μεταφορά φορτίων σε υποστυλώματα εκτός διαφράγματος, υποστυλώματα τα οποία δεν συνορεύουν δηλαδή με πλάκες, κυρίως κατά τη σεισμική διέγερση.

Οι σύμμικτες δοκοί χωρίζονται σε δευτερεύουσες και κύριες. Οι δευτερεύουσες παραλαμβάνουν τα στατικά φορτία των πλακών και το μεταφέρουν στις κύριες. Ο άξονάς τους είναι κάθετος στις αυλακώσεις των χαλυβδόφυλλων και οι διατομή τους μικρότερη των κύριων δοκών. Από την άλλη, οι κύριες δοκοί έχουν διεύθυνση παράλληλη στις αυλακώσεις των χαλυβδόφυλλων και μεταφέρουν τα στατικά φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς στα υποστυλώματα. Τα φορτία που φέρουν είναι μεγαλύτερα από αυτά των δευτερευουσών και κατά συνέπεια οι διατομές τους είναι μεγαλύτερες. Σχετικά με την διάταξη των οπλισμών των σύμμικτων δοκών, σημειώνεται ότι τα άνω πλέγματα βρίσκονται χαμηλότερα από την κεφαλή των διατμητικών ήλων, ώστε να λαμβάνεται υπόψη στους ελέγχους διατμητικής σύνδεσης.

### 1.3.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα έχουν διατομές αμιγώς χαλύβδινες. Ο ρόλος τους είναι η μεταφορά των φορτίων, στατικών και σεισμικών, στο έδαφος. Καταπονούνται κυρίως από αξονικές δυνάμεις, οπότε και έχουν μεγαλύτερες απαιτήσεις σε εμβαδόν διατομής. Γι'αυτό και οι διατομές τους είναι πλατύπελμες, της σειράς HE-A, αλλά αρκετά μεγαλύτερες από την περίπτωση των δοκών. Στη βάση τους πακτώνονται στο έδαφος, συνεπώς πρέπει να μελετηθεί κατάλληλα η σύνδεσή τους με το έδαφος.

### 1.3.4 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι φορείς καταπονούνται από σεισμικές δυνάμεις, οπότε πρέπει να ικανοποιούν τους απαιτούμενους ελέγχους. Είθισται να χρησιμοποιούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας, συνήθως χιαστί, προκειμένου να μην απαιτούνται βαρύτερες διατομές υποστυλωμάτων και πιο δύσκολες συνδέσεις μεταξύ υποστυλωμάτων και δοκών, συνδέσεις ροπής. Έτσι, αντί μέσω πλαισίων ροπής προτιμήθηκε η παραλαβή των σεισμικών φορτίων από κοίλες κυκλικές διατομές σε διάταξη Χ.

Στην περίπτωση του κτιρίου παραγωγής και αποθήκευσης, σύνδεσμοι Χ τοποθετούνται και στην στέγη προκειμένου να λειτουργεί όσο το δυνατόν πιο κοντά σε διάφραγμα. Επειδή το κτίριο περιλαμβάνει δύο ορόφους, ο ένας εκ των οποίων φέρει πολύ μάζα, απαιτείται χρήση κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις του. Συνεπώς, στη μία διεύθυνση το στατικό σύστημα καταλήγει να είναι μικτό, αφού συνδυάζονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με πλαίσια ροπών.

### 1.3.5 Μηκίδες και τεγίδες

Οι κατασκευές που μελετώνται περικλείονται από πάνελ, τα οποία παραλαμβάνουν εξωτερικά επιφανειακά φορτία όπως ανεμοπίεση και βάρος χιονιού και τα μεταβιβάζουν στις μηκίδες ή τεγίδες, μέσω των οποίων μεταφέρονται στα υποστυλώματα και τελικά στο έδαφος. Η κύρια καταπόνηση αυτών των μελών είναι η ροπή κάμψης περί τον ισχυρό άξονα, έτσι χρησιμοποιούνται ελαφριές πλατύπελμες διατομές της σειράς HE-A.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

## 2 Φορτία

---

### 2.1 Φορτία ανεξάρτητα του φυσικού περιβάλλοντος

#### 2.1.1 Μόνιμα φορτία

Ως βασική μόνιμη δράση λαμβάνεται το ίδιο βάρος των χαλύβδινων κοιλοδοκών. Για τον προσδιορισμό της απαιτείται μία επαναληπτική διαδικασία, αφού κάθε φορά που αλλάζει κάποια διατομή απαιτείται επανυπολογισμός της. Οι υπόλοιπες μόνιμες δράσεις είναι γενικώς σταθερές καθ' όλη την μελέτη.

Αμέσως μετά το ίδιο βάρος των κοιλοδοκών προσδιορίζεται το ίδιο βάρος των σύμμικτων πλακών. Πρόκειται για επιφανειακό φορτίο που μεταφέρεται στις δευτερεύουσες δοκούς ανάλογα με την ζώνη επιρροής τους. Για τον καθορισμό του χρειάζονται το τεχνικό διάγραμμα και το πάχος του χαλυβδόφυλλου, το συνολικό ύψος της πλάκας και τα ίδια βάρη χάλυβα και οπλισμένου σκυροδέματος.

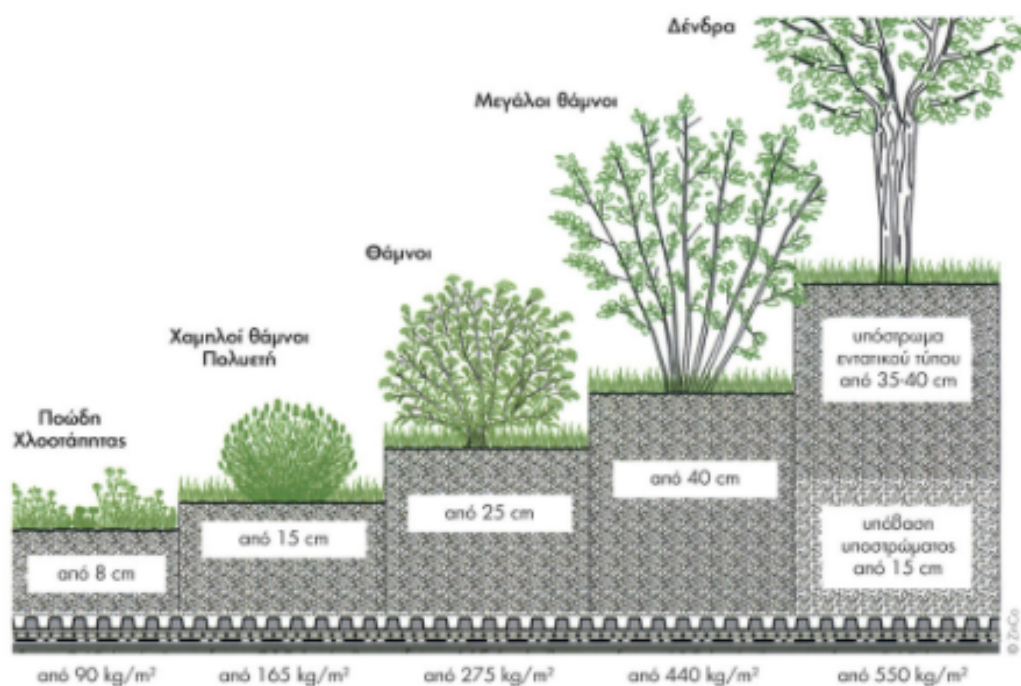
Οι πλάκες μίας κατασκευής πρέπει μετά τη σκυροδέτηση και την ανάπτυξη αντοχής να επικαλυφθούν με δάπεδο. Έτσι, ο μελετητής οφείλει να λάβει υπόψη του το ίδιο βάρος των δαπέδων ως πρόσθετο μόνιμο επιφανειακό φορτίο. Προφανώς, αυτό το φορτίο ασκείται στις πλάκες. Η επιλογή του ίδιου βάρους των δαπέδων συνήθως γίνεται, αφού προσδιοριστούν το πάχος και το υλικό τους, μέσω αναζήτησης στο διαδίκτυο. Ωστόσο, κάτι τέτοιο δεν είναι ιδανικό δεδομένου ότι τόσο ο Ευρωκώδικας (EN 1991-1-1:2002(E)), όσο και η Ελληνική νομοθεσία (Φ.Ε.Κ. 171Α/16-05-1946) παρέχουν τιμές για τα ίδια βάρη υλικών και δαπέδων αντίστοιχα. Από την Ελληνική νομοθεσία λαμβάνεται ως φορτίο δαπέδων, λοιπόν, η τιμή  $180\text{kg} / \text{m}^2$ , το οποίο αντιστοιχεί σε τσιμεντένιες πλάκες ή μωσαϊκά πάχους 2cm επί κισσηροκονιάματος ή σκυροκονιάματος πάχους 6cm.

Επιπλέον των προηγούμενων φορτίων, οι πλάκες φέρουν και τα φορτία των ψευδοροφών. Σε αντίθεση με τα φορτία δαπέδων, η νομοθεσία ορίζει κάποια τιμή, τίθεται απλώς η απαίτηση να μην θεωρείται φορτίο μικρότερο των  $10\text{kg} / \text{m}^2$  (με βάση οδηγία του Τ.Ε.Ε.). Λαμβάνεται η παραδοχή ότι μεγάλη μάζα στοιχείων αναρτάται από τον σκελετό των ψευδοροφών και τελικά τα πρόσθετα μόνιμα φορτία εκ ψευδοροφών ορίζονται  $40\text{kg} / \text{m}^2$ .

Πρόσθετο μόνιμο φορτίο ασκείται και από τα πάνελ πλαγιοκάλυψης και οροφής επί των μηκίδων και τεγίδων αντιστοίχως. Για την πλαγιοκάλυψη επιλέγονται πάνελ φανερής στήριξης WL60 παραγόμενα από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ, με βάρος  $9.37\text{kg} / \text{m}^2$ . Για την κάλυψη της οροφής χρησιμοποιούνται πάνελ RL80 της ίδιας εταιρείας, βάρους  $10.22\text{kg} / \text{m}^2$ . Και τα δύο αυτά προϊόντα είναι της σειράς ECOPANEL, η οποία προσφέρει μικρότερο περιβαλλοντικό αποτύπωμα.

## 2 • Φορτία

Τέλος, η οροφή του κτιρίου διοίκησης διαμορφώνεται με φύτευση, ώστε να μειώνεται το περιβαλλοντικό αποτύπωμα της κατασκευής. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα πρόσθετα μόνιμα φορτία προερχόμενα από το βάρος του κορεσμένου χώματος. Σχετικά με την φύτευση, η στέγη χωρίζεται σε δύο ζώνες, την προσβάσιμη και την μη προσβάσιμη. Στην πρώτη η φύτευση που εφαρμόζεται είναι ημιεντατικού τύπου, με δυνατότητα ανάπτυξης φυτών εδαφοκάλυψης και θάμνων. Ως σύστημα υποδομής χρησιμοποιείται το Floradrain FD 40 - E της ZinCo με πάχος υποστρώματος 25cm και κορεσμένο βάρος χώματος  $2.65\text{kN} / \text{m}^2$ . Σε αυτό προστίθεται φορτίο λόγω υποστρώματος φύτευσης, αποστραγγιστικών στοιχείων και φρεατίου ίσο με  $1.50\text{kN} / \text{m}^2$ . Στην δεύτερη ζώνη, η φύτευση είναι εκτατικού τύπου, το δώμα άβατο και θεωρήθηκε ότι θα τοποθετηθούν φωτοβολταϊκά πάνελ. Το σύστημα υποδομής είναι το Floradrain FD 25 - E της ZinCo με πάχος υποστρώματος 11 cm και κορεσμένο βάρος χώματος  $1.10\text{kN} / \text{m}^2$ . Κι εδώ θεωρούμε μία προσαύξηση  $1.50\text{kN} / \text{m}^2$ . Περιμετρικά τοποθετούνται στηθαία ύψους 1.20m, πλάτους 20cm και βάρους  $5.76\text{kN} / \text{m}$ . Τα φωτοβολταϊκά συστήματα θεωρείται ότι επιβαρύνουν την πλάκα με φορτίο  $0.25\text{kN} / \text{m}^2$ .



Εικόνα 2.1: Έδαφος δώματος με φύτευση. Πηγή: (egreen - Zinco)

### 2.1.2 Ωφέλιμα φορτία

Τα κινητά φορτία προσδιορίζονται από τον Ευρωκώδικα και συγκεκριμένα από τα EN 1991-1-1:2002(E) και EN 1991-1-1:2002(E) National Anthem of Greece. Οι τιμές που δίνονται στους πίνακες προσαυξάνονται κατά  $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ , σύμφωνα με τα όσα ορίζονται στο κείμενο για “μετακινήσιμα χωρίσματα ίδιου βάρους έως  $1.0\text{kN}/\text{m}^2$ ”.

Καθ' όλη την ανάλυση χρησιμοποιούνται τέσσερις κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών. Πιο αναλυτικά, στο κτίριο διοίκησης κυριαρχεί η κατηγορία Β, αφού πρόκειται να στεγάσει γραφεία, ενώ στο κτίριο παραγωγής και αποθήκευσης προϊόντων συναντώνται μόνο οι κατηγορίες Ε1 εντός του κτιρίου και Η στη στέγη. Όμως, ορισμένοι χώροι του κτιρίου γραφείων φορτίζονται σύμφωνα με τα ισχύοντα για κατηγορία Ε1 και αυτό επειδή υπάρχει μεγάλη πιθανότητα να λειτουργήσουν ως θέσεις αποθήκευσης υλικών, όπως για παράδειγμα αποθήκες με σταθερές βιβλιοθήκες όπου θα γίνεται απόθεση τεχνικών σχεδίων, τεχνικών μελετών και υλικά αναγκαία για εκτυπώσεις. Επιπροσθέτως, όπως φαίνεται και στα αρχιτεκτονικά σχέδια, υπάρχουν ημιυπαίθριοι και αίθριοι χώροι, στους οποίους μπορεί να υπάρξει μεγαλύτερη συγκέντρωση ανθρώπων συγκριτικά με τους χώρους ενός γραφείου, αφού θα συνοστίζεται πλήθος εργαζομένων που θα βρίσκεται σε διάλειμμα. Αυτοί οι χώροι, όπως και το βατό φυτεμένο δώμα ημιεντατικού τύπου στην οροφή του εν λόγω κτιρίου θεωρούνται κατηγορίας C5, ως “χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν, επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. εξώστες”. Το υπόλοιπο δώμα στην οροφή είναι άβατο και εμπίπτει στην κατηγορία Η.

Πίνακας 2.1: Κινητά φορτία και συντελεστές  $\psi$  της μελέτης.

Κατηγορία	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\psi_0$ (%)	$\psi_1$ (%)	$\psi_2$ (%)
B	2.00	70	50	30
C5	7.50	70	70	60
E1	7.50	100	90	80
H	0.50	0	0	0

\* Οι παραπάνω τιμές δεν συμπεριλαμβάνουν την προσαύξηση λόγω μετακινήσιμων χωρισμάτων.

## 2.2 Φορτία οφειλόμενα στο φυσικό περιβάλλον

### 2.2.1 Φορτία από χιονόπτωση

Ο Ευρωκώδικας 1 αφιερώνει ένα μέρος του στην περιγραφή του προσδιορισμού των φορτίων που προέρχονται από χιονόπτωση. Η μελέτη έγινε με βάση τα EN 1991-1-3:2002(E) και EN 1991-1-3:2002(E) National Anthem of Greece. Ο μελετητής οφείλει να έχει προσδιορίσει τον β' βαθμό Ο.Τ.Α. κατά το ν.2539/97 (Νόμος Καποδίστρια) στον οποίο υπάγεται το γεωτεμάχιο και το υψόμετρο του γεωτεμαχίου. Από τον νομό που κατασκευάζεται το έργο λαμβάνεται η ζώνη, Z, για την μελέτη. Το υψόμετρο του γεωτεμαχίου στρογγυλοποιείται στην πλησιέστερη εκατοντάδα και έτσι προκύπτει ο αριθμός Α.

Για την τρέχουσα μελέτη οι μεταβλητές Z και Α υπολογίζονται παρακάτω. Το οικοπέδο όπου γίνεται η επένδυση βρίσκεται στη ΒΙ.ΠΕ. του δήμου Πρέβεζας, τόσο σύμφωνα με τον ν.4555/18 όσο και με τον ν.2539/97, ο οποίος υπαγόταν στην νομαρχία Πρέβεζας. Συνεπώς, κατά το EN 1991-1-3:2002(E) National Anthem of Greece βρίσκεται στη ζώνη Z = Β. Επιπλέον, δεδομένου ότι το υψόμετρο είναι μικρότερο των 50 m, A = 0 m.

Έχοντας προσδιορίσει τα  $Z$  και  $A$  είναι δυνατός ο καθορισμός του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στο έδαφος,  $s_{k,A}$ . Για  $Z = B$  δίνεται το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στη στάθμη της θάλασσας,  $s_{k,0} = 0.80$  kPa. Έπειτα και λόγω του  $A = 0$  m είναι  $s_{k,A} = s_{k,0} = 0.80$  kPa. Η αναγωγή του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού από τη στάθμη της θάλασσας στη στάθμη του έργου γίνεται μέσω της σχέσης (2.1) που ακολουθεί.

$$s_{k,A} = s_{k,0} \cdot (1 + (A / 917)^2) \quad (2.1)$$

Προκειμένου να γίνει αναγωγή του φορτίου της χιονόπτωσης από το έδαφος στην στέγη του δομήματος χρειάζεται να ληφθούν υπόψη τρεις συντελεστές. Ο συντελεστής έκθεσης,  $C_e$ , εκφράζει την προστασία που παρέχει το περιβάλλον στην κατασκευή, ο θερμικός συντελεστής,  $C_t$ , απομειώνει το τελικό φορτίο χιονιού ανάλογα με τη θερμική διάδοση της στέγης και ο συντελεστής εξαιρετικών φορτίων χιονιού,  $C_{esi}$ , συνυπολογίζει εξαιρετικά φαινόμενα χιονόπτωσης στην ανάλυση. Από το εθνικό προσάρτημα επιβάλλεται  $C_{esi} = 2$  και από το EN 1991-1-3:2002(E)  $C_t = 1$  ως τυπική τιμή, όταν η θερμική διάδοση της στέγης δεν είναι σημαντική, λεπτομερής υπολογισμός του  $C_t$  αξίζει να γίνει σε περίπτωση που η στέγη είναι γυάλινη. Όσον αφορά το  $C_e$ , ο περιβάλλον χώρος των κατασκευών είναι εκτεθειμένος από όλες τις πλευρές, αφού η απόσταση από γειτονικές κατασκευές είναι τουλάχιστον 20 m, το ανάγλυφο της περιοχής είναι πεδινό και η πυκνότητα των δέντρων αραιή, όλα αυτά έχουν ως αποτέλεσμα τα κτίρια να είναι εκτεθειμένα και άρα  $C_e = 0.80$ .

Τέλος, πρέπει να συμπεριληφθεί στους υπολογισμούς και η κλίση κάθε στέγης. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω του συντελεστή  $\mu_1$ . Στην περίπτωση του κτιρίου διοίκησης, η στέγη είναι οριζόντια και άρα η κλίση είναι μικρότερη των  $30^\circ$ , το κτίριο που στεγάζει την παραγωγή έχει γωνία κλίσης  $3.05^\circ$  μικρότερη των  $30^\circ$ , συνεπώς και στις δύο περιπτώσεις λαμβάνεται  $\mu_1 = 0.80$ . Καταληκτικά, το φορτίο χιονόπτωσης στις στέγες προκύπτει  $s = 0.51$  kPa και  $s = 1.02$  kPa στην συνήθη και την εξαιρετική περίπτωση αντιστοίχως. Η σχέση υπολογισμού του φορτίου λόγω χιονόπτωσης είναι η ακόλουθη.

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,A} \quad (2.2)$$

### 2.2.2 Φορτία από ανεμοπίεση

Ο Ευρωκώδικας 1 αφιερώνει ένα μέρος του στην περιγραφή του προσδιορισμού των φορτίων που προέρχονται από ανεμοπίεση. Η μελέτη έγινε με βάση τα EN 1991-1-4:2005(E) και EN 1991-1-4:2005(E) National Anthem of Greece με μόνη διαφορά τη διόρθωση της παραγράφου 4.2/(1)P του Εθνικού Προσαρτήματος ως εξής:

“Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$  ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.”

η οποία δινόταν λάθος και διορθώθηκε σε μετέπειτα έκδοση του Ευρωκώδικα (EC).

Τα φορτία που πηγάζουν από την ροή του ανέμου διαχωρίζονται σε εξωτερικά φορτία και εσωτερικά φορτία ή υποπίεση. Από αυτά, τα εξωτερικά φορτία διακρίνονται με βάση την γωνία πρόσπτωσης του ανέμου στην κατασκευή σε φορτία ανέμου υπό γωνίες 0 grad, 100 grad, 200 grad και 300 grad. Από την άλλη η υποπίεση χωρίζεται σε θετική και αρνητική ανάλογα με το αν ασκείται προς τα έξω ή προς τα έσω.



## 2 • Φορτία

Η περιοχή μελέτης βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη των 2km από την ακτή και η βλάστησή της είναι αραιή. Με βάση, λοιπόν, το Παράρτημα Α του κανονισμού θεωρείται κατηγορία εδάφους 0. Οι παράμετροι του εδάφους δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 2.2: Παράμετροι εδάφους.

Κατηγορία	$z_0$ (mm)	$z_{0,II}$ (mm)	$z_{max}$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	3	50	200	1

Το εθνικό προσάρτημα παρέχει τις τιμές που θα χρησιμοποιηθούν για τους αναγκαίους συντελεστές προκειμένου να υπολογιστεί η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$  για κάθε κτίσμα. Οι τιμές αυτές (του εποχικού συντελεστή,  $c_{season}$ , και των συντελεστών διεύθυνσης,  $c_{dir}$ , αναγλύφου,  $c_0(z)$  και στροβιλισμού,  $k_I$ ) συλλέχθηκαν και παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα. Ακόμη, υπαγορεύεται να ληφθεί η πυκνότητα του αέρα ως  $\rho = 1.25 \text{ kg / m}^3$ .

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.3)$$

$$k_r = 19\% \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0.07} \quad (2.4)$$

Πίνακας 2.3: Συντελεστές προσαρτήματος.

$c_{season}$ (%)	$c_{dir}$ (%)	$c_0(z)$ (%)	$k_I$ (%)
100	100	100	100

Τέλος, υπολογίζονται, κοινά για τους δύο εξεταζόμενους φορείς, η βασική ταχύτητα ανέμου,  $v_b$ , και ο συντελεστής εδάφους που εξαρτάται από το μήκος τραχύτητας,  $k_r$ . Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (4.1) του κανονισμού και καθορίζεται από την θεμελιώδη τιμή της,  $v_{b,0}$ , ενώ το  $k_r$  δίνεται από τη σχέση (4.5) του κανονισμού. Ως θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου ορίζεται:

“[...] η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος σε ανοιχτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση [...] και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.”

σύμφωνα με τα όσα αναφέρονται στο (1)P της παραγράφου 4.2 της νομοθεσίας. Από τα προηγούμενα προκύπτει  $v_{b,0} = 33 \text{ m / s}$ . Συνεπώς, με βάση τις (4.1) και (4.5) έχουμε  $v_b = 33 \text{ m / s}$  και  $k_r = 15.60\%$  αντιστοίχως. Οι βασικές σχέσεις για τον προσδιορισμό της ανεμοπίεσης δίνονται παρακάτω. Οι επιμέρους συντελεστές τους αναλύονται στο κείμενο κατά την περιγραφή της διαδικασίας επίλυσης.

$$c_r = k_r \cdot \ln(z / z_0) \quad (2.5)$$

$$v_m = c_r \cdot c_0(z) v_b \quad (2.6)$$

$$I_v(z_e) = k_I / (c_0(z) \cdot \ln(z / z_0)) \quad (2.7)$$

$$q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot I_v(z_e)) \cdot 50\% \cdot \rho \cdot v_m^2 \quad (2.8)$$

## 2.2.2.1 Κτίριο διοίκησης

Το βασικό μέγεθος για την φόρτιση ενός κτιρίου με πιέσεις ανέμου είναι το ύψος αναφοράς του,  $z_e$ . Πρόκειται ουσιαστικά για την ελάχιστη τιμή μεταξύ του συνολικού ύψους της κατασκευής,  $h_{tot}$ , του μήκους,  $d$ , και του πλάτους της,  $b$ . Παρατίθεται σχετικός πίνακας μετά το πέρας της παραγράφου. Στην περίπτωση που εξετάζεται, όπου το  $z_e$  είναι μικρότερο του μήκους και του πλάτους της κατασκευής δεν μεταβάλλεται η εξωτερική ανεμοπίεση καθ' ύψος. Σημαντικός είναι και ο λόγος του ύψους του στηθαίου,  $h_p$ , προς το  $h_{tot}$ .

Πίνακας 2.4: Ύψος αναφοράς κτιρίου διοίκησης.

$h_{tot}$ (m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$z_e$ (m)	$h_p / h_{tot}$ (%)
14.80	30	54	12.55	9.56

\* Η πλάκα οροφής της απόληξης του κλιμακοστασίου βρίσκεται σε ύψος 14.80 m, ωστόσο οι διαστάσεις της είναι πολύ μικρότερες αυτές του προσβάσιμου δώματος που βρίσκεται σε ύψος 12.55m.

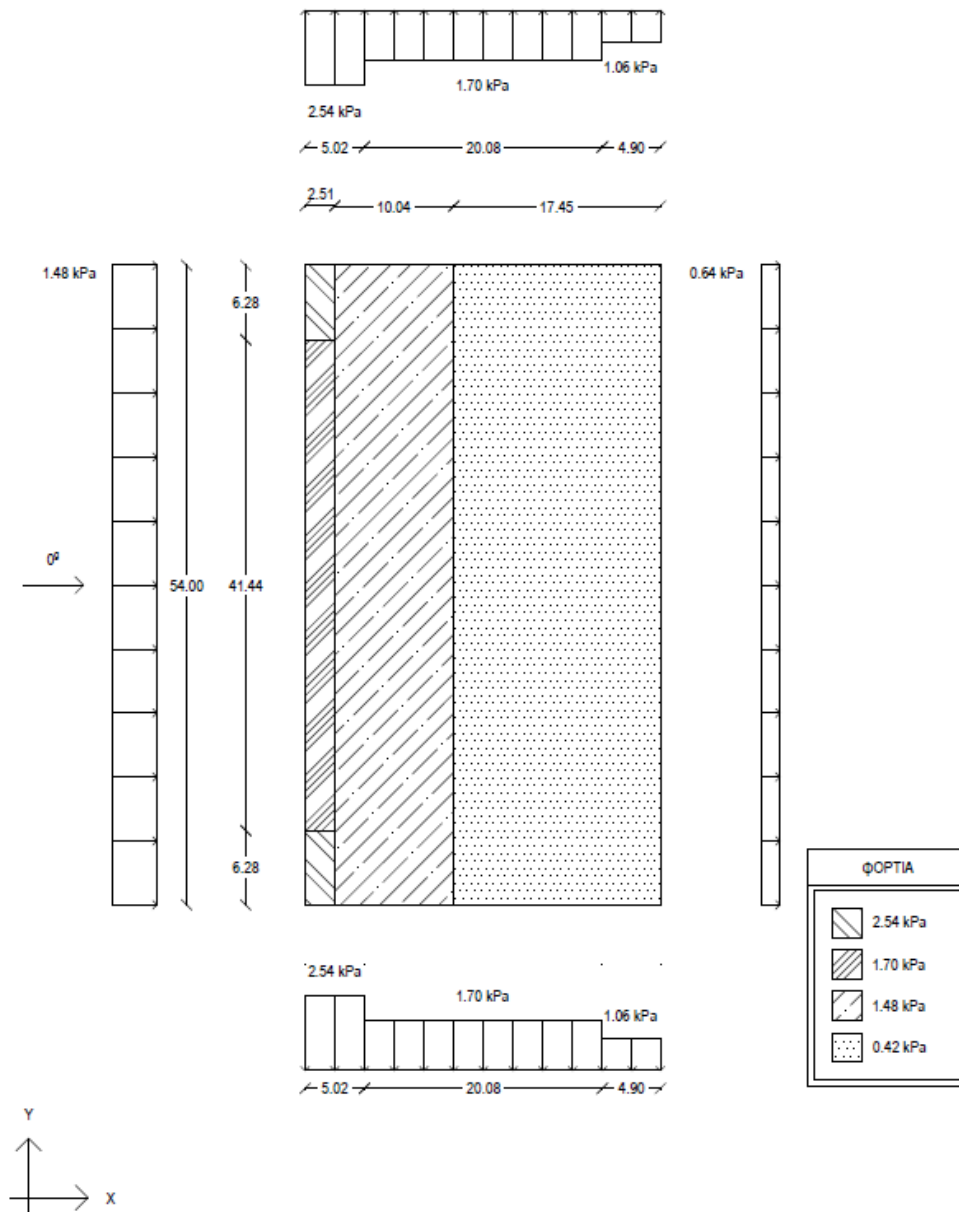
Έχοντας ολοκληρώσει τους προηγούμενους υπολογισμούς είναι δυνατός ο προσδιορισμός της πίεσης ταχύτητας αιχμής,  $q_p(z_e)$ . Πρώτα καθορίζεται ο συντελεστής τραχύτητας εδάφους,  $c_r$ , από την σχέση (4.4). Έπειτα, κάνοντας χρήση της (4.3) και με την παραδοχή ότι οι γειτονικές κατασκευές δεν επηρεάζουν την ταχύτητα του ανέμου προκύπτει η μέση ταχύτητα ανέμου στο ύψος  $z_e$ ,  $v_m$ . Ακολούθως, εξετάζεται η επιρροή του στροβιλισμού του ανέμου στην εξωτερική ανεμοπίεση μέσω του μεγέθους  $I_v(z_e)$  και τελικά υπολογίζεται η πίεση ταχύτητας αιχμής, (4.7) και (4.8) αντιστοίχως.

Πίνακας 2.5: Πίεση ταχύτητας αιχμής κτιρίου διοίκησης.

$c_r$ (%)	$v_m$ (m/s)	$I_v(z_e)$ (%)	$q_p(z_e)$ (kPa)
130.12	42.94	11.99	2.12

Οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου δεν είναι σταθερές καθ'όλο τον όγκο της κατασκευής. Η πίεση που ασκείται στην πλαγιοκάλυψη διαφέρει άρδην από αυτήν που ασκείται στην στέγη, τόσο σε διεύθυνση (εντός XY επιπέδου στην πρώτη περίπτωση, καθώς αυτού στη δεύτερη), όσο και σε τιμή. Σε καθεμία από τις παραπάνω περιπτώσεις διαχωρίζονται περαιτέρω οι επιφάνειες σε ζώνες με διαφορετικό συντελεστή πίεσης επιφάνειας  $c_{pe,i}$ . Αναλόγως της κατεύθυνσης του ανέμου γίνεται διαφορετικός διαχωρισμός του κτιρίου σε ζώνες. Ενδεικτικά παρουσιάζεται μία εκ των τεσσάρων κατευθύνσεων του ανέμου. Προκειμένου να περιοριστούν οι εικόνες που παρατίθενται στο κείμενο παρουσιάζονται ταυτόχρονα οι πλευρικές πιέσεις και οι πιέσεις στην στέγη του δομήματος. Οι πιέσεις στην οροφή έχουν θετική φορά προς τα άνω.

## 2 • Φορτία



Εικόνα 2.2: Πιέσεις ανέμου κτιρίου διοίκησης για κατεύθυνση  $0^\circ$ .

Εκτός από τις εξωτερικές ανεμοπιέσεις η κατασκευή καταπονείται από εσωτερικές πιέσεις ανέμου. Για τις ανάγκες αυτής της εργασίας δεν γίνεται αναλυτικός υπολογισμός του συντελεστή εσωτερικής πίεσης. Αντ' αυτού, γίνεται χρήση της σημείωσης 2 της παραγράφου 7.2.9 του EN 1991-1-4:2005(E). Έτσι, λαμβάνονται ως συντελεστές εσωτερικής ανεμοπίεσης οι τιμές +20% και -30% και εξετάζονται και οι δύο. Υπενθυμίζεται ότι η θετική εσωτερική πίεση ανέμου έχει φορά προς τα έξω, ενώ η αρνητική προς τα μέσα.

Πίνακας 2.6: Υποπίεση κτηρίου διοίκησης.

Εσωτερική ανεμοπίεση	$c_{pi}$ (%)	$w_i$ (kPa)
Προς τα έξω	+ 20.00	+ 0.42
Προς τα έσω	- 30.00	- 0.64

## 2.2.2.2 Κτίριο παραγωγής

Όπως αναφέρθηκε και στα προηγούμενα, αρχικά καθορίζεται το ύψος αναφοράς  $z_e$ . Πρόκειται για την ελάχιστη τιμή μεταξύ του συνολικού ύψους του κτιρίου, του μήκους και του πλάτους του. Η στέγη αυτή τη φορά είναι επικλινή, δίρριχτη με κοινή κλίση, άρα ως συνολικό ύψος κτιρίου λαμβάνεται το ύψος του κορφιά της. Για τον προσδιορισμό του μεγέθους της εξωτερικής ανεμοπίεσης χρειάζεται επίσης η γωνία κλίσης της στέγης, οπότε και παρατίθεται ακολούθως.

Πίνακας 2.7: Ύψος αναφοράς κτιρίου παραγωγής.

$h_{tot}$ (m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$z_e$ (m)	$\alpha$ (°)
12.00	30.00	66.00	12.00	3.05

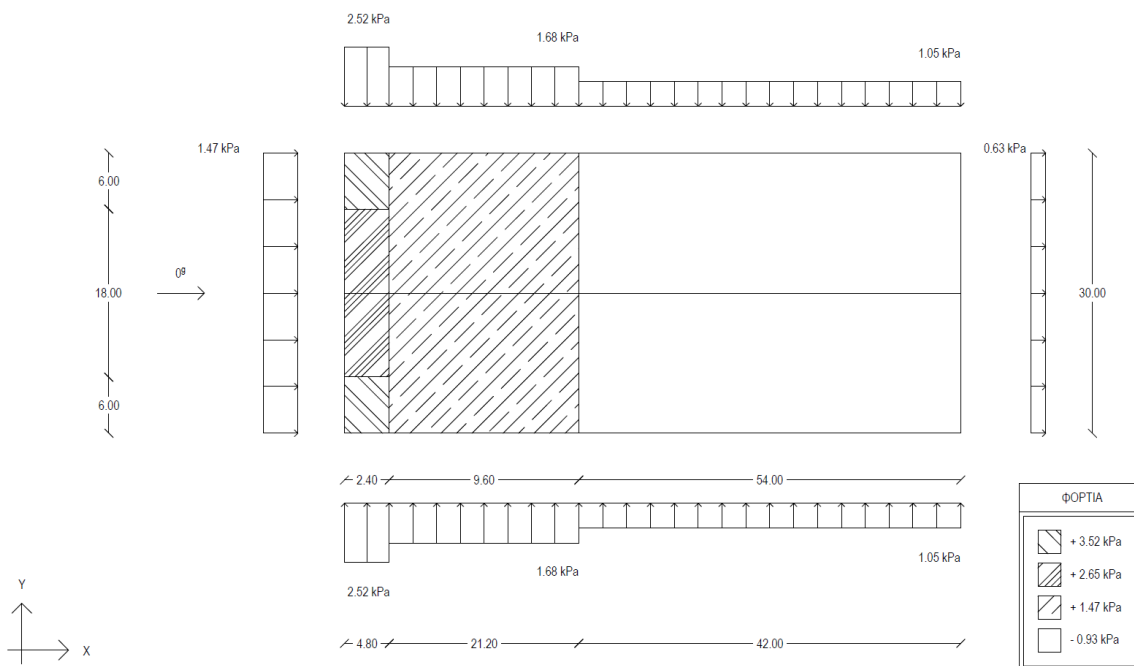
Πάλι υπολογίζεται η πίεση ταχύτητας αιχμής,  $q_p(z_e)$  με την διαδικασία που περιγράφηκε και παραπάνω. Καθορίζονται δηλαδή ο συντελεστής  $c_r$ , η μέση ταχύτητα ανέμου,  $v_m$  και ο συντελεστής στροβιλισμού,  $I_v(z_e)$  και τελικά υπολογίζεται η πίεση ταχύτητας αιχμής. Η μόνη διαφορά στους υπολογισμούς συγκριτικά με τα προηγούμενα είναι η τιμή του  $z_e$ .

Πίνακας 2.8: Πίεση ταχύτητας αιχμής κτιρίου παραγωγής.

$c_r$ (%)	$v_m$ (m/s)	$I_v(z_e)$ (%)	$q_p(z_e)$ (kPa)
129.42	42.71	12.06	2.10

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου. Αρχικά προσδιορίζονται οι πλευρικές ωθήσεις που ασκούνται στην πλαγιοκάλυψη. Αυτό γίνεται με χρήση του πίνακα 7.1 της παραγράφου 7.2.2 του EN 1991-1-4:2005(E) όπως και στα προηγούμενα. Ακολούθως, όμως, υπάρχει μικρή διαφοροποίηση μεταξύ των δύο κατασκευών. Έτσι, για τις ωθήσεις της στέγης γίνεται χρήση των πινάκων 7.4α και 7.4β του EN 1991-1-4:2005(E). Οι τιμές που λαμβάνονται από αυτούς τους πίνακες είναι αυτές που δίνονται για την περίπτωση των 5°, που είναι η πλησιέστερη στις 3.05°. Και πάλι παρατίθενται τα αποτελέσματα των χειρόγραφων υπολογισμών σε εικόνα προκειμένου να είναι πιο ευανάγνωστα. Μία σημαντική σημείωση είναι ότι οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου έχουν θετική φορά προς τα άνω και διεύθυνση αυτή του τοπικού άξονα  $z$  των τεγίδων.

## 2 • Φορτία



Εικόνα 2.3: Πιέσεις ανέμου κτιρίου παραγωγής για κατεύθυνση 0°.

Έχοντας υπολογίσει τις εξωτερικές πιέσεις απαιτείται ο υπολογισμός της υποπίεσης. Και πάλι θεωρείται ότι η υποπίεση προκύπτει ως ποσοστό της πίεσης ταχύτητας αιχμής. Με βάση σημείωση του κανονισμού λαμβάνονται, όπως και για το κτίριο διοίκησης, συντελεστές εσωτερικής πίεσης οι τιμές +20% και -30%. Και οι δύο τιμές πρέπει να εξεταστούν, επειδή η μία έχει ίδια κατεύθυνση με τις εξωτερικές ανεμοπιέσεις, ενώ η άλλη αποτελεί πρόσθετη επιβάρυνση για την κατασκευή όταν εξετάζονται τα φορτία χιονιού σε συνδυασμό με τα μόνιμα.

Πίνακας 2.9: Υποπίεση κτηρίου διοίκησης.

Εσωτερική ανεμοπίεση	$c_{pi}$ (%)	$w_i$ (kPa)
Προς τα έξω	+ 20.00	+ 0.42
Προς τα έσω	- 30.00	- 0.63

### 2.2.3 Σεισμικά φορτία

Η Ελλάδα αποτελεί μία κατεξοχήν σεισμογενή χώρα. Αυτό το γεγονός επηρεάζει τον σχεδιασμό όλων των εγχώριων κατασκευών. Έχει μάλιστα αρνητικές συνέπειες τόσο στο κόστος, όσο και στην αισθητική των κτιρίων. Ακόμη, έχει συνέπειες στο περιβαλλοντικό αποτύπωμα της δόμησης στη χώρα, ενώ δημιουργεί σε ορισμένους πολίτες ένα αίσθημα ανασφάλειας. Καταρχήν, τα σεισμικά φαινόμενα αντιμετωπίζονται ως στατικές δράσεις επί των κατασκευών, παρά την δυναμική τους συμπεριφορά. Από τη μία, αυτό διευκολύνει τον μελετητή στο παρόν, αφού δεν χρειάζεται να πραγματοποιηθούν αναλύσεις χρονοϊστορίας φασμάτων σεισμού. Από την άλλη, είναι αναπόφευκτο στα επόμενα χρόνια ο κανονισμός να αλλάξει και να υποχρεώσει τους μηχανικούς να προσεγγίζουν το φαινόμενο με περισσότερη ακρίβεια.

Όσον αφορά την παρούσα εργασία, οι σεισμικές δράσεις αντιμετωπίζονται συνδυάζοντας τις μεθόδους της ιδιομορφικής και της φασματικής ανάλυσης με πλήρη τετραγωνικό συνδυασμό (CQC). Συνοπτικά, κάθε ιδιοπερίοδος που προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση επιβάλλει επιτάχυνση στην κατασκευή σύμφωνα με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Από αυτή την επιτάχυνση αναπτύσσονται εντατικά μεγέθη στον φέροντα οργανισμό. Τα εντατικά μεγέθη των διαφόρων ιδιομορφών συνδυάζονται κάνοντας χρήση της μεθόδου CQC και προκύπτουν τα τελικά εντατικά μεγέθη για τα οποία θα ελεγχθεί το κτίριο.

Τόσο η φασματική, όσο και η ιδιομορφική ανάλυση προϋποθέτουν τη ρύθμιση ορισμένων παραμέτρων. Αρχικά, απαιτείται να γίνει κατάταξη του εδάφους. Μία από τις παραδοχές που λήφθηκαν στο κεφάλαιο 1 ήταν ότι το έδαφος αποτελείται από σκληρή άργιλο. Κατά συνέπεια, είναι εύλογο να θεωρηθεί ότι η κατηγορία του σύμφωνα με τον EC8 είναι η C. Επίσης, είναι γνωστό από το κεφάλαιο 1 ότι το γεωτεμάχιο βρίσκεται εντός του νομού Πρεβέζης. Σύμφωνα, λοιπόν, με το Φ.Ε.Κ. 1154B/12-08-2003 η σεισμική ζώνη στην οποία γίνεται το έργο είναι η II. Οι κατασκευές είναι συνήθεις οικοδομικά κτίρια, οπότε η κατηγορία σπουδαιότητας της καθεμιάς είναι II. Ακόμη, στην περίπτωση του κτιρίου διοίκησης λαμβάνεται μέση κατηγορία πλαστιμότητας, ενώ για το κτίριο παραγωγής η κατηγορία πλαστιμότητας είναι χαμηλή, όπως είθισται και σε βιομηχανικές αποθήκες. Τέλος, σχετικά με τον υπολογισμό του ποσοστού συμμετοχής στη μάζα των ωφέλιμων φορτίων για κάθε κτίριο έγινε χρήση του πίνακα 4.2 που βρίσκεται στην παράγραφο 4.2.4 του EN 1998-1:2004(E), με τη διαφορά ότι και τα φορτία κατηγορίας E1 λήφθηκαν με  $\varphi = 100\%$  ανεξαρτήτως ορόφου.

Πίνακας 2.10: Συμμετοχή ωφέλιμων φορτίων στη μάζα των κτιρίων.

Κατηγορία	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\psi_2$ (%)	$\psi_E$ (%)
B	2.00	30	24
C5	7.50	60	60
E1	7.50	80	80
H	0.50	0	0

## 3 Διαστασιολόγηση καμπτόμενων μελών

---

### 3.1 Πλάκες

#### 3.1.1 Εισαγωγή

Στη συνήθη περίπτωση των σύμμεικτων κατασκευών τα διαφράγματα έκαστου ορόφου απαρτίζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα συνδυασμένο με χαλυβδόφυλλα. Το γεγονός αυτό αναμφίβολα έχει αρνητικές επιπτώσεις στην κοστολόγηση, ωστόσο συνοδεύεται από οφέλη σχετικά με τα τεχνικά χαρακτηριστικά και την κατασκευή των πλακών. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι η αντοχή τέτοιων στοιχείων είναι αυξημένη συγκριτικά με την περίπτωση των πλακών που συναντώνται στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, με συνέπεια την μείωση του στατικού ύψους των επιφανειακών αυτών στοιχείων. Επιπροσθέτως, η ταχύτητα ανέγερσης του δομήματος αυξάνεται ραγδαία, καθώς δεν υπάρχει η ανάγκη χρήσης ξυλότυπου κατά τη σκυροδέτηση, επειδή το χαλυβδόφυλλο προσφέρεται ως βάση που συγκρατεί το σκυρόδεμα. Βεβαίως, οι οικονομικές εξελίξεις στον τομέα των κατασκευών είναι αυτές που καθορίζουν τελικά τα υλικά που βρίσκονται στη διάθεση του μελετητή κι έτσι δεν αποκλείεται τα διαφράγματα μίας σύμμεικτης κατασκευής να αποτελούνται αμιγώς από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πάντως, στο πλαίσιο αυτής της εργασίας χρησιμοποιήθηκαν πλάκες με χαλυβδόφυλλο.

Τα αναγκαία χαλυβδόφυλλα που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν παράγονται από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και συνοδεύονται με πρόγραμμα που πραγματοποιεί τους απαραίτητους υπολογισμούς (SymDeck Designer 2). Η χρήση αυτού του προγράμματος διευκολύνει και επισπεύδει την διαστασιολόγηση, αλλά είναι συνυφασμένη με μία προϋπόθεση που δεν πληρείται σε αυτή την εργασία. Πιο αναλυτικά, οι κατηγορίες σκυροδέματος που έχουν ενταχθεί μέχρι τώρα στον κώδικα του εν λόγω προγράμματος είναι μόνο δύο, οι C20/25 και C25/30. Αυτές οι δύο κατηγορίες επαρκούν για μία τυπική κατασκευή, όμως η παρούσα εργασία έχει εξ'αρχής ως στόχο την χρήση σκυροδέματος C30/37. Είναι προφανές ότι η χρήση του προγράμματος, λοιπόν, δεν επαρκεί για την αντιμετώπιση του προβλήματος. Επαρκεί για την πραγματοποίηση των ελέγχων που σχετίζονται με το χαλυβδόφυλλο και μπορεί να χρησιμοποιηθεί επικουρικά για τον έλεγχο των αποτελεσμάτων. Με βάση τα προηγούμενα αναπτύχθηκαν υπολογιστικά φύλλα, τα οποία κάνοντας χρήση των σχέσεων του κανονισμού διεκπεραιώνουν τους απαραίτητους ελέγχους. Καταληκτικά, τόσο το πρόγραμμα, όσο και τα αυτοσχέδια υπολογιστικά φύλλα αναλαμβάνουν μέρος της διαστασιολόγησης.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Οι στοιχειώδεις παραδοχές με βάση τις οποίες όλες οι πλάκες του συγκροτήματος δομημάτων διαστασιολογήθηκαν είναι έξι. Οι αυλακώσεις των χαλυβδόφυλλων τοποθετούνται κάθετα στις δευτερεύουσες δοκούς. Οι πλάκες εξετάζονται ως ραβδωτά στοιχεία με ζώνη επιρροής 1.00m. Η απόσταση των δευτερευουσών δοκών είναι 2.00m, συνεπώς κάθε πλάκα αναλύεται ως αμφιέριστη δοκός μήκους 2.00m. Οι έλεγχοι της φάσης κατασκευής αφορούν το χαλυβδόφυλλο και άρα γίνονται χρησιμοποιώντας το SymDeck Designer 2. Ο οπλισμός των ανοιγμάτων τοποθετείται στο άνω μισό του συνολικού ύψους της πλάκας. Μισό μέτρο περίξ των ενδιάμεσων στηρίξεων των πλακών τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός για την αποφυγή ρηγμάτωσης στο κάτω μισό του συνολικού ύψους της πλάκας.

#### 3.1.2 Κτίριο διοίκησης

Το εν λόγω κτίριο απαρτίζεται από το ισόγειο, δύο ορόφους, ένα δώμα με φύτευση και την απόληξη του κλιμακοστασίου ως άβατο δώμα. Το ισόγειο απαρτίζεται από πλάκες απλά εδραζόμενες στο έδαφος, η οροφή ισόγειου και Α' ορόφου αποτελούνται από πλάκες ίδιων τεχνικών χαρακτηριστικών εξ' αιτίας της ομοιομορφίας των φερόμενων φορτίων τους, το δώμα χωρίζεται σε δύο επιμέρους τμήματα, αυτό του εντατικού και αυτό του ημιεντατικού τύπου, με διαφορετικές πλάκες για το καθένα, ξεχωριστή περίπτωση είναι και η πλάκα οροφής του κλιμακοστασίου, η οποία φέρει τα μικρότερα φορτία. Προκειμένου το κείμενο να είναι ευανάγνωστο παρατίθενται τα βασικά τεχνικά χαρακτηριστικά των πλακών στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 3.1: Χαρακτηριστικά πλακών κτιρίου διοίκησης.

Πλάκα	$h_p$ (mm)	$t_p$ (mm)	$h$ (mm)	$c$ (mm)	Οπλισμός ανοιγμάτων	Οπλισμός στηρίξεων
Οροφής ισόγειου	73	0.75	180	60	Φ8/300 κάτω	Φ8/300 άνω Φ8/300 κάτω
Οροφής Α' ορόφου	73	0.75	180	60	Φ8/300 κάτω	Φ8/300 άνω Φ8/300 κάτω
Οροφής Β' ορόφου (Ημ/κό δώμα)	73	1.00	180	60	Φ8/300 κάτω	Φ8/300 άνω Φ8/300 κάτω
Οροφής Β' ορόφου (Εν/κό δώμα)	73	1.00	170	50	Φ8/350 κάτω	Φ8/350 άνω Φ8/350 κάτω
Απόληξης κλ/σίου	73	0.75	170	50	Φ8/350 κάτω	Φ8/350 άνω Φ8/350 κάτω



### 3.1.3 Κτίριο παραγωγής

Σε αντίθεση με τα προηγούμενα, η κατασκευή αποτελείται από το ισόγειο και δύο ορόφους με σημαντικά μικρότερη κάλυψη στεγαζόμενα από κεκλιμένα ζυγώματα. Στο ισόγειο οι πλάκες εδράζονται επί του εδάφους, όπως και στο κτίριο διοίκησης. Ο Α΄ όροφος φέρει μεγάλα ωφέλιμα φορτία, επειδή λειτουργεί ως τόπος αποθήκευσης υλικού. Ο Β΄ όροφος από την άλλη έχει χρήση γραφείου και λειτουργεί ως προέκταση του γειτονικού κτιρίου. Τέλος η δίκλινη στέγη δεν είναι προσβάσιμη και δεν λειτουργεί ως διάφραγμα, εξού και χρειάζεται συνδέσμους δυσκαμψίας προς αποφυγή μεγάλων σχετικών μετακινήσεων των μελών της. Ακολουθεί συγκεντρωτικός πίνακας με τα χαρακτηριστικά των πλακών.

Πίνακας 3.2: Χαρακτηριστικά πλακών κτιρίου παραγωγής.

Πλάκα	$h_p$ (mm)	$t_p$ (mm)	$h$ (mm)	$c$ (mm)	Οπλισμός ανοιγμάτων	Οπλισμός στηρίξεων
Οροφής ισογείου	73	0.75	170	50	Φ8/350 κάτω	Φ8/350 άνω Φ8/350 κάτω
Οροφής Α΄ ορόφου	73	0.75	170	50	Φ8/350 κάτω	Φ8/350 άνω Φ8/350 κάτω

### 3.1.4 Τρόπος ανάλυσης

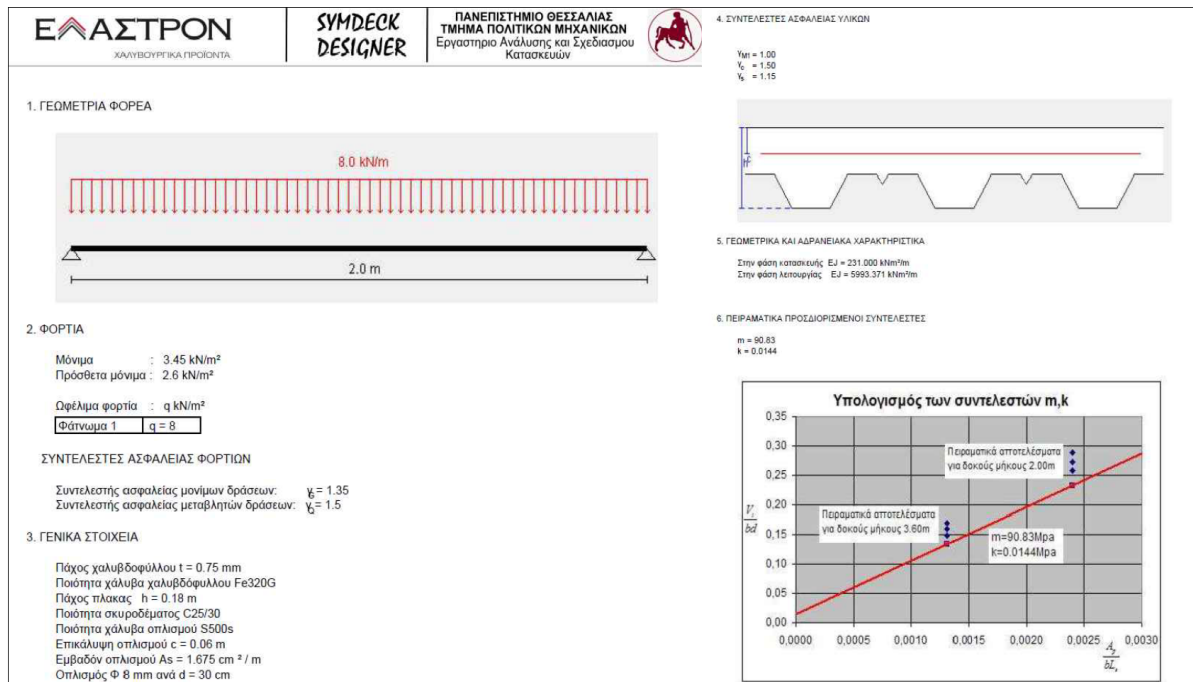
Η μέθοδος που ακολουθήθηκε γίνεται αντιληπτή από τις ακόλουθες εικόνες. Αρχικά παρουσιάζεται η διάταξη των πλακών στην οροφή ενός ορόφου. Έπειτα παρατίθενται τα αποτελέσματα του προγράμματος για τη φάση κατασκευής και των υπολογιστικών φύλλων για τη φάση λειτουργίας. Τέλος φαίνεται η διατομή της σύμμικτης πλάκας.

Οι πλάκες έκαστου ορόφου είθισται να έχουν κοινό συνολικό ύψος και τεχνικές προδιαγραφές. Ο κύριος λόγος για αυτό είναι η τυποποίηση τους και άρα η ευκολία και η επίσπευση της διαδικασίας ανέγερσης της κατασκευής. Για την περίπτωση όπου η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση την παραδοχή των ανεξάρτητων αμφιέρειστων ραβδωτών μελών αναπόφευκτα η φόρτιση θα είναι η δυσμενέστερη πιθανή για το άνοιγμα του μέλους. Δεδομένου, επίσης, ότι τα μόνιμα φορτία που φέρουν οι πλάκες ενός ορόφου είναι ίδια προκύπτει ότι το πιο επιβαρυνόμενο μέλος είναι εκείνο του οποίου το κινητό φορτίο είναι το μέγιστο. Συνεπώς, από τις κατόψεις των ορόφων και την διάταξη των δοκών, δευτερευουσών και κύριων, ορίζονται οι επιμέρους ανεξάρτητες για την ανάλυση πλάκες, οι οποίες φορτίζονται με διαφορετικό ωφέλιμο φορτίο αναλόγως της κατηγορίας χρήσης των υπερκείμενων τους χώρων. Αυτό αποτυπώνεται στην ακόλουθη εικόνα 3.1.



### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Έχοντας καθορίσει το πλαίσιο του προβλήματος είναι δυνατή η επίλυσή του, πρώτο στάδιο της οποίας είναι ο προσδιορισμός του πάχους του χαλυβδόφυλλου. Γι' αυτόν το σκοπό μπορεί και θα χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα της ΕΛΑΣΤΡΟΝ SymDeck Designer 2. Συμπληρώνονται τα δεδομένα σύμφωνα με τις παραδοχές που παρουσιάστηκαν παραπάνω και προκύπτει η ακόλουθη εικόνα.



Εικόνα 3.2: Παράμετροι διαστασιολόγησης πλάκας οροφής ισογείου.

Εν συνεχεία πραγματοποιούνται οι έλεγχοι για τη φάση κατασκευής. Οι εν λόγω έλεγχοι αφορούν το χαλυβδόφυλλο και μάλιστα αποτελούν το σύνολο των απαιτούμενων για τον καθορισμό του πάχους του υπολογισμών.

#### 7. ΡΟΠΕΣ ΚΑΙ ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

i) Χαλυβδόφυλλο

Θετικές ροπές αντοχής σχεδιασμού  $M_{Rd,S}$  (kNm)

Φάνωμα 1 : 6.85

Αρνητικές ροπές αντοχής σχεδιασμού  $M_{Rd,S}$  (kNm)

#### 9. ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής



Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma_s \gamma_q + (\gamma_s \gamma_q + \gamma_s 0.75) + \gamma_s Q_{\text{αυτοβάρηση}}$

Όπου το φορτίο  $Q_{\text{αυτοβάρηση}}$  είναι ένα φορτίο 0.75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα. Το ίδιον βάρος του σκυροδέματος μαζί με το φορτίο 0.75 kN εφαρμόζεται ή μόνο στα ανοίγματα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι:  $0.50 < 1.00$

ii) Έλεγχος βελών κάμψης



Συνδυασμός φόρτισης : g

Όριο: 1/160 ή 20mm

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλους κάμψης είναι:  $0.28 < 1.00$

Εικόνα 3.3: Έλεγχος πλάκας οροφής ισογείου κατά τη φάση κατασκευής στο SymDeck Designer 2.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Οριστικοποιώντας το πάχος του χαλυβδόφυλλου είναι δυνατός ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας. Όπως προαναφέρθηκε, λόγω της χρήσης σκυροδέματος μη υποστηριζόμενου από το πρόγραμμα, τύπου C30/37, το εναπομείναν μέρος της διαστασιολόγησης κωδικοποιήθηκε σε βιβλίο υπολογισμών. Στο πρώτο υπολογιστικό φύλλο του βιβλίου ορίζονται πάλι οι παράμετροι του προβλήματος, όπως φαίνεται παρακάτω.

Rebar Steel	B500C			Tinplate	Symdeck73
Concrete	C30/37	(XS1)		t <sub>p</sub> (mm)	0,75
Tinplate Steel	S320 GD+Z			h <sub>p</sub> (mm)	73
				Rebar	Φ8/300 + Φ8/300 (up+down)
				covering (mm)	60 (XS1)
<b>Steel sheeting's characteristics (provided by constructor)</b>					
Thickness	t <sub>p</sub> (mm)	0,75	1	1,25	
Weight	G (kg/m <sup>2</sup> )	9,81	13,08	16,36	
Area	A (cm <sup>2</sup> /m)	12,76	16,96	21,31	
Moment of inertia	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	110,01	147,22	184,43	
Moment of resist	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	27,57	36,99	42,23	
<b>h (mm)</b>	<b>180</b>				
f <sub>y,p</sub> (MPa)	320				
f <sub>y,p</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	32				
f <sub>y,s</sub> (MPa)	500				
f <sub>y,s</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	50				
f <sub>ck</sub> (MPa)	30				
f <sub>ck</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	3				

Εικόνα 3.4α: Παράμετροι ελέγχου πλάκας οροφής ισογείου κατά τη φάση λειτουργίας.

<b>b (mm)</b>	<b>187,5</b>			slab --> independent simply supported beams	
A <sub>p</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	12,76			<b>L (m)</b>	<b>2</b>
A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	239,25				
<b>g<sub>p</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>0,096</b>			<b>Construction phase</b>	
<b>g' (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,6</b>			SLS (kN/m <sup>2</sup> )	5,11
				ULS (kN/m <sup>2</sup> )	7,66
Ac (mm <sup>2</sup> )	25373			<b>In use</b>	
h <sub>c,eq</sub> (mm)	135,32			SLS (kN/m <sup>2</sup> )	14,08
<b>g<sub>c'</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>3,52</b>	constr. phase		ULS (kN/m <sup>2</sup> )	20,21
<b>g<sub>c</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>3,38</b>	in use phase			
q <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	0,75				
q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	0,75	distr. at area 3x3			
<b>q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>8</b>				

Εικόνα 3.4β: Φορτίο πλάκας οροφής ισογείου κατά τη φάση λειτουργίας.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Οι πρώτοι έλεγχοι που πραγματοποιούνται αφορούν την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας της πλάκας όπως συνηθίζεται σε κάθε μελέτη. Αναλυτικότερα, πρώτα εξετάζεται η αντοχή έναντι ροπής κάμψης και έπειτα έναντι διατμητικής δύναμης. Σημειώνεται ότι και στις δύο περιπτώσεις η θεώρηση των πλακών ως ανεξάρτητες αμφιέρειστες δοκούς καθορίζει τους ελέγχους.

Σχετικά με την αντοχή σε κάμψη, απαιτείται μόνο ο έλεγχος της ροπής στο άνοιγμα κατά τα γνωστά από τη στατική των ισοστατικών φορέων. Η συμμετοχή του χάλυβα οπλισμού αγνοείται υπέρ της ασφαλείας. Έτσι η ροπή κατά την αστοχία ισοδυναμεί με ένα ζεύγος δυνάμεων, μία θλιπτική και μία εφελκυστική. Το σκυρόδεμα παραλαμβάνει τη θλίψη και το χαλυβδόφυλλο τον εφελκυσμό. Ο ουδέτερος άξονας ελέγχεται ώστε να βρίσκεται πάνω από το χαλυβδόφυλλο και έπειτα υπολογίζεται το  $M_{pl,Rd}$  με βάση τη βιβλιογραφία. Αρνητική ροπή αντοχής δεν υπολογίζεται, καθώς δεν συναντώνται αρνητικές ροπές στο προσομοίωμα. Ωστόσο, στην πραγματικότητα οι στηρίξεις παρέχουν στρωφική αντίσταση και άρα αναπτύσσονται κάποιες αρνητικές ροπές. Γι' αυτό το λόγο τοποθετείται σε περιοχή απόστασης μέχρι 1.20m από τις στηρίξεις πρόσθετος οπλισμός σε συνδυασμό με τον ελάχιστο. Ο ουδέτερος άξονας στις πλάκες που αναλύθηκαν προέκυψε πάνω από το χαλυβδόφυλλο, οπότε η αντοχή σε ροπή κάμψης υπολογίστηκε με βάση τις εξισώσεις που ακολουθούν.

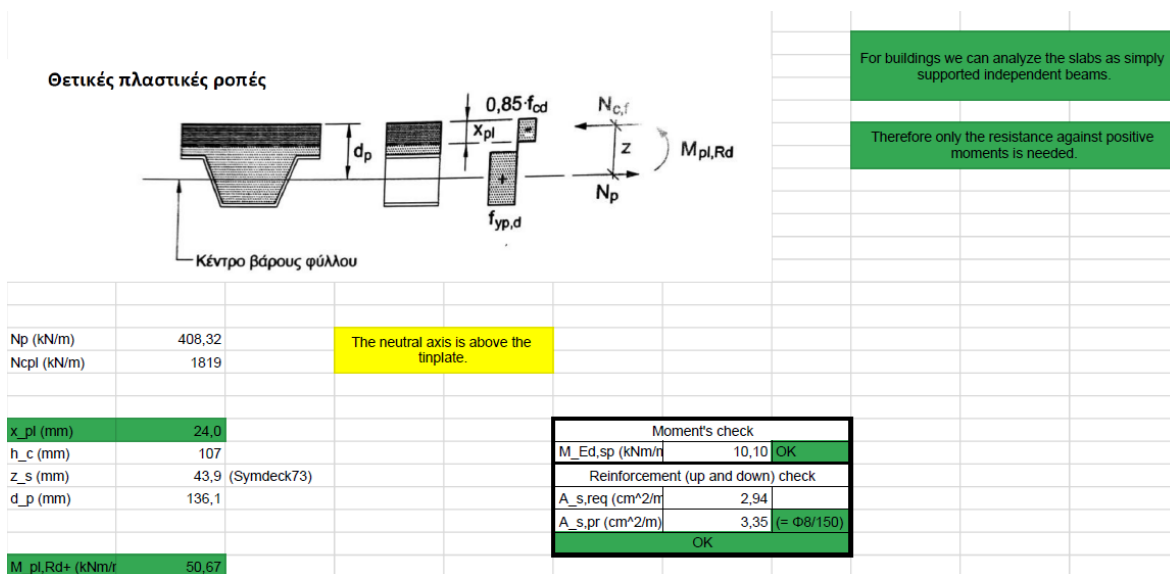
$$x_{pl} = (N_p) / (b \cdot 85\% \cdot f_{cd}) \quad (3.1)$$

$$N_p = A_p \cdot f_{yp,d} \quad (3.2)$$

$$M_{pl,Rd} = N_p \cdot (d_p - x_{pl} / 2) \quad (3.3)$$

Όπου:

- $f_{cd}, f_{yp,d}$ : αντοχές σχεδιασμού σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου αντίστοιχα.
- $A_p$ : εμβαδόν χάλυβα χαλυβδόφυλλου.
- $d_p$ : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου.
- $b$ : πλάτος εξεταζόμενης διατομής, εδώ 100cm.



Εικόνα 3.5: Ροπή αντοχής πλάκας οροφής ισογείου κατά τη φάση λειτουργίας.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Όσον αφορά τους διατμητικούς ελέγχους, η μέγιστη τέμνουσα εμφανίζεται στις στηρίξεις. Σε ξεχωριστό υπολογιστικό φύλλο υπολογίζεται πρώτα η αντοχή της πλάκας έναντι τέμνουσας και έπειτα έναντι διαμήκους διάτμησης. Στη δεύτερη περίπτωση χρησιμοποιείται η μέθοδος  $m - k$  για πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση. Τελικά συγκρίνεται η τέμνουσα στο στήριγμα με την ελάχιστη τιμή μεταξύ των δύο παραπάνω αντοχών. Μία καλή πρακτική, που βέβαια δεν είναι δεσμευτική, είναι ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής να είναι μεταξύ των τιμών 80% και 90%. Οι εξισώσεις υπολογισμού για τους ελέγχους σε τέμνουσα είναι οι παρακάτω.

$$V_{Rd,c} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} / b \quad (3.4)$$

$$\tau_{Rd} = C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l / f_{ck})^{1/4} > v_{min} \quad (3.5)$$

$$v_{min} = 3.5\% \cdot k^{1.5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.6)$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / d_p} \quad (3.7)$$

$$C_{Rk,c} = 18\% \cdot \gamma_{ser} \quad (3.8)$$

$$\rho_l = A_p \cdot b / (b_0 \cdot d_p) \leq 18\% \quad (3.9)$$

$$V_{l,Rd} = (b \cdot d_p / \gamma_{vs}) \cdot (m \cdot A_p / (b \cdot L_s) + k) \quad (3.10)$$

$$L_s = L / 4 \quad (3.11)$$

Όπου:

- $b_0$ : μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου.
- $\gamma_{vs}$ : συντελεστής ασφαλείας με τιμή 125%.
- $m, k$ : σταθερές από πειράματα που όμως δίνονται από το SymDeck Designer 2.

Shear strength		Shear force's check	
$\tau_{Rd}$ (MPa)	0,63	$V_{Ed}$ (kN/m)	20,21 OK
$\tau_{Rd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0,06		
$b$ (mm)	187,5	$(V_{Ed} / V_{Rd})$	79,14
$d_p$ (mm)	136,1		
$b_0$ (mm)	72,5		
$C_{Rk,c}$	0,18		
$\rho_l$	0,02		
$k$	2,21		
$v_{min}$ (MPa)	0,63		
$V_{Rd,c}$ (kN/m)	33,19		
$m$ (MPa)	90,83		
$k$ (MPa)	0,0144		
$L_s$ (mm)	500		
$V_{l,Rd}$ (kN/m)	25,53		
$V_{Rd}$ (kN/m)	25,53		

Εικόνα 3.6: Αντοχή πλάκας οροφής ισογείου σε διάτμηση κατά τη φάση λειτουργίας.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Τη διαδικασία διαστασιολόγησης ολοκληρώνουν οι έλεγχοι της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας στη φάση λειτουργίας. Προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι αναγκαίοι υπολογισμοί λήφθηκε ως παραδοχή ότι το σκυρόδεμα που βρίσκεται πάνω από το χαλυβδόφυλλο δεν έχει ρηγματωθεί. Τα βέλη υπολογίστηκαν με τη σύμβαση ότι το προσομοίωμα είναι μία αμφιέρειστη δοκός. Για τον υπολογισμό της ταλάντωσης χρησιμοποιήθηκε η παρακάτω σχέση.

$$f_1 = 1 / (2 \cdot \pi) \cdot (1.571 / L)^2 \cdot \sqrt{E \cdot I / \mu} \quad (3.12)$$

Όπου:

- L: άνοιγμα πλάκας.
- E: μέτρο ελαστικότητας ισοδύναμης διατομής σκυροδέματος.
- I: ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής σκυροδέματος.
- $\mu$ : κατανεμημένη μάζα ανά μονάδα μήκους.

Arrows' check		
$\delta_q$ (mm)	0,510	OK
$\delta_{tot}$ (mm)	3,814	OK

Cracks' check		
Completed in construction phase's checks		
Φ8/300 up and Φ8/300 down		

Frequency's check		
p (kN/m <sup>2</sup> )	8,5	
EI (kN*m <sup>2</sup> /m)	3266,8	
f (Hz)	6,0	OK

Εικόνα 3.7: Έλεγχοι λειτουργικότητας πλάκας οροφής ισογείου κατά τη φάση λειτουργίας.

## 3.2 Δοκοί

### 3.2.1 Εισαγωγή

Μεταξύ των πλακών και των υποστυλωμάτων παρεμβάλλονται οι δοκοί του κτιρίου, οι οποίες εξασφαλίζουν την ομαλή μεταφορά των φορτίων. Είναι ευρέως γνωστό ότι σε χώρες όπως η Ελλάδα που μαστίζονται από ισχυρούς σεισμούς η χρήση τέτοιων φερόντων στοιχείων δεν είναι προαιρετική, όπως σε χώρες της Βόρειας Ευρώπης. Οι σύμμικτες δοκοί που συναντώνται στο έργο δεν είναι εγκιβωτισμένες σε σκυρόδεμα γεγονός που οδηγεί σε εξοικονόμηση σκυροδέματος και επιτάχυνση της ανόρθωσης του φορέα. Σημειώνεται ότι στο έργο συναντώνται και απλές σιδηροδοκοί που χρησιμεύουν μόνο για την μεταφορά σεισμικών φορτίων μεταξύ πλαισίων που ανήκουν στα διαφράγματα και αυτών που δεν είναι μέρη τους.

Ο έλεγχος των σύμμικτων δοκών πραγματοποιείται κάνοντας χρήση του προγράμματος Beams Calculator της εταιρίας ArcelorMittal. Έτσι για κάθε όροφο εξετάζονται πρώτα οι δευτερεύουσες δοκοί και έπειτα οι κύριες. Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία των κύριων δοκών προσανξάνονται με το ίδιο βάρος των δευτερευουσών. Επιπλέον, όπως είναι γνωστό, οι δευτερεύουσες δοκοί παρέχουν πλευρική εξασφάλιση στο άνω πέλμα των κύριων κατά τη φάση κατασκευής. Ακόμη, οι πλάκες εξασφαλίζουν πλευρικά το άνω πέλμα κάθε δοκού στη φάση λειτουργίας. Είναι σημαντικό οι κύριες δοκοί κτιρίων με πλαισιακή λειτουργία να έχουν ποσοστό διατμητικής σύνδεσης μεγαλύτερο του 80%, οπότε και τοποθετήθηκε κατάλληλος αριθμός διατμητικών ήλων. Τέλος, αυτές οι δοκοί θεωρούνται αμφιέριστες, ώστε να είναι απλούστερα τα προσομοιώματα και να διαμορφώνονται πιο εύκολα οι συνδέσεις.

Οι κεφαλοδοκοί δεν έχουν σύμμικτη διατομή και έτσι η διαστασιολόγησή τους έγινε με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Το στατικό τους προσομοίωμα είναι αυτό της αμφιέριστης δοκού. Οι παράμετροι για τους ελέγχους σε λυγισμό ορίζονται ώστε οι πράξεις να γίνουν εξ'ολοκλήρου στο πρόγραμμα. Οι κρίσιμοι έλεγχοι για την διαστασιολόγησή τους είναι έναντι των σεισμικών συνδυασμών.

#### 3.2.2 Κτίριο διοίκησης

Καθένας από τους τρεις ορόφους, όπως και η απόληξη του κλιμακοστασίου, περιλαμβάνει δευτερεύουσες δοκούς μήκους 6.00m και κύριες δοκούς μήκους είτε 10.00m είτε 5.00m. Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν ζώνη επιρροής 2.00m, με βάση και τα όσα αναφέρθηκαν στην ενότητα σχετικά με τις πλάκες. Από την άλλη, οι κύριες δοκοί έχουν ζώνη επιρροής 6.00m. Για λόγους τυποποίησης οι δευτερεύουσες δοκοί σε έναν όροφο έχουν ίδια διατομή και αντίστοιχα οι κύριες μήκους 10.00m και 5.00m. Εξάιρεση αποτελούν οι δευτερεύουσες δοκοί που αποτελούν μέρος πλαισίων, στις οποίες τοποθετούνται περισσότεροι διατμητικοί ήλοι. Χρησιμοποιούνται πλατύπελμοι σιδηροδοκοί “H” της σειράς HE-A, επειδή είναι πιο ευσταθείς στη φάση κατασκευής από τις υψίκορμες της σειράς IPE και πιο ελαφριές από τις πλατύπελμες της σειράς HE-B.

Πίνακας 3.3: Διατομή δευτερευουσών δοκών κτιρίου διοίκησης.

Οροφή	Ενδιάμεσες	Ακραίες
Ισογείου	HE-180A	HE-140A
Α΄	HE-180A	HE-140A
Β΄ (Ημιεντατικός)	HE-200A	HE-140A
Β΄ (Εκτατικός)	HE-180A	HE-140A
Απόληξης κλιμακοστασίου	HE-180A	HE-140A



### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Πίνακας 3.4: Διατομή κύριων δοκών κτιρίου διοίκησης.

Οροφή	10.00m		5.00m	
	Ενδιάμεσες	Ακραίες	Ενδιάμεσες	Ακραίες
Ισογείου	HE-450A	HE-320A	HE-220A	HE-180A
A´	HE-450A	HE-320A	HE-220A	HE-180A
B´ (Ημιεντατικός)	HE-550A	HE-400A	HE-300A	HE-200A
B´ (Εκτατικός)	HE-400A	HE-320A	HE-220A	HE-180A
Απόληξης κλιμακοστασίου	HE-320A	—	—	HE-180A

#### 3.2.3 Κτίριο παραγωγής

Οι δοκοί του κτιρίου παραγωγής διακρίνονται σε δευτερεύουσες μήκους 6.00m και κύριες μήκους 6.00m και 3.00m. Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν ζώνη επιρροής 2.00m, ενώ οι κύριες 6.00m. Πάλι επιλέγονται πλατύπελμες δοκοί της σειράς HE-A ως οικονομικότερη λύση. Οι δευτερεύουσες δοκοί των δύο ορόφων αποτελούνται από ίδια διατομή σιδηροδοκού παρότι ο A´ όροφος φέρει σημαντικά μεγαλύτερο ωφέλιμο φορτίο από τον B´. Βέβαια, το ίδιο δεν συμβαίνει στην περίπτωση των κύριων δοκών.

Πίνακας 3.5: Διατομή δοκών κτιρίου παραγωγής.

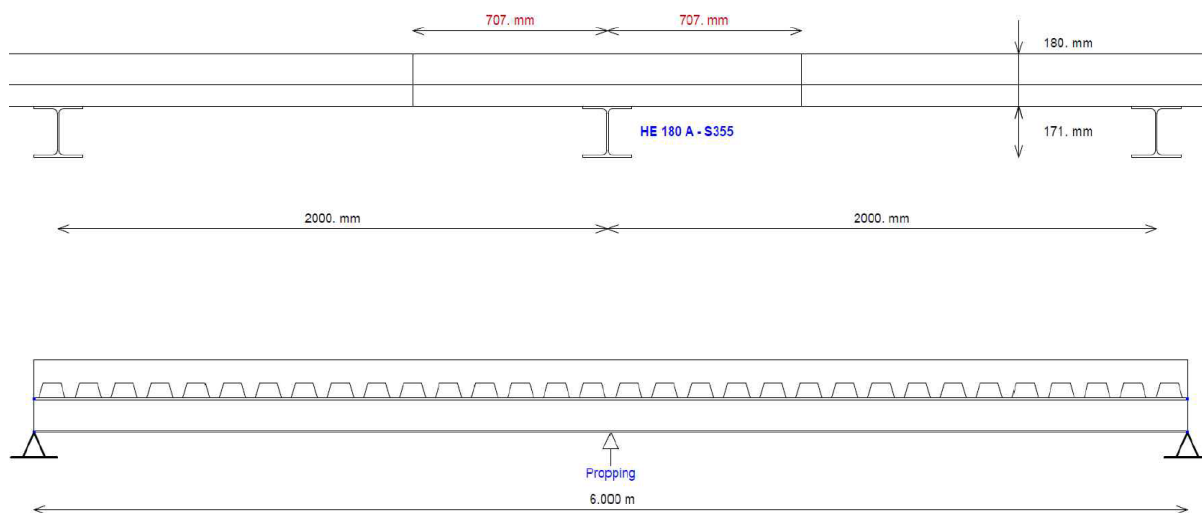
Οροφή	Δευτερεύουσες δοκοί		Κύριες δοκοί	
	Ενδιάμεσες	Ακραίες	Ενδιάμεσες	Ακραίες
Ισογείου	HE-180A	HE-140A	HE-280A	HE-200A
A´	HE-180A	HE-140A	HE-220A	HE-180A

#### 3.2.4 Τρόπος ανάλυσης

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων δοκών αποτελεί στην ουσία μία απλή επαναληπτική διαδικασία. Ουσιαστικά κάνοντας χρήση του λογισμικού που προαναφέρθηκε αναζητούνται η σιδηροδοκός και τα χαρακτηριστικά της διατμητικής σύνδεσής της με την πλάκα, δηλαδή πλήθος και διάταξη διατμητικών ήλων κεφαλής. Πιο αναλυτικά, τα χαρακτηριστικά της πλάκας είναι γνωστά από την προηγούμενη ενότητα, όπως και τα ανοίγματα και οι ζώνες επιρροής των δοκών. Επιπλέον, το στατικό προσομοίωμα έχει καθοριστεί με κατάλληλη παραδοχή. Γνωστά είναι επίσης τα υλικά κατασκευής και τα φορτία που καλείται να φέρει κάθε δοκός. Λαμβάνεται η απόφαση οι δοκοί να υποστηρίζονται στο μέσο κατά τη φάση κατασκευής, ώστε να περιοριστούν τα βέλη τους. Όσον αφορά τους διατμητικούς ήλους, αυτοί τοποθετούνται σε τρεις ζώνες, μιάς και λόγω της μορφής του διαγράμματος τέμνουσας απαιτούνται περισσότεροι στις άκρες από ότι στο μέσο κάθε αμφιέριστης δοκού.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτόμενων μελών

Ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών των δευτερευουσών δοκών προηγείται αυτού των κύριων. Αυτό συμβαίνει κυρίως διότι οι κύριες δοκοί θα πρέπει να είναι μεγαλύτερου ή ίσου ύψους από τις δευτερεύουσες προκειμένου να μπορούν να συνδεθούν με αυτές. Ακόμα, το ίδιο βάρος των δευτερευουσών δοκών παρότι μικρό πρέπει να ληφθεί ως πρόσθετο μόνιμο φορτίο στις κύριες δοκούς. Ακολουθεί παρουσίαση της διαδικασίας υπολογισμού μίας τυπικής δευτερεύουσας δοκού της οροφής του ισογείου του κτιρίου διοίκησης. Σκαρίφημα των δοκών οροφής του ισογείου δίνεται στην Εικόνα 3.8.



Εικόνα 3.8: Τομές σύμμικτης τυπικής δευτερεύουσας δοκού οροφής ισογείου.

Η διατομή της σιδηροδοκού καθορίστηκε κατόπιν δοκιμής ποικίλων δοκών HE-A. Επιλέχθηκε η HE-180A ως η οικονομικότερη λύση. Το πρόγραμμα περιέχει βάση δεδομένων από την οποία λαμβάνονται αυτόματα τα χαρακτηριστικά της πρότυπης σιδηροδοκού που ελέγχεται.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

#### Preliminary Design Note

#### DATA

<u>General parameters</u>	COMPOSITE BEAM		
<b>Main span</b>	<b>L = 6.000 m</b>		
<b>Intermediate beam</b>			
Width on the left	L <sub>1</sub> = 2.000 m	Max. participating width	L <sub>1</sub> = 1.000 m
Width on the right	L <sub>2</sub> = 2.000 m	Max. participating width	L <sub>2</sub> = 1.000 m
<b>Slab</b>			
<b>Slab with profiled sheeting</b>	Total thickness = 18.00 cm		
<b>Profiled steel sheeting "Symdeck_73 t=0.75"</b> , perpendicular to the beam (h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; b <sub>1</sub> = 50.0 mm ; b <sub>2</sub> = 95.5 mm ; t = 0.75 mm ; f <sub>y</sub> = 320 N/mm <sup>2</sup> ; M = 9.81 daN/m <sup>2</sup> )	Sheeting not interrupted at beam		
<b>Section</b>			
	<b>HE 180 A - S355 JR/J0/J2/K2</b>		
	h <sub>t</sub> = 171.0 mm	A = 45.25 cm <sup>2</sup>	
	b <sub>f</sub> = 180.0 mm	A <sub>v</sub> = 14.47 cm <sup>4</sup>	
	t <sub>w</sub> = 6.0 mm	I <sub>y</sub> = 2510.29 cm <sup>4</sup>	
	t <sub>f</sub> = 9.5 mm	I <sub>z</sub> = 924.61 cm <sup>4</sup>	
	r = 15.0 mm	I <sub>t</sub> = 14.80 cm <sup>4</sup>	
		I <sub>w</sub> = 60210.87 cm <sup>6</sup>	
		W <sub>el,y</sub> = 293.60 cm <sup>3</sup>	
		W <sub>pl,y</sub> = 324.85 cm <sup>3</sup>	
<b>Materials</b>			
<b>Steel</b>	E = 210000 N/mm <sup>2</sup>		
	ρ = 7850 kg/m <sup>3</sup>		
Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f <sub>y</sub> with thickness according to EN 10025-2			
Databases 2019_01	Flanges	f <sub>yf</sub> = 355 N/mm <sup>2</sup>	
	Web	f <sub>yw</sub> = 355 N/mm <sup>2</sup>	
	Section	f <sub>y</sub> = 355 N/mm <sup>2</sup>	
		ε = 0.814	
<b>Concrete slab C30/37</b>			
	f <sub>ck</sub> = 30 N/mm <sup>2</sup>		
	E <sub>cm</sub> = 32837 N/mm <sup>2</sup>		

Εικόνα 3.9: Παράμετροι υλικών και γεωμετρικά χαρακτηριστικά δοκού.

Η διατμητική λειτουργία της σύμμικτης δοκού εξασφαλίζεται από τους ήλους κεφαλής. Χρησιμοποιούνται Φ19 ύψους 125mm με εφελκυστική αντοχή 450MPa. Οι ήλοι ενώνονται και με τις δύο στρώσεις οπλισμού της πλάκας. Επιπλέον, σε εύρος 1.00m από τις στηρίξεις τοποθετούνται δύο ήλοι ανά φάτνωμα του χαλυβδόφυλλου εν αντιθέσει με το υπόλοιπο μήκος της δοκού όπου τοποθετείται ένας ήλος ανά φάτνωμα.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Modular ratio for LONG TERM	$C_{eq} = 20.95$
Modular ratio for SHORT TERM	$C_{eq} = 6.40$
Shrinkage (R) - Long term	$\varepsilon = 300 \cdot 10^{-6}$
Density of the concrete (slab)	$\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
<b>Reinforcement steel</b>	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
<b>Connection</b>	<b>Connectors Diameter 19-125</b>
	$\phi = 19.0 \text{ mm}$
	$h = 125.0 \text{ mm}$
	$f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
	$f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$
Main span	$L = 1.000 \text{ m} \quad e = 0.188 \text{ m} \quad n = 2 \text{ row(s)}$
	$L = 4.000 \text{ m} \quad e = 0.188 \text{ m} \quad n = 1 \text{ row(s)}$
	$L = 1.000 \text{ m} \quad e = 0.188 \text{ m} \quad n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 41

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

**Propping in the construction stage**      Number of proppings in the span : 1

#### Loads

##### Loads at construction stage

<b>Permanent loads (g)</b>	Dead weight of the profile	0.35 kN/m
	Dead weight of the slab ( 3.48 kN/m <sup>2</sup> )	6.96 kN/m
<b>Construction load (Q<sub>c</sub>)</b>	Q <sub>c</sub> = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	1.50 kN/m

##### Loads at final stage

<b>Permanent loads</b>	Dead weight of the profile	0.35 kN/m
	Dead weight of the slab ( 3.48 kN/m <sup>2</sup> )	6.96 kN/m

Span      Surface load = 2.60 kN/m<sup>2</sup>

**Live load case n° 1** (  $\psi_0 = 1.00 \quad \psi_1 = 0.90 \quad \psi_2 = 0.80$  )

Span      Surface load = 8.00 kN/m<sup>2</sup>

Εικόνα 3.10: Τύπος αντοχής και διάταξης διατμητικών συνδέσμων και πληροφορίες φόρτισης.

Στη φάση κατασκευής ελέγχεται η απλή σιδηροδοκός που επιλέχθηκε έναντι των φορτίων από τη σκυροδέτηση. Επειδή η δοκός δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένη εμφανίζεται μεγάλος συντελεστής εκμετάλλευσης σε πλευρικό λυγισμό. Μάλιστα, όπως θα φανεί και στη συνέχεια αυτός ο έλεγχος είναι ο κρίσιμος για την επιλογή της διατομής HE-180A αντί για κάποια ελαφρύτερη.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτόμενων μελών

<b>CONSTRUCTION stage</b>					
Moment resistance	Section Class 2		$M_{Rd} =$	115.32 kN.m	
Plastic shear force resistance	$V_{pl,Rd} =$		296.61 kN	(η = 1.20)	
No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6) )					
<b>ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub></b>					
<b>Support reactions</b>			$R_{V1} =$	13.62 kN	
			$R_{V2} =$	45.42 kN	
			$R_{V3} =$	13.62 kN	
<b>Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling</b>					
$\mu_{cr} = 1.79$ (LTBeam calc. module)					
$M_{Ed,max(+)} =$	7.66 kN.m	$M_{Ed,max(-)} =$	-13.63 kN.m	$\Gamma_M =$	0.118 (x = 3.000 m)
$V_{Ed,max} =$	-22.71 kN			$\Gamma_V =$	0.077 (x = 3.000 m)
				$\Gamma_{MV} =$	0.118 (x = 3.000 m)
				$\Gamma_{LT} =$	0.559
<b>Support reactions</b>			$R_{V1} =$	14.04 kN	
			$R_{V2} =$	41.20 kN	
			$R_{V3} =$	10.67 kN	
<b>Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling</b>					
$\mu_{cr} = 1.21$ (LTBeam calc. module)					
$M_{Ed,max(+)} =$	8.13 kN.m	$M_{Ed,max(-)} =$	-12.37 kN.m	$\Gamma_M =$	0.107 (x = 3.000 m)
$V_{Ed,max} =$	22.29 kN			$\Gamma_V =$	0.075 (x = 3.000 m)
				$\Gamma_{MV} =$	0.107 (x = 3.000 m)
				$\Gamma_{LT} =$	0.823
<b>Maximum criterion for bending resistance</b>				$\Gamma_{M,max} =$	0.118
<b>Maximum criterion for shear force resistance</b>				$\Gamma_{V,max} =$	0.077
<b>Maximum criterion for bending moment - shear force interaction</b>				$\Gamma_{MV,max} =$	0.118
<b>Maximum criterion for lateral torsional buckling</b>				$\Gamma_{LT,max} =$	0.823

Εικόνα 3.11: Έλεγχος εντατικών μεγεθών στη φάση κατασκευής.

Δεν πρέπει να αμελείται ο έλεγχος των βελών της δοκού στη φάση λειτουργίας. Το πρόγραμμα εκτυπώνει την τιμή του βέλους, αλλά δεν είναι ρυθμισμένο να ενημερώνει τον χρήστη στην περίπτωση που είναι εκτός ορίων. Έχοντας αντιστηρίξει την δοκό στο μέσο για τη φάση κατασκευής τα βέλη είναι πολύ μικρά.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

#### Serviceability Limit States (CONSTRUCTION stage)

##### Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	0.6 mm (L / 9877)
Case 'Construction load' ( $Q_c$ )	<u>Arrangement n° 1</u>		
	Span	$v_{max} =$	0.1 mm
	Total deflection	$v_{max} =$	0.7 mm (L / 8193)
Case 'Construction load' ( $Q_c$ )	<u>Arrangement n° 2</u>		
	Span	$v_{max} =$	0.2 mm
	Total deflection	$v_{max} =$	0.8 mm (L / 7344)

Εικόνα 3.12: Έλεγχος μετατοπίσεων στη φάση κατασκευής.

Μετά την ολοκλήρωση των ελέγχων για τη φάση κατασκευής ακολουθούν οι έλεγχοι της φάσης λειτουργίας. Αρχικά, εξετάζεται η διατμητική αντοχή της δοκού. Προσδιορίζεται το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης και ελέγχεται αν είναι εντός των ορίων για τα οποία ισχύει η πλαστική ανάλυση. Επίσης, υπολογίζονται η θλιπτική δύναμη που παραλαμβάνει το σκυρόδεμα και η εφελκυστική δύναμη που παραλαμβάνει ο χάλυβας στην κρίσιμη διατομή για τον έλεγχο της ροπής αντοχής, δηλαδή στο μέσο. Από τα αποτελέσματα φαίνεται ότι ο πλαστικός ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται πάνω από τη σιδηροδοκό.

Σχετικά με τη διατμητική σύνδεση, πρέπει να αναφερθούν τα ακόλουθα. Όπως συμβαίνει συχνά στα οικοδομικά έργα, έτσι κι εδώ εφαρμόστηκε πλαστική ανάλυση με μερική διατμητική σύνδεση. Υπάρχουν βέβαια ορισμένα νομικά προαπαιτούμενα προκειμένου να γίνει αυτή η θεώρηση. Πιο αναλυτικά, το έργο είναι οικοδομικό και η διατομή είναι κατηγορίας 1, αφού ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται πάνω από τη σιδηροδοκό ( $F_{Steel} < F_{Concrete}$ ). Οι έλεγχοι αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας και όχι την κόπωση. Η διατομή της σιδηροδοκού είναι της σειράς HE-A, οπότε έχει ίσα πέλματα. Ο λόγος της πλαστικής ροπής της σύμμικτης διατομής προς την πλαστική ροπή της σιδηροδοκού είναι 2.21 και άρα δεν υπερβαίνει το 2.5. Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής που χρησιμοποιούνται είναι Φ19 με ύψος 125mm και άρα η συμπεριφορά τους είναι όλκιμη. Σημειώνεται ότι σε κάποιες άλλες δοκούς χρησιμοποιήθηκαν ήλοι κεφαλής Φ22, αλλά το ύψος τους ήταν πάλι 125mm, συνεπώς η όλκιμη συμπεριφορά τους είναι δεδομένη. Ακόμη, το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης των δευτερευουσών δοκών, όπως αυτή που παρουσιάζεται, που είναι αμφιέριστες με μήκος 6m πρέπει να υπερβαίνει το 43%, αφού δεν συμμετέχουν σε πλαίσια παραλαβής ροπών. Από την άλλη, οι κύριες δοκοί του κτιρίου παρότι το στατικό σύστημα δεν είναι πλαίσιο παραλαβής ροπών, σχεδιάστηκαν, συντηρητικά, με βάση την απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης να υπερβαίνει το 80%.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

		<u>FINAL stage</u>	
<u>Participating width</u>		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
<u>Moments of inertia</u>	...at mid-span		
	Long-term	16028 cm <sup>4</sup>	
	Short-term	22051 cm <sup>4</sup>	
<b>Resistance of the connectors</b>		P <sub>Rd</sub> = 28.69 kN (Zone 1)	
		P <sub>Rd</sub> = 40.58 kN (Zone 2)	
		P <sub>Rd</sub> = 28.69 kN (Zone 3)	
<b>Verification of the degree of connection</b>			
	Minimum degree of connection = 0.430		
	F <sub>Steel</sub>	=	1606.43 kN
	F <sub>Concrete</sub>	=	2728.50 kN
	Degree of connection = 0.456 > 0.430		
	The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment		
<b>Plastic resistance with partial connection</b>			
Plastic shear force resistance	V <sub>pl,Rd</sub>	=	296.61 kN (η = 1.20)
No risk of shear buckling ( h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> < 72 ε / η )			
<b>ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub></b>			
<b>Support reactions</b>		R <sub>V1</sub>	= 122.65 kN
		R <sub>V2</sub>	= 122.64 kN
Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :		A <sub>s</sub> /s <sub>f</sub>	> 0.94 cm <sup>2</sup> /m
M <sub>Ed,max(+)</sub>	= 183.94 kN.m	M <sub>Ed,max(-)</sub>	= 0.00 kN.m
V <sub>Ed,max</sub>	= -122.65 kN	Γ <sub>M</sub>	= 0.769 (x = 3.600 m)
		Γ <sub>V</sub>	= 0.414 (x = 0.000 m)
		Γ <sub>MV</sub>	= 0.769 (x = 3.600 m)
		Γ <sub>Vh</sub>	= 0.262

Εικόνα 3.13: Τύπος διατμητικής σύνδεσης.

Οι έλεγχοι της οριακής κατάστασης αντοχής ολοκληρώνονται με τους ελέγχους σε κάμψη, σε τέμνουσα, σε από κοινού κάμψη και τέμνουσα και σε διατμητική ροή. Η εκμετάλλευση της διατομής όσον αφορά την αντοχή της σε τέμνουσα είναι μικρότερη από 50%, συνεπώς, επαρκούν οι μεμονωμένοι έλεγχοι σε κάμψη και σε τέμνουσα. Ο έλεγχος σε διατμητική ροή γίνεται θεωρώντας ότι η διατομή έχει τον ελάχιστο δυνατό οπλισμό, ο οποίος είναι λιγότερος από τον οπλισμό που έχει τοποθετηθεί από την διαστασιολόγηση της πλάκας.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

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

Minimum transverse reinforcement ratio :  
(EN 1994-1-1 §6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,\min} = 0.09 \%$$

$$A_s/s_f > 0.94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

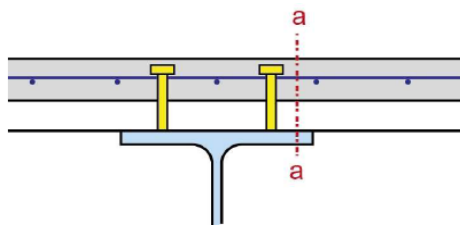
Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.94 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.09 \%)$$

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	$M_{pl,Rd} =$	<b>255.81 kN.m</b>
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,\max} =$	<b>0.769</b>
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,\max} =$	<b>0.414</b>
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,\max} =$	<b>0.769</b>
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,\max} =$	<b>0.262</b>

Εικόνα 3.14: Έλεγχος εντατικών μεγεθών στη φάση λειτουργίας.

Τα οικοδομικά έργα έχουν ορισμένες απαιτήσεις που αφορούν την αισθητική και το αίσθημα ασφάλειας των χρηστών τους. Δεν είναι δηλαδή δυνατό τα βέλη τους να γίνονται εύκολα αντιληπτά από ανθρώπινο μάτι. Γι' αυτόν το λόγο επιβάλλεται οι κατακόρυφες μετατοπίσεις των δοκών να μην υπερβαίνουν 0.3% του μήκους τους όταν προέρχονται από μόνιμα φορτία και το 0.4% του μήκους τους όταν προέρχονται από το σύνολο των φορτίων.

#### Serviceability Limit States

##### Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{\max} =$	3.7 mm (L / 1631)
Case 'Other permanent loads'	$v_{\max} =$	2.6 mm (L / 2292)
Case 'Q <sub>1</sub> '	$v_{\max} =$	5.8 mm (L / 1027)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{\max} =$	5.5 mm (L / 1086)

##### Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q <sub>1</sub> '	$v_{\max} =$	17.7 mm (L / 340)
Combination SLS 'G + R + Q <sub>1</sub> '	$v_{\max} =$	17.7 mm (L / 340)
Combination SLS 'G + R + Q <sub>2</sub> '	$v_{\max} =$	17.7 mm (L / 340)

Εικόνα 3.15: Έλεγχος μετατοπίσεων στη φάση λειτουργίας.



## 3.3 Μηκίδες και τεγίδες

### 3.3.1 Εισαγωγή

Πρωταρχικό πρόβλημα που πρέπει να αντιμετωπιστεί πριν ξεκινήσει η διαστασιολόγηση είναι πως θα μεταφερθούν οι δράσεις που οφείλονται σε περιβαλλοντικά φαινόμενα στα υποστυλώματα. Συγκεκριμένα, υπάρχουν δύο τρόποι να παραληφθούν τέτοια επιφανειακά φορτία είτε με χρήση οπτοπλινθοδομής είτε με χρήση panel, μηκίδων και τεγίδων. Οπτοπλινθοδομές συναντώνται στην συντριπτική πλειοψηφία των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ οι τεγίδες και οι μηκίδες αποτελούν πανάκεια στις περιπτώσεις των σιδηρών και των σύμμεικτων κατασκευών. Δεν θα προκαλέσει αίσθηση, λοιπόν, η χρήση μηκίδων και τεγίδων και σε αυτή την εργασία.

Τα χαλύβδινα δευτερεύοντα στοιχεία έχουν ορισμένα συγκριτικά πλεονεκτήματα έναντι της τοιχοποιίας. Αρχικά, τα panel με τα οποία συνοδεύονται παρέχουν πολύ καλή μόνωση στην κατασκευή. Ακόμη, η αντικατάστασή τους σε περίπτωση φθοράς ή βλάβης γίνεται εύκολα και γρήγορα. Ο χρόνος ανέγερσης του έργου μειώνεται σημαντικά, αφού η πλήρωση των περιμετρικών κενών με τούβλα και κονίαμα είναι μια χρονοβόρα διαδικασία. Τέλος, ίσως η σημαντικότερη διαφορά των δύο είναι η δυνατότητα χρήσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας περιμετρικά του κτιρίου. Στην περίπτωση χρήσης οπτοπλινθοδομής κάτι τέτοιο θα ήταν δύσκολο αν όχι αδύνατο οδηγώντας σε χρήση περισσότερων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στο εσωτερικό του κτιρίου ή στη θεώρηση πλαισίων ροπής.

Από την άλλη, οι συνηθέστερες διατομές που χρησιμοποιούνται για αυτό το σκοπό έχουν κάποια μειονεκτήματα, τα οποία επηρεάζουν τη βιωσιμότητα του έργου. Συνήθεις διατομές είναι οι υψίκορμες (IPE) και οι πλατύπελμες ελαφρού τύπου (HE-A). Πρωτίστως τίθεται το θέμα της ακρίβειας τέτοιων μελών σε σχέση με τον σκοπό για τον οποίο χρησιμοποιούνται. Παρότι η αντικατάστασή τους μετά από βλάβη είναι εύκολη και γρήγορη, το κόστος είναι και πάλι σημαντικό. Σε περιπτώσεις όπου το γεωτεμάχιο στο οποίο λαμβάνει χώρα το έργο δεν είναι προσβάσιμο με οχήματα, όπως συμβαίνει στα Φηρά της Σαντορίνης η μεταφορά τους είναι μία επίπονη διαδικασία και δυσκολεύει συναρτήσει του μήκους τους. Επιπλέον, η μάζα τέτοιων δοκών δεν επιτρέπει την τοποθέτησή τους χωρίς τη χρήση ανυψωτικών μηχανημάτων. Η περιβαλλοντική διάσταση του ζητήματος, ήτη το ανθρακικό αποτύπωμα, αξίζει μια αναφορά. Εν συντομία, ο χάλυβας είναι δομικό υλικό με μεγάλη περιεκτικότητα σε άνθρακα, μεγαλύτερη από το σκυρόδεμα και τις οπτοπλινθοδομές και άρα η χρήση του πρέπει να είναι λελογισμένη. Με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις και ενώ στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας έγινε χρήση διατομών θερμής έλασης προτείνεται η καθιέρωση διατομών ψυχρής έλασης για τις μηκίδες και τις τεγίδες.

### 3.3.2 Κτίριο διοίκησης

Δεδομένου ότι η στέγη του κτίσματος αποτελείται από σύμμικτες πλάκες, δεν χρησιμοποιούνται τεγίδες, παρά μόνο μηκίδες προκειμένου να στηρίζουν την πλαγιοκάλυψη. Το στατικό σύστημα των μηκίδων είναι η απλή αμφιέριστη δοκός. Συναντώνται δοκοί μήκους 5m και 6m με ζώνη επιρροής 1.20m και 10m με ζώνη επιρροής 0.60m. Εξαιτίας της κάτοψης του κτιρίου και του περιορισμού μέγιστου μήκους σιδηροδοκού στα 12m, θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι κάποιες από τις δοκούς με 6m άνοιγμα η καθεμία σχεδιάζονται ως συνεχείς δύο ανοιγμάτων. Ωστόσο, για λόγους απλότητας κάτι τέτοιο δεν έγινε σε αυτή την κατασκευή. Η διαστασιολόγηση έγινε στο στατικό πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional 2022 της Autodesk, αλλά θα μπορούσε εύκολα να γίνει και με χρήση υπολογιστικών φύλλων. Κρίσιμα ήταν προφανώς τα φορτία από ανεμοπίεση. Οι διατομές που προέκυψαν ήταν υψίκορμες και πλατύπελμες ελαφρού τύπου. Ο λόγος που δεν χρησιμοποιήθηκε μία ενιαία διατομή είναι η οικονομία υλικού.

Πίνακας 3.6: Μηκίδες κτιρίου διοίκησης.

Επίπεδο δοκού	Στατικό σύστημα δοκού	Μήκος μηκίδας	Διατομή δοκού
XZ	αμφιέριστη δοκός	5m	IPE-180
XZ	αμφιέριστη δοκός	10m	HE-180A
YZ	αμφιέριστη δοκός	6m	HE-160A

### 3.3.3 Κτίριο παραγωγής

Το κτίριο παραγωγής είναι ένα τυπικό βιομηχανικό κτίριο με panel πλαγιοκάλυψης και οροφής. Αυτή τη φορά η γεωμετρία της κατασκευής επιτρέπει την χρήση μηκίδων και τεγίδων συνεχών με δύο ή και περισσότερα ανοίγματα. Έτσι, επιδιώχθηκε τα μέλη να έχουν μήκος 12m και προέκυψαν κατά κύριο λόγο συνεχείς φορείς με λίγες εξαιρέσεις όπου χρησιμοποιήθηκαν πάλι απλές αμφιέριστες δοκοί. Η ζώνη επιρροής των δοκών είναι 1.45m. Οι αναγκαίοι έλεγχοι έγιναν στο ίδιο πρόγραμμα όπως και για το κτίριο διοίκησης, ωστόσο θα μπορούσαν και πάλι να γίνουν και με χρήση υπολογιστικών φύλλων. Καθοριστικές για τη διαστασιολόγηση είναι και πάλι οι δράσεις ανέμου. Αυτή τη φορά επιδιώχθηκε η χρήση λίγων διατομών ώστε η κατασκευή να είναι πιο τυποποιημένη. Τέλος, για τον περιορισμό των βελών λόγω κατακόρυφων φορτίων χρησιμοποιήθηκαν ράβδοι, οι οποίες ενώνουν τις μηκίδες μεταξύ τους, οι ράβδοι αυτοί εφελκύνονται και άρα πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή. Τα ίδια εφαρμόστηκαν και στις τεγίδες. Οι διατομή των τεγίδων είναι HE-160A και των βοηθητικών ράβδων Φ12.

### 3 • Διαστασιολόγηση καμπτώμενων μελών

Πίνακας 3.7: Μηκίδες κτιρίου παραγωγής.

Τύπος στοιχείου	Επίπεδο	Στατικό σύστημα	Μήκος στοιχείου	Διατομή στοιχείου
Μηκίδα	YZ	Αμφιέριστη δοκός	6m	HE-160A
Μηκίδα	YZ	Συνεχής δοκός 2 ανοιγμάτων	6m + 6m	HE-140A
Μηκίδα	XZ	Αμφιέριστη δοκός	3m	HE-140A
Μηκίδα	XZ	Αμφιέριστη δοκός	6m	HE-160A
Μηκίδα	XZ	Συνεχής δοκός 3 ανοιγμάτων	3m + 6m + 3m	HE-140A
Μηκίδα	XZ	Συνεχής δοκός 2 ανοιγμάτων	6m + 6m	HE-180A

#### 3.3.4 Τρόπος ανάλυσης

Για την επιλογή των διατομών πρέπει να γίνουν οι έλεγχοι των σιδηρών κατασκευών που αφορούν μέλη υπό κάμψη και διάτμηση. Στην περίπτωση στατικού συστήματος απλής αμφιέριστης δοκού ο κρίσιμος έλεγχος είναι η αντοχή σε ροπή στο άνοιγμα, ελέγχεται όμως και η αντοχή σε τέμνουσα στις στηρίξεις. Από την άλλη, σε συνεχείς δοκούς συνήθως καθοριστικός είναι ο έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση στις ενδιάμεσες στηρίξεις, ελέγχονται όμως και η αντοχή σε ροπή κάμψης στα ανοίγματα και η αντοχή σε διάτμηση στις ακραίες στηρίξεις. Ακόμη, στα εξεταζόμενα στοιχεία το συνολικό βέλος επηρεάζει την εμφάνιση της κατασκευής και άρα πρέπει να είναι μικρότερο από το 0.4% του μήκους του αντίστοιχου ανοίγματος για κάθε άνοιγμα.

Η διαστασιολόγηση μπορεί να γίνει με χρήση υπολογιστικών φύλλων, ωστόσο η χρήση ενός προγράμματος επίλυσης επιταχύνει την διαδικασία και παρέχει καλύτερη εποπτεία. Επιλέγεται το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2022 της Autodesk, καθώς αυτό θα χρησιμοποιηθεί και μετέπειτα για την διαστασιολόγηση των θλιβόμενων μελών. Αρκεί να οριστούν ο φορέας, οι δράσεις, ο κανονισμός που εφαρμόζεται και οι παράμετροι ελέγχου. Ο Ευρωκώδικας είναι κωδικοποιημένος εντός προγράμματος, οπότε απλά επιλέγεται από το χρήστη.



## 4 Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

### 4.1 Στατικό προσομοίωμα

#### 4.1.1 Εισαγωγή

Η προσομοίωση του φορέα γίνεται όπως και στην περίπτωση των δευτερευόντων μελών στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2022 της Autodesk. Όπως θα φανεί και στη συνέχεια, το πρόγραμμα διευκολύνει την διαστασιολόγηση, αφού έχει κωδικοποιημένες τις διατάξεις του Ευρωκώδικα. Ωστόσο, μεγάλη αδυναμία του προγράμματος, που θα μπορούσε μάλιστα να αποτελέσει και αντικείμενο μελέτης άλλης εργασίας, είναι η αδυναμία διεκπεραίωσης των ικανοτικών ελέγχων του EC8. Η αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος γίνεται συνήθως με χρήση υπολογιστικών φύλλων στο πλαίσιο μίας διπλωματικής εργασίας. Όμως, κάτι τέτοιο επιβραδύνει τη διαδικασία ελέγχου και μειώνει τον αυτοματισμό. Στην παρούσα εργασία αναπτύχθηκε, λοιπόν, κώδικας σε γλώσσα προγραμματισμού Python 3 ο οποίος αποτελεί επέκταση του λογισμικού. Με αυτό τον τρόπο μπορεί να γίνει εύκολα και γρήγορα η διαστασιολόγηση.

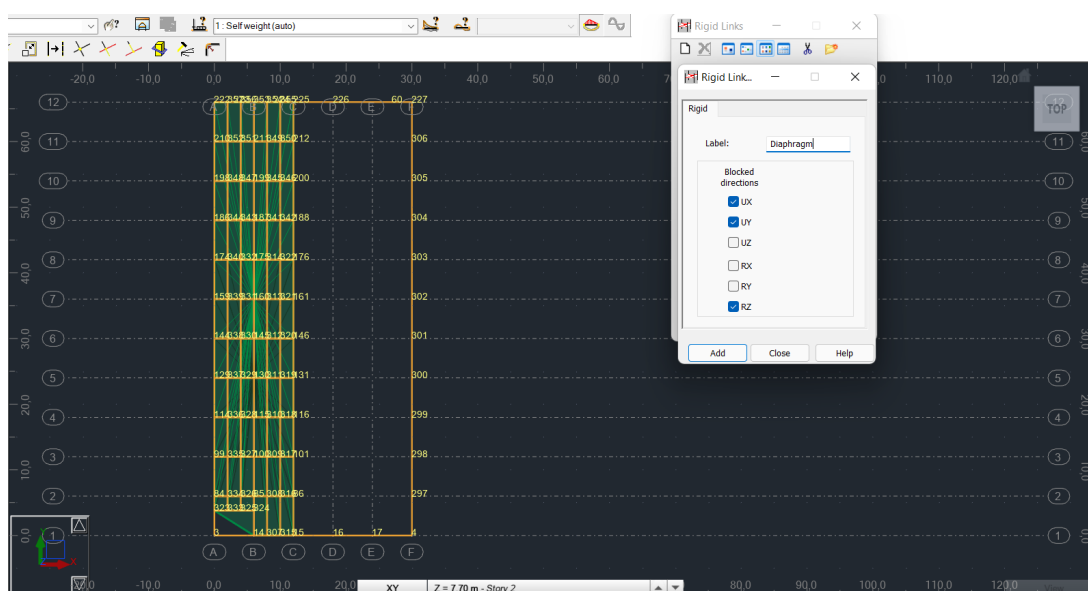
Η ανάλυση των κατασκευών βασίζεται σε ορισμένες παραδοχές. Πιο συγκεκριμένα, πρέπει να οριστούν ο τύπος των στοιχείων και της ανάλυσης, η μορφή των φορτίων, η κατανομή της μάζας των μελών και ο συντελεστής συμπεριφοράς κάθε κτιρίου. Τα μέλη των φορέων είναι ραβδωτά, δεν χρησιμοποιούνται, λοιπόν, κελύφη και δίσκοι. Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας γίνεται χρήση στοιχείων δικτύωματος. Η ανάλυση των κατασκευών στο πλαίσιο της εργασίας είναι γραμμική. Οι μάζες θεωρούνται συγκεντρωμένες στα άκρα των μελών, σύμφωνα με τη θεώρηση των συγκεντρωμένων μαζών. Για το κτίριο διοίκησης που σχεδιάζεται για μέση κατηγορία πλαστιμότητας λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς 4.00, ενώ για το κτίριο παραγωγής που σχεδιάζεται για περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς 1.50.

Δομικό σύστημα	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	Μέση	Υψηλή
α) Πλαίσια ροπή	4,0	6,0
β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας		
- Διαγώνιοι	4,0	4,0
- Σχήματος V	2,0	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	4,0	6,0
Για Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $\alpha = 1,5$ χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων.		

Εικόνα 4.1: Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.

#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

Σχετικά με τις πλάκες, εφόσον η διαστασιολόγησή τους έχει ολοκληρωθεί και δεδομένου ότι είναι όλες πλάκες μίας διεύθυνσης, δεν εισάγονται στο προσομοίωμα. Αντ'αυτού, το βάρος κάθε πλάκας μοιράζεται στις γειτονικές της δευτερεύουσες δοκούς. Ακόμη, η διαφραγματική λειτουργία των πλακών εξασφαλίζεται με τη συσχέτιση των οριζόντιων μετατοπίσεων και της στροφής περί τον κατακόρυφο άξονα των κόμβων κάθε πλάκας μεταξύ τους. Τα κλιμακοστάσια δεν μελετώνται στο πλαίσιο αυτής της εργασίας. Τα φορτία που φέρουν θεωρείται ότι μοιράζονται στις γειτονικές τους δευτερεύουσες δοκούς.

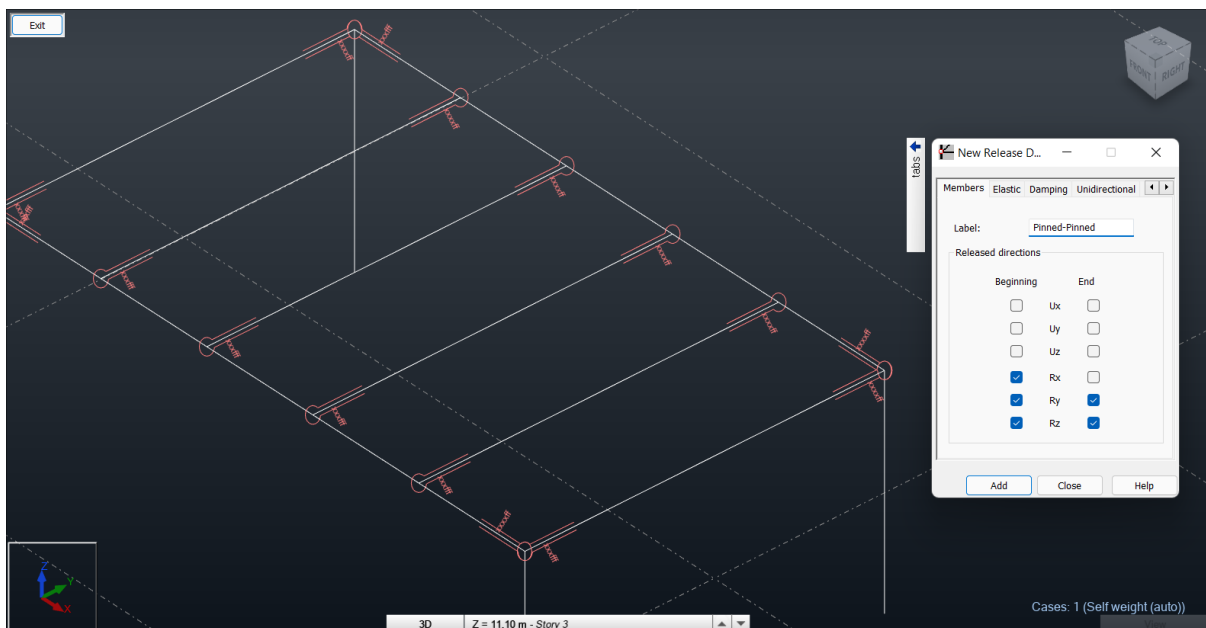


Εικόνα 4.2: Ορισμός διαφραγματικής λειτουργίας στο πρόγραμμα ανάλυσης.

Άμεση συνέπεια της χρήσης ραβδωτών στοιχείων είναι τα φορτία που ασκούνται στον φέροντα να είναι είτε γραμμικά είτε συγκεντρωμένα. Οπότε οι επιφανειακές δράσεις εισάγονται στο προσομοίωμα ως γραμμικές. Στην περίπτωση που τα φορτία παραλαμβάνονται από αμφιέριστες δοκούς, όπως συμβαίνει με τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό των κτιρίων, η μετατροπή των επιφανειακών φορτίων σε γραμμικά είναι απλή. Στην περίπτωση, όμως, που παραλαμβάνονται από συνεχείς δοκούς, όπως συμβαίνει με τα φορτία που ασκούνται στις μηκίδες και τις τεγίδες του κτιρίου παραγωγής, οι δράσεις που εισάγονται στο προσομοίωμα είναι οι αντιδράσεις των στηρίξεων των προσομοιωμάτων των δευτερευόντων στοιχείων. Τα δευτερεύοντα στοιχεία δεν εισάγονται στο στατικό προσομοίωμα, αφού έχει ολοκληρωθεί η διαστασιολόγηση τους.

### 4.1.2 Σύμμικτες δοκοί

Οι σύμμικτες δοκοί εισάγονται στο προσομοίωμα με τη διατομή της σιδηροδοκού τους. Έχουν ήδη διαστασιολογηθεί και άρα δεν ελέγχονται σε αυτό το στάδιο. Ο ρόλος τους είναι να μεταφέρουν τα φορτία που φέρουν στα υποστυλώματα. Από το προηγούμενο κεφάλαιο έχει ληφθεί η παραδοχή ότι είναι αμφιέριστες. Γι' αυτούς τους λόγους, η δυσκαμψία τους δεν επηρεάζει την μεταφορά των φορτίων που φέρουν στα υποστυλώματα. Οι δευτερεύουσες σύμμικτες δοκοί είναι αυτές που φορτίζονται, από αυτές τα φορτία μεταφέρονται στις κύριες και έπειτα στα υποστυλώματα. Παρότι φαίνεται ότι θα μπορούσαν να μην ενταχθούν στο προσομοίωμα και να φορτιστούν απευθείας τα υποστυλώματα, κάτι τέτοιο θα ήταν τροχοπέδη στον μετέπειτα έλεγχο των συνδέσεων των μελών του έργου.



Εικόνα 4.3: Εσωτερικές ελευθερώσεις σύμμικτων δοκών στο προσομοίωμα.

### 4.1.3 Διαφράγματα

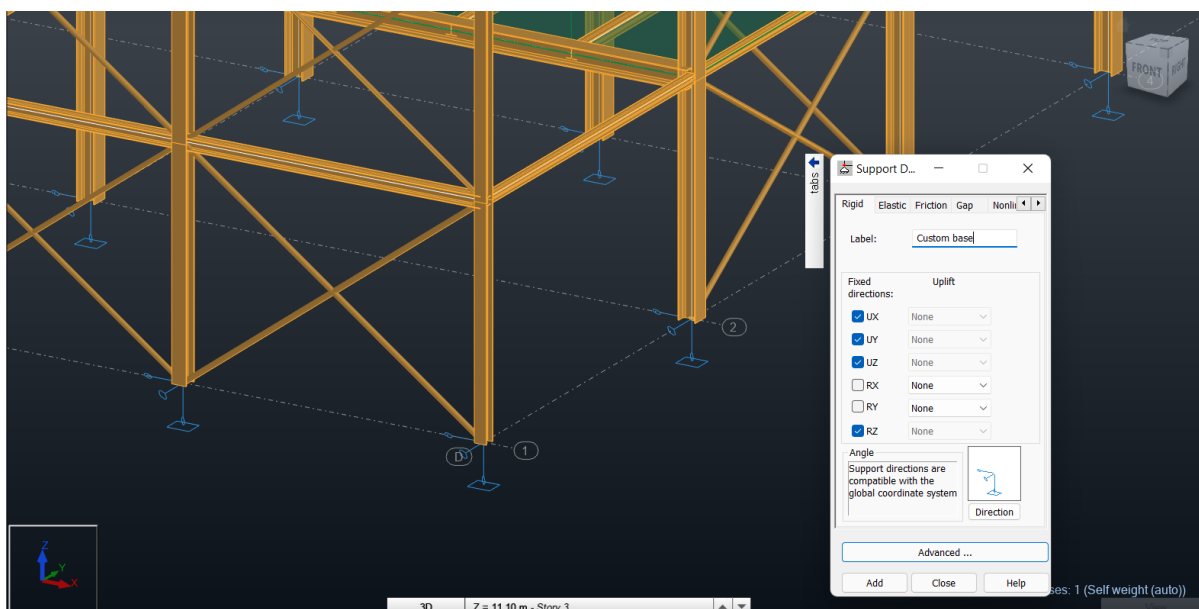
Στα συνήθη οικοδομικά έργα οι πλάκες των ορόφων ορίζονται ως διαφράγματα. Κάθε διάφραγμα έχει έναν κόμβο αναφοράς (master node) και μία λίστα με κόμβους εξαρτημένους από αυτόν (slave nodes). Οι βαθμοί ελευθερίας  $U_x$ ,  $U_y$  και  $R_z$  των εξαρτημένων κόμβων συμπυκνώνονται. Στην πράξη όλοι οι κόμβοι του διαφράγματος κάνουν ταυτόχρονα μία μεταφορική κίνηση και μία στροφή εντός του επιπέδου  $XZ$ . Αυτό βέβαια δεν ισχύει στην περίπτωση της στέγης του κτιρίου παραγωγής, όπου δεν υπάρχει πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.

#### 4.1.4 Δευτερεύοντα μέλη

Τα δευτερεύοντα μέλη, ήτοι οι μηκίδες και οι τεγίδες δεν έχουν λόγο ύπαρξης σε αυτό το προσομοίωμα. Μάλιστα, δημιουργούν προβλήματα επειδή αυξάνοντας τα στοιχεία αυξάνεται και το υπολογιστικό κόστος της ανάλυσης. Απαιτείται προσοχή κατά την κατανομή των φορτίων που φέρουν στα υποστυλώματα. Αυτό γίνεται σύμφωνα με τις αντιδράσεις των στηρίξεων των απλών προσομοιωμάτων μηκίδων και τεγίδων.

#### 4.1.5 Έδραση

Σε όλη την εργασία παρατηρούνται δύο τύποι έδρασης. Συγκεκριμένα, οι στηρίξεις είναι είτε μερικές αρθρώσεις είτε μερικές πακτώσεις. Πιο αναλυτικά, σε πλαισιακό σύστημα με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, όπου δεν αναπτύσσονται ροπές στις συνδέσεις υποστυλώματος και δοκού οι στηρίξεις που χρησιμοποιούνται είναι μερικές χωρικές αρθρώσεις. Επιλέγεται ο όρος μερικές χωρικές αρθρώσεις επειδή δεσμεύονται οι μετατοπίσεις σε όλους τους καθολικούς άξονες και η στροφή περί τον καθολικό άξονα Z.

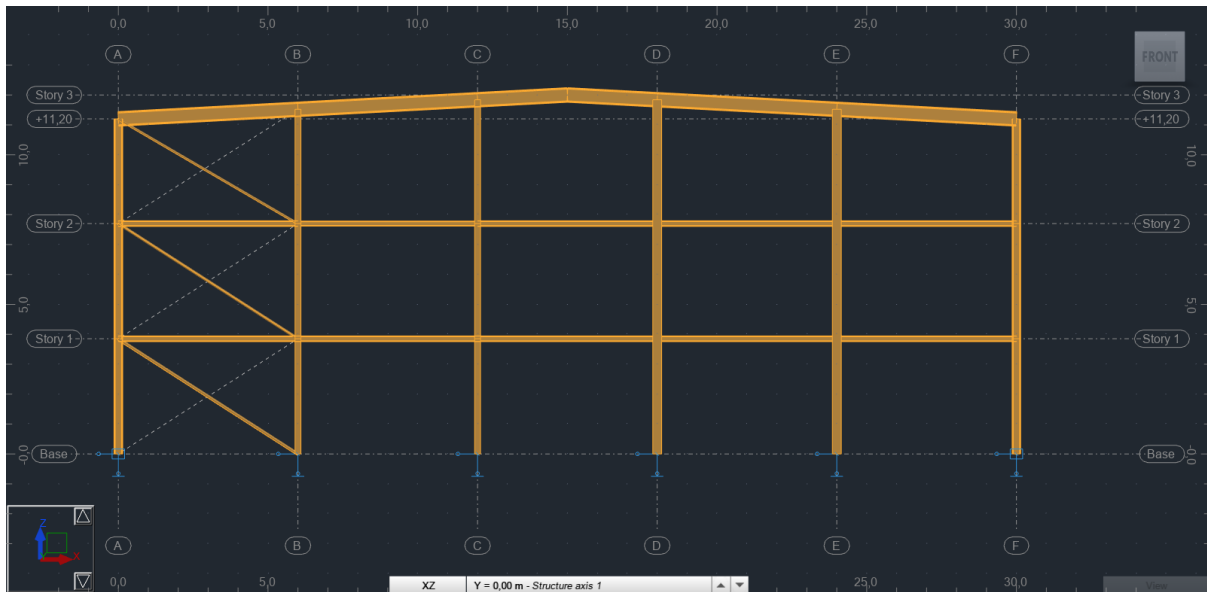


Εικόνα 4.4: Έδραση κτιρίου διοίκησης.

Στο κτίριο παραγωγής, όπου το πλαισιακό σύστημα είναι μεικτό, η έδραση των υποστυλωμάτων των πλαισίων παραλαβής ροπών είναι μερική πάκτωση. Αυτά τα υποστυλώματα βρίσκονται περιμετρικά του κτιρίου με τον ισχυρό τους άξονα προσανατολισμένο ώστε να ενεργοποιείται εντός επιπέδου του πλαισίου ροπής. Μερική χωρική πάκτωση, διότι εντός του επιπέδου του πλαισίου ροπής είναι επίπεδη πάκτωση, αλλά εκτός επιπέδου είναι επίπεδη άρθρωση. Έχει δηλαδή δεσμευμένες τις μετατοπίσεις σε όλους τους καθολικούς άξονες και τις στροφές περί τους καθολικούς άξονες Y και Z. Τα υπόλοιπα υποστυλώματα του κτιρίου δεν παραλαμβάνουν ροπές από το ζύγωμα ή τους ορόφους, αλλά εντάσσονται σε πλαισιακό σύστημα με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, οπότε στηρίζονται σε μερικές χωρικές αρθρώσεις.



## 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών



Εικόνα 4.5: Στηρίξεις κτιρίου παραγωγής.

Πίνακας 4.1: Στηρίξεις υποστολωμάτων.

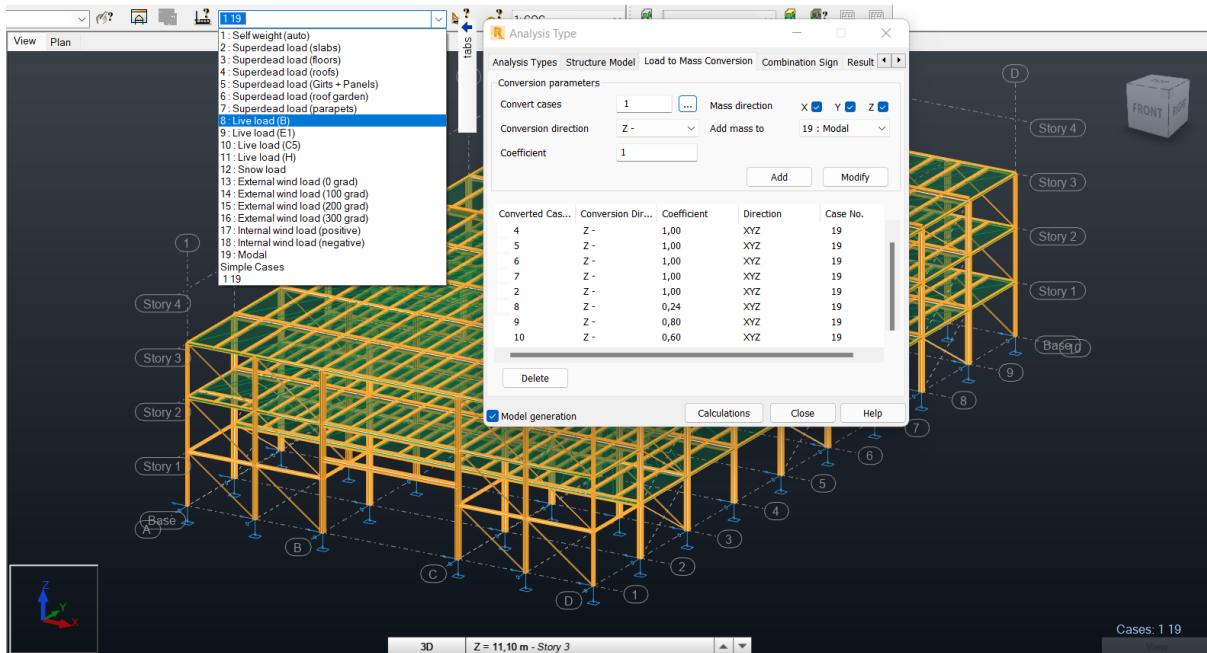
Έδραση	$U_x$	$U_y$	$U_z$	$R_x$	$R_y$	$R_z$
Μερική άρθρωση	0	0	0	1	1	0
Μερική πάκτωση	0	0	0	1	0	0

\* Με 0 οι δεσμευμένοι βαθμοί ελευθερίας και 1 οι ελεύθεροι.

### 4.1.6 Σεισμική διέγερση

Για τον έλεγχο των κατασκευών σε σεισμό αρχικά γίνεται η ιδιομορφική ανάλυση. Το λογισμικό έχει την επιλογή να μετατρέψει μόνο του το ίδιο βάρος των μελών, αλλά κάτι τέτοιο δεν χρειάζεται. Η μάζα κάθε κατασκευής προκύπτει από τα φορτία που φέρει, μόνιμα και κινητά. Τα μόνιμα φορτία μετατρέπονται εξ ολοκλήρου σε μάζα, ενώ μέρος μόνο των κινητών συμμετέχει στη μάζα. Τα μη ωφέλιμα κινητά φορτία θεωρούνται αβαρή σύμφωνα με τον κανονισμό. Η συμμετοχή των ωφέλιμων φορτίων στη μάζα εκφράζεται μέσω του συντελεστή  $\psi_E$ , όπως αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 1. Η μάζα κάθε κτιρίου συγκεντρώνεται στα επίπεδα των ορόφων του, σύμφωνα με την παραδοχή των συγκεντρωμένων μαζών, οπότε ως μητρώο μάζας πρέπει να επιλεγθεί το lumped with rotations και όχι το constant.

#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών



Εικόνα 4.6: Μετατροπή δράσεων σε μάζα για το κτίριο διοίκησης.

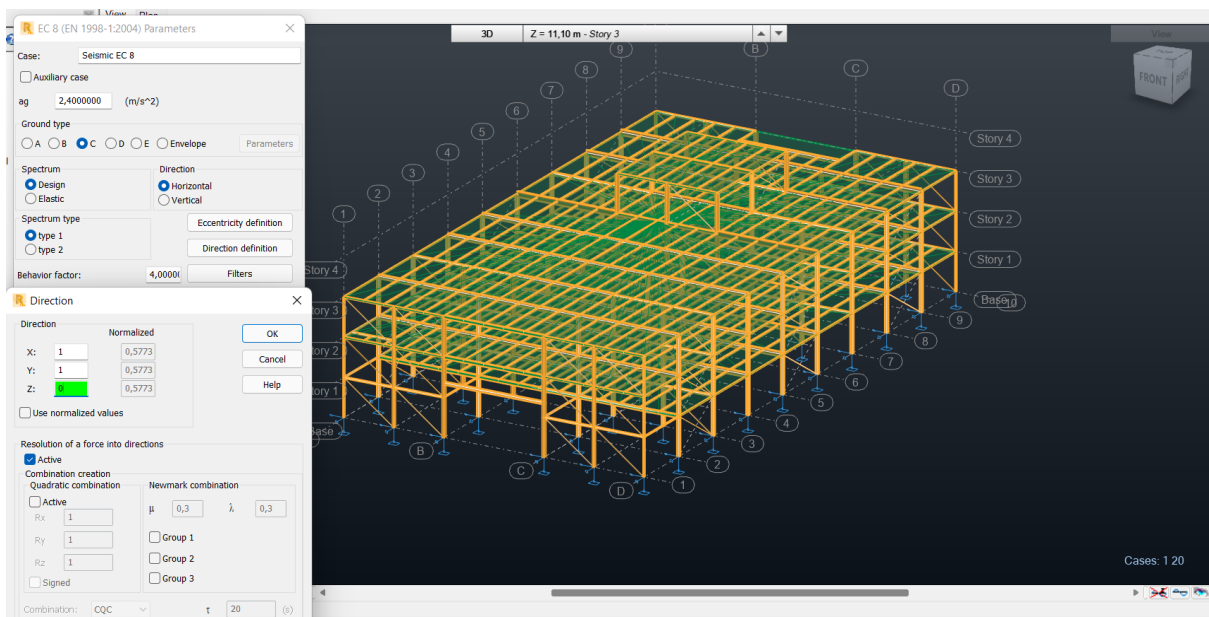
Το πλήθος των απαραίτητων ιδιομορφών ορίζεται από τον κανονισμό με δύο διατάξεις. Η αθροιστική ενεργός ιδιομορφική μάζα πρέπει να υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται σε καθεμία από τις δύο διευθύνσεις. Ακόμη, πρέπει να εξασφαλιστεί ότι καμία ιδιομορφή με ενεργό ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη από το 5% της ενεργοποιημένης δεν αμελείται στους υπολογισμούς. Αυτό πρακτικά γίνεται όταν η αθροιστική ενεργός μάζα σε κάθε διεύθυνση ως ποσοστό της συνολικής υπερβαίνει το 95%. Τέλος, δεδομένου ότι τα εντατικά μεγέθη των μελών θα προκύψουν από τον πλήρη τετραγωνικό συνδυασμό (CQC) των επιμέρους εντατικών μεγεθών των ιδιομορφών για κάθε διεύθυνση, ορίζεται η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος σε κάθε διεύθυνση. Αυτό γιατί η μέθοδος CQC δεν προσδιορίζει τα πρόσημα των τελικών εντατικών μεγεθών. Λαμβάνονται, λοιπόν, για κάθε διεύθυνση τα πρόσημα που προκύπτουν στην δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (Mgr)	Total mass UY (Mgr)	Total mass UZ (Mgr)
19/ 1	0,96	1,04	0,00	85,43	0,0	0,00	85,43	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 2	1,04	0,96	86,40	85,43	0,0	86,40	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 3	1,36	0,74	86,65	85,43	0,0	0,25	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 4	2,26	0,44	86,66	90,07	0,0	0,01	4,64	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 5	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 6	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 7	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 8	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 9	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 10	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 11	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 12	2,53	0,39	86,66	90,07	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 13	2,79	0,36	96,92	90,08	0,0	10,26	0,01	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 14	2,97	0,34	96,93	97,58	0,0	0,01	7,50	0,0	4622,22	4622,22	0,0
19/ 15	2,99	0,33	96,93	97,58	0,0	0,00	0,00	0,0	4622,22	4622,22	0,0

Εικόνα 4.7: Ιδιοπερίοδοι κτιρίου διοίκησης.

#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

Κατόπιν της ιδιομορφικής ανάλυσης, ρυθμίζονται οι παράμετροι της φασματικής ανάλυσης. Το πρόγραμμα παρέχει τη δυνατότητα εισαγωγής του φάσματος του EC8. Ορίζεται η κατηγορία του εδάφους της περιοχής, C από όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 1. Έπειτα, πληκτρολογείται η σεισμική επιτάχυνση, όπως προκύπτει από την σεισμική ζώνη της περιοχής μελέτης και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Επιλέγεται το φάσμα σχεδιασμού έναντι του ελαστικού φάσματος, ώστε να ληφθεί υπόψη η πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Ακόμη και το κτίριο παραγωγής έχει, έστω και αν είναι περιορισμένη, πλαστική συμπεριφορά. Ορίζεται ο κατάλληλος συντελεστής συμπεριφοράς για το κάθε έργο, με βάση όσα αναφέρθηκαν στην εισαγωγή. Ο έλεγχος του κατακόρυφου σεισμού δεν είναι αντικείμενο αυτής της εργασίας. Αφότου ρυθμιστούν οι φασματικές επιταχύνσεις για κάθε διεύθυνση και ολοκληρωθεί η ανάλυση, τα εντατικά μεγέθη των δύο διευθύνσεων θα συνδυαστούν με τη μέθοδο Newmark.



Εικόνα 4.8: Ρύθμιση φάσματος για το κτίριο διοίκησης.

#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

Πίνακας 4.2: Συνδυασμοί Newmark (Newmark combinations).

Κύρια διεύθυνση σεισμού	Συμμετοχή $E_x$	Συμμετοχή $E_y$
X	+ 100%	+ 30%
	- 100%	- 30%
Y	+ 30%	+ 100%
	- 30%	- 100%

Εν συνεχεία, εξετάζεται η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης από σεισμικές δράσεις. Τα φαινόμενα αυτά προσδιορίζονται με βάση τον συντελεστή ευστάθειας σχετικής μετακίνησης,  $\theta$ . Ιδανικά, το  $\theta$  προκύπτει αρκετά μικρό ώστε να αγνοηθούν. Αυτό συμβαίνει στο κτίριο διοίκησης. Ο υπολογισμός του  $\theta$  γίνεται ανά όροφο, χωριστά για κάθε σεισμικά διεύθυνση, από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta = (W \cdot dU) / (F \cdot h) \quad (4.1)$$

Όπου:

- W: το βάρος του εξεταζόμενου ορόφου και των υπερκείμενων σε αυτόν ορόφων.
- dU: η σχετική μετατόπιση του ορόφου, η οποία προκύπτει ως διαφορά της μετατόπισης οροφής από την μετατόπιση βάσης έκαστου ορόφου.
- F: η σεισμική δύναμη του ορόφου.
- h: το ύψος του ορόφου.

Πίνακας 4.3: Αντιμετώπιση φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης.

Όρια	Ανάλυση	Επαυξητικός συντελεστής
$\theta \leq 100 \text{ mrad}$	Γραμμική	100 %
$100 \text{ mrad} \leq \theta \leq 200 \text{ mrad}$	Γραμμική	$1 / (1 - \theta)$
$200 \text{ mrad} \leq \theta \leq 300 \text{ mrad}$	Μη γραμμική	—

Τα δεδομένα για τους παραπάνω υπολογισμούς των  $\theta$  για κάθε όροφο ανά διεύθυνση δίνονται από το πρόγραμμα σε αρχείο comma-separated values (CSV). Είναι στη διακριτική ευχέρεια του μελετητή να τα εισάγει σε υπολογιστικά φύλλα και να κάνει τις παραπάνω πράξεις ή να καταστρώσει ένα πρόγραμμα σε γλώσσα προγραμματισμού. Επιλέχθηκε το δεύτερο, ώστε να αυτοματοποιηθεί η διαδικασία. Έτσι γράφτηκαν λίγες γραμμές κώδικα σε Python 3. Το τελικό αποτέλεσμα της επεξεργασίας των δεδομένων είναι ένας πίνακας, ο οποίος εξάγεται ως εικόνα.

Story	Height (cm)	dr UX (cm)	FX (kN)	Overlying Weight (kN)	$\theta$ (mrad)
1	385.00	1.80	5294.12	13704.79	12.10
2	385.00	2.00	3741.18	7203.77	10.00

Εικόνα 4.9:  $\theta_x$  κτιρίου παραγωγής.

Για το κτίριο διοίκησης, το οποίο κατασκευάζεται με μέση κατηγορία πλαστιμότητας πρέπει να πραγματοποιηθούν οι ικανοτικοί έλεγχοι. Έτσι, προκύπτουν πρόσθετες απαιτήσεις για τους συνδέσμους δυσκαμψίας και τα υποστυλώματα. Κύριος στόχος είναι η αποτροπή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κατά μήκος των υποστυλωμάτων. Παράλληλα, επιδιώκεται η ταυτόχρονη διαρροή των συνδέσμων δυσκαμψίας, ώστε να μην συμβεί μερική κατάρρευση της κατασκευής σε ένα μεγάλο σεισμό. Όσον αφορά του κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, θεωρείται ότι οι θλιβόμενοι έχουν λυγίσει και δεν συμμετέχουν στο στατικό προσομοίωμα. Οι υπεραντοχές των εφελκόμενων διαγωνίων ( $\Omega_i$ ) σε όλο το πλαισιακό σύστημα πρέπει να συγκλίνουν. Τέλος, τα υποστυλώματα θα ελεγχθούν για αυξημένο σεισμικό φορτίο, ώστε να εξασφαλιστεί η θραύση τους μετά από τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Το κριτήριο σύγκλισης δίνεται παρακάτω:

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} \quad (4.2)$$

$$(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} \leq 25\% \quad (4.3)$$

## 4.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

### 4.2.1 Εισαγωγή

Πρόκειται για ένα από τα πιο κρίσιμα συστατικά του φέροντα οργανισμού των μεταλλικών και σύμμικτων κτιρίων. Ο συνηθέστερος ρόλος τους είναι η μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων από τα διαφράγματα στο έδαφος. Στην περίπτωση ζευκτών στεγών ωστόσο, διασφαλίζουν τον περιορισμό των σχετικών μετακινήσεων των κόμβων. Ακόμη, ανακουφίζουν τα περιμετρικά υποστυλώματα από τις πιέσεις ανέμου, κυρίως όταν δεν υπάρχουν διαφράγματα. Επηρεάζουν τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με διττό τρόπο. Αφενός, τα πλαίσια στα οποία ανήκουν θεωρούνται αμετάθετα, γεγονός που επηρεάζει το μήκος λυγισμού των μελών τους. Αφετέρου, στα σημεία που συνδέονται με τα υποστυλώματα ή τα ζυγώματα παρέχουν πλευρική εξασφάλιση. Η διαστασιολόγηση των κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας του κτιρίου διοίκησης καθορίστηκε από τους σεισμικούς ελέγχους. Πιο αναλυτικά, οι διατάξεις περί λυγηρότητας και η εφελκυστική δύναμη που παραλαμβάνουν αυτά τα μέλη κατά την σεισμική φόρτιση υπαγόρευαν την διατομή τους. Η απαίτηση σύγκλισης των υπεραντοχών των συνδέσμων καθόρισε τοπικά λίγα από αυτά τα μέλη. Σύμφωνα με την παράγραφο 6.7.2 του EN 1998-1:2004 (E), σε πλαισιακά συστήματα με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα οι σύνδεσμοι δεν παραλαμβάνουν τα βαρυντικά φορτία.

Στο κτίριο παραγωγής, όπου η πλαστιμότητα είναι περιορισμένη δεν απαιτήθηκε ικανοτικός έλεγχος των συνδέσμων. Η οριοθέτηση της λυγηρότητας των συνδέσμων δυσκαμψίας μειώνει και εδώ τις διαθέσιμες διατομές. Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας της στέγης, δυσμενέστερος είναι ο έλεγχος κατά την Ο.Κ.Α. υπό στατικά φορτία, δηλαδή μόνιμα, άνεμο, χιόνι και ωφέλιμα. Για τους υπόλοιπους συνδέσμους, σημαντικότερος είναι ο έλεγχος σε σεισμική διέγερση.

$$130\% \leq \bar{\lambda} \leq 200\% \quad (4.4)$$

## 4.2.2 Κτίριο διοίκησης

Αρχικά, θα οριστούν οι πιθανές διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας που θα χρησιμοποιηθούν. Οι σύνδεσμοι έχουν, όπως είθισται, κοίλη κυκλική διατομή θερμής έλασης, Circular Hollow Section (CHS). Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι και πάλι κατηγορίας S355, γεγονός που οδηγεί σε μεγαλύτερη αντοχή συνδέσμων. Καταρχήν η ανηγμένη λυγηρότητά τους πρέπει να είναι φραγμένη, όπως φαίνεται στην σχέση (4.4). Κατά συνέπεια, όπως θα φανεί και παρακάτω οριοθετείται η ανηγμένη ροπή αδράνειας και προκύπτουν οι διαθέσιμες διατομές. Σημειώνεται ότι οι σύνδεσμοι ενώνονται στο μέσο τους, οπότε το μήκος λυγισμού τους μειώνεται αναλόγως.

Πίνακας 4.4: Όρια ανηγμένης ροπής αδράνειας συνδέσμων κτιρίου διοίκησης.

Χιαστί παράλληλα στο επίπεδο	Μήκος φατνώματος (m)	Ύψος ορόφων (m)	Μήκος λυγισμού (m)	Ανηγμένη ροπή (cm)
XZ	5.00	3.70	3.11	$2.04 \leq i \leq 3.13$
YZ	6.00	3.70	3.52	$2.31 \leq i \leq 3.55$

Ο έλεγχος των συνδέσμων δυσκαμψίας έναντι σεισμού προϋποθέτει τον ορισμό των φασμάτων σχεδιασμού και των συνδυασμών Newmark σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν και την τροποποίησή τους. Τροποποίηση ώστε να λαμβάνονται υπόψη και τα φαινόμενα P-Δ. Πρακτικά αυτό γίνεται μέσω του επαυξητικού συντελεστή  $a_{cr}$  που προκύπτει από τον Πίνακα 4.3. Με χρήση κώδικα προσδιορίζονται οι επαυξητικοί συντελεστές για κάθε διεύθυνση με βάση όσα αναφέρθηκαν στην εισαγωγή.

Πίνακας 4.5: Επαυξητικοί συντελεστές κτιρίου διοίκησης από εξίσωση (4.1).

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ						
Όροφος	h (cm)	dU (cm)	F (kN)	W (kN)	$\theta$ (mrad)	$a_{cr}$ (%)
1	370	4.10	4398.54	45558.85	114.77	113
2	370	4.00	3751.18	32828.64	94.61	100
3	370	4.10	2537.14	18250.76	79.71	100
4	370	3.0	216.28	891.62	33.43	100
ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ						
Όροφος	h (cm)	dU (cm)	F (kN)	W (kN)	$\theta$ (mrad)	$a_{cr}$ (%)
1	370	4.30	4011.02	45558.85	132.00	115
2	370	4.50	3441.69	32828.64	116.01	113
3	370	4.50	2355.82	18250.76	94.22	100
4	370	5.40	252.59	891.62	51.52	100

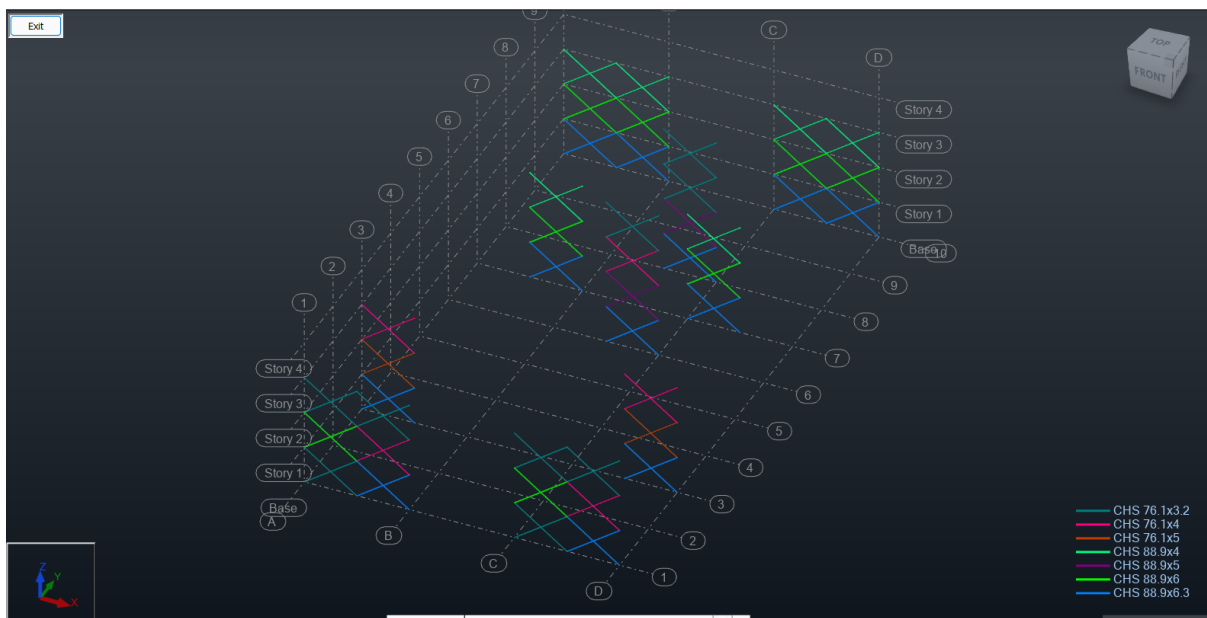
#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

Οι σύνδεσμοι οφείλουν να έχουν επαρκή εφελκυστική αντοχή ώστε να φέρουν τις σεισμικές δράσεις και να διαρρέουν ταυτόχρονα. Η ταυτόχρονη διαρροή τους εξασφαλίζεται από την ικανοποίηση της σχέσης (4.3) ανά διεύθυνση. Το πρόγραμμα δεν εκτελεί αυτόματα αυτό τον έλεγχο γι' αυτό και πρέπει να επεκταθεί κατάλληλα με κώδικα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης από το Robot που χρειάζονται είναι τα εντατικά μεγέθη κάθε συνδέσμου, δηλαδή η αξονική δύναμη, η διατομή και το υλικό του. Μόνο οι ελκυστήρες είναι ενεργοποιημένοι κατά την ανάλυση. Τα δεδομένα αυτά εξάγονται σε κατάλληλα αρχεία CSV. Η κωδικοποίηση των αρχείων δεδομένων αλλάζει με χρήση ενός προγράμματος επεξεργασίας κειμένου σε UTF-8, όπως ο Text Editor ή το Notepad++, εδώ χρησιμοποιείται το Notepad++. Έπειτα χρησιμοποιείται κώδικας σε Python 3, πρωτόλειας μορφής, ώστε να κατασκευαστεί ένα τελικό αρχείο υπολογιστικών φύλλων με τις υπεραντοχές των εξεταζόμενων μελών. Προτιμήθηκε η ανάπτυξη κώδικα επειδή η διαδικασία είναι επαναληπτική, οπότε μέσω του αυτοματισμού της εξοικονομείται χρόνος. Στο παράρτημα βρίσκονται οι πίνακες των αποτελεσμάτων για σεισμό με κατεύθυνση +X και +Y. Σημειώνεται ότι υπολογίζονται οι υπεραντοχές για τα τέσσερα πιθανά ζεύγη σεισμών. Από την σχέση (4.3), προκύπτει:

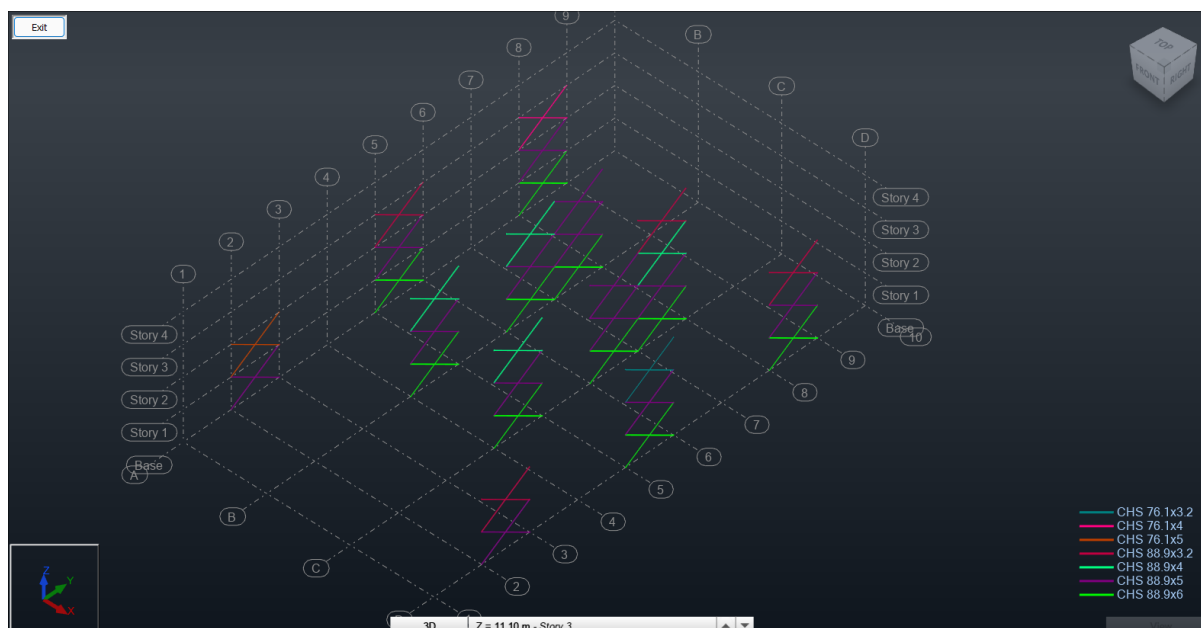
$$\Omega_{\max} / \Omega_{\min} \leq 125\% \quad (4.5)$$

Πίνακας 4.6: Μέγιστη και ελάχιστη υπεραντοχή ανά διεύθυνση για συνδυασμούς θετικούς Newmark.

Επίπεδο χιαστί	$\Omega_{\max}$ (%)	$\Omega_{\min}$ (%)	$\Omega_{\max} / \Omega_{\min}$ (%)
XZ	140	112	125
YZ	131	106	124



Εικόνα 4.10α: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας κτιρίου διοίκησης εντός XZ επιπέδων.



Εικόνα 4.10β: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας κτιρίου διοίκησης εντός YZ επιπέδων.

Μετά την ολοκλήρωση των ικανοτικών ελέγχων επαληθεύεται ότι οι σύνδεσμοι δεν θραύονται υπό στατικά φορτία στην οριακή κατάσταση αστοχίας του φορέα. Ο έλεγχος αυτός γίνεται αφού έχουν διαστασιολογηθεί και τα υποστυλώματα. Όπως φαίνεται και παρακάτω, οι διατομές που επιλέχθηκαν επαρκούν. Κρίσιμο για την διαστασιολόγηση ήταν, λοιπόν, η εξασφάλιση της πλαστικής συμπεριφοράς των συνδέσμων. Σημειώνεται ότι οι σύνδεσμοι δεν είναι ενεργοποιημένοι κατά τον έλεγχο των υποστυλωμάτων σε βαρυτικά φορτία. Ο έλεγχος αυτός γίνεται προαιρετικά στο τέλος.

#### 4.2.3 Κτίριο παραγωγής

Στην περίπτωση του κτιρίου παραγωγής η διαστασιολόγηση των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι πιο απλή. Η κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέχθηκε είναι χαμηλή, όπως συνηθίζεται σε τέτοιες κατασκευές. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μην απαιτούνται ικανοτικοί έλεγχοι για τις σεισμικές δράσεις. Οι σύνδεσμοι, λοιπόν, πρέπει απλά να μπορούν να φέρουν τα σεισμικά φορτία. Επιπλέον, σε αντιδιαστολή με την περίπτωση του κτιρίου διοίκησης οι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν και βαρυτικά φορτία χωρίς να απαιτείται μη γραμμική ανάλυση, αφού σε κατασκευές με χαμηλή πλαστιμότητα δεν υπάγονται στις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Λόγω της ύπαρξης διαφραγμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα και της χρήσης μικτού στατικού συστήματος, οι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν μεγάλα σεισμικά φορτία.

Ο έλεγχος λυγηρότητας των συνδέσμων περιορίζει και πάλι τις διαθέσιμες διατομές. Πρόκειται για τη μοναδική διάταξη του EC8 που τηρήθηκε στην κατασκευή. Το πλαίσιακό σύστημα απαρτίζεται από τρεις ορόφους, συνεπώς η λυγηρότητα των συνδέσμων δυσκαμψίας πρέπει να περιοριστεί. Και πάλι η σχέση (4.4) ορίζει ένα άνω και ένα κάτω όριο για την ανηγμένη ροπή αδράνειας. Επιλέγονται κοίλες κυκλικές διατομές (CHS) από χάλυβα κατηγορίας S355. Οι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους.



#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

Πίνακας 4.7α: Όρια ανηγμένης ροπής αδράνειας κατακόρυφων συνδέσμων κτιρίου παραγωγής.

Χιαστί παράλληλα στο επίπεδο	Μήκος φατνώματος (m)	Ύψος ορόφων (m)	Μήκος λυγισμού (m)	Αηγμένη ροπή (cm)
XZ	6.00	3.85	3.56	$2.33 \leq i \leq 3.59$
YZ	6.00	3.85	3.56	$2.33 \leq i \leq 3.59$
YZ	6.00	3.50	3.47	$2.27 \leq i \leq 3.50$

Πίνακας 4.7β: Όρια ανηγμένης ροπής αδράνειας συνδέσμων στέγης κτιρίου παραγωγής.

Μήκος φατνώματος (m)	Πλάτος φατνώματος (m)	Ύψος φατνώματος (m)	Μήκος λυγισμού (m)	Αηγμένη ροπή (cm)
6.00	6.00	0.32	4.25	$2.78 \leq i \leq 4.27$

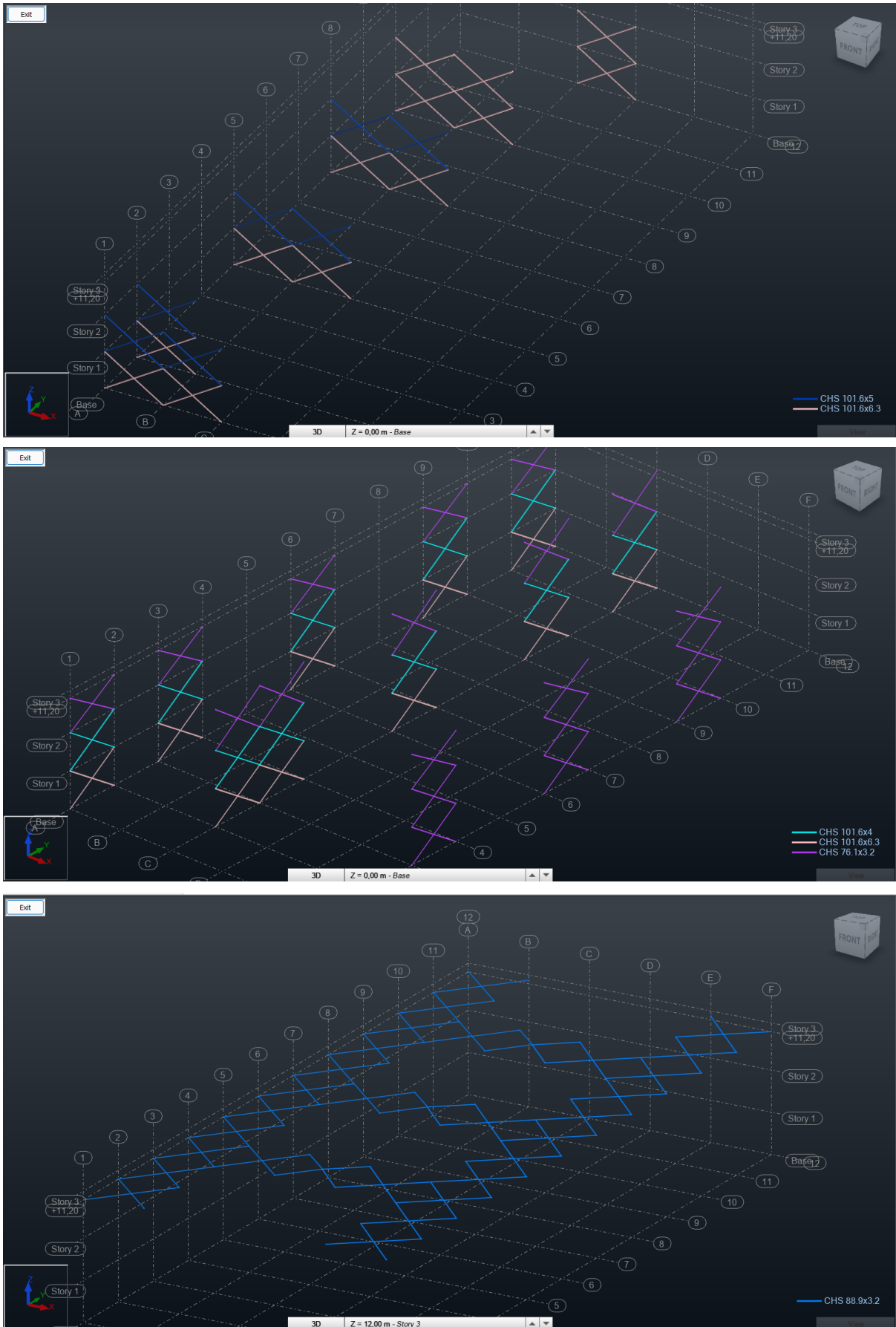
Ύστερα, ελέγχεται αν πρέπει να γίνει προσαύξηση του σεισμικού φορτίου λόγω φαινομένων Ρ-Δ. Από ό,τι φαίνεται στον επόμενο πίνακα για αυτή την κατασκευή μπορεί να γίνει γραμμική ανάλυση χωρίς προσαυξήσεις για φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης. Οι υπολογισμοί γίνονται πάλι με τη χρήση κώδικα αποτέλεσμα των οποίων είναι μία εικόνα σαν την Εικόνα 4.11 για κάθε εξεταζόμενη σεισμική διεύθυνση. Όλα τα προηγούμενα βασίζονται στην εξίσωση (4.1).

Πίνακας 4.8: Συντελεστές ευστάθειας σχετικής μετακίνησης κτιρίου παραγωγής.

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ					
Όροφος	h (cm)	dU (cm)	F (kN)	W (kN)	θ (mrad)
1	385	1.80	5294.12	13704.79	12.10
2	385	2.00	3741.18	7203.77	10.00
ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ					
Όροφος	h (cm)	dU (cm)	F (kN)	W (kN)	θ (mrad)
1	385	2.20	5700.19	13704.79	13.74
2	385	2.10	3935.90	7203.77	9.98

Ακολουθούν ο έλεγχος των μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας λόγω στατικών φορτίων και σε σεισμικούς συνδυασμούς Newmark. Κρίσιμοι ήταν τελικά οι αντισεισμικοί έλεγχοι. Δεν έγινε όμως περιορισμός της υπεραντοχής. Οι θλιβόμενοι κατακόρυφοι σύνδεσμοι θεωρείται ότι έχουν λυγίσει κατά το σεισμό, ενώ οι σύνδεσμοι της στέγης λειτουργούν μονίμως.

#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών



Εικόνα 4.11: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας κτιρίου παραγωγής.

## 4.3 Υποστυλώματα

### 4.3.1 Εισαγωγή

Τα υποστυλώματα είναι τα τμήματα του φέροντα οργανισμού που μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος. Τα φορτία μπορεί να βρίσκονται στα επίπεδα των ορόφων, όπως τα ωφέλιμα, ή να είναι κατανεμημένα καθ' ύψος των υποστυλωμάτων, όπως η πίεση του ανέμου στην πλαγιοκάλυψη. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται, ώστε οι διατομές τους να έχουν επαρκείς διαστάσεις, πλάτος και ύψος, ώστε να είναι εφικτή η σύνδεσή τους με τις κύριες και τις δευτερεύουσες δοκούς που συνορεύουν. Είθισται να χρησιμοποιούνται στα συνήθη οικοδομικά έργα πρότυπες διατομές πλατύπελμες ελαφρού τύπου (HE-A) ή πλατύπελμες βαρέως τύπου (HE-B). Στο πλαίσιο αυτής της εργασίας προτιμήθηκαν οι σιδηροδοκοί HE-A και για τα υποστυλώματα, με λίγες εξαιρέσεις όπου τοποθετήθηκαν HE-B. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται για την υποστύλωση είναι κατηγορίας S355.

Η συνήθης μορφή καταπόνησης των υποστυλωμάτων είναι η θλίψη και ο λυγισμός. Στην περίπτωση των εξωτερικών υποστυλωμάτων, όπου λόγω των ωθήσεων του ανέμου εμφανίζεται και μονοαξονική ή διαξονική κάμψη παρατηρείται το φαινόμενο του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Επειδή οι συνέπειες εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα είναι η κατάρρευση τμήματος του φέροντα υπό μορφή πλάγιου μηχανισμού και η απώλεια ανθρώπινων ζωών, υπάρχουν πρόσθετες απαιτήσεις κατά τον έλεγχο έναντι σεισμού. Σε πλάστιμες, λοιπόν, κατασκευές, όπως είναι το κτίριο διοίκησης, είναι αναγκαίος ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων. Για κατασκευές περιορισμένης πλαστιμότητας, όπως είναι το κτίριο παραγωγής, δεν απαιτείται ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων. Ακολουθεί η εξίσωση υπολογισμού της ικανοτικής αξονικής δύναμης στα υποστυλώματα.

$$N_{Ed} = N_{G+\psi Q} + 110\% \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_E \quad (4.6)$$

Όπου:

- $N_{G+\psi Q}$ : αξονική υποστυλώματος από οιονεί μόνιμα φορτία της κατασκευής
- $\gamma_{ov}$ : συντελεστής υπεραντοχής με τιμή 125%
- $\Omega_{min}$ : ελάχιστη τιμή υπεραντοχής διαγωνίων πλαισίων εξεταζόμενης διεύθυνσης
- $N_E$ : συνδυασμός Newmark για σεισμική διέγερση προσαυξημένος κατάλληλα για φαινόμενα P-Δ

### 4.3.2 Κτίριο διοίκησης

Αρχικά, ελέγχονται τα υποστυλώματα υπό στατικό φορτίο. Για αυτό τον έλεγχο οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι απενεργοποιημένοι και άρα, δεν ανακουφίζουν την κατασκευή. Και αυτό γιατί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 σε κατασκευές μέσης ή υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας, όπως η εξεταζόμενη, ενεργοποίηση των συνδέσμων δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα συνεπάγεται την υποχρέωση εκτέλεσης μη γραμμικής ανάλυσης. Οι πλάκες των ορόφων, οι κεφαλοδοκοί και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρέχουν πλευρική εξασφάλιση στα υποστυλώματα. Σημειώνεται ότι τα υποστυλώματα έχουν ενιαία διατομή καθ' ύψος παρότι το ύψος τους ξεπερνά τα 12.00m που είναι το συνήθες μήκος τεμαχίου από το εργοστάσιο. Παρουσιάζεται ο έλεγχος ενός από τα υποστυλώματα HE-320A που βρίσκονται περί το κλιμακοστάσιο και τους ανελκυστήρες του κτιρίου.

- Κατάταξη διατομής:
  - Πέλματα υπό θλίψη:  $c_f / t_f = 7.65 \leq 8.10 = 10 \cdot \varepsilon$   
άρα κατηγορία 2.
  - Κορμός υπό θλίψη:  $c_w / t_w = 25.00 \leq 26.73 = 33 \cdot \varepsilon$   
άρα κατηγορία 1.
  - Η διατομή είναι κατηγορίας 2 και άρα επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση.
- Το υποστώλωμα είναι μέλος αμετάθετων πλαισιακών συστημάτων.
- Το κρίσιμο μήκος καμπτικού λυγισμού λαμβάνεται από το πρόγραμμα αυτόματα.
  - $L_{c,y} = 3.14\text{m}$
  - $L_{c,z} = 3.32\text{m}$
- Καμπύλες καμπτικού λυγισμού για ελατή διατομή με  $h / b \leq 120\%$  και  $t_f \leq 100\text{mm}$ :
  - Περί y άξονα: b
  - Περί z άξονα: c
- Μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού:
  - $x_y = 96\%$
  - $x_z = 80\%$
- Το κρίσιμο μήκος καμπτικού λυγισμού είναι το ύψος του ορόφου.
  - $L_{LT} = 3.70\text{m}$
- Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατή διατομή I με  $h / b \leq 200\%$ : a
- Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για γραμμικό διάγραμμα ροπών και  $k = 1$ :
  - $C_1 = 1.88$
  - $C_2 = 0.00$
  - $C_3 = 0.94$
- Τα φορτία δρουν στο κέντρο βάρους:  $z_g = 0\text{mm}$
- Κρίσιμη ελαστική ροπή:
  - $M_{cr} = 3413.23\text{kNm}$
- Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:
  - $x_{LT} = 95\%$
- Συντελεστές μεθόδου 2 Παραρτήματος Β του EN 1993-1-1:
  - $k_{yy} = 63\%$
  - $k_{zz} = 81\%$
  - $k_{yz} = 48\%$
  - $k_{zy} = 90\%$  (μέλος που υπόκειται σε στρεπτικές παραμορφώσεις)
- Συντελεστές  $C_m$ :
  - $C_{my} = 60\%$
  - $C_{mz} = 60\%$
  - $C_{mLT} = 60\%$
- Αντοχή σε καμπτικό λυγισμό:
  - $N_{b,y} = 4251.58\text{kN}$
  - $N_{b,z} = 3519.68\text{kN}$

- Αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:
  - $M_b = 548.96 \text{ kNm}$
- Εντατικά μεγέθη ελέγχου διατομής:
  - $N_{Ed} = 2161.28 \text{ kN}$
  - $M_{y,Ed} = -27.35 \text{ kNm}$
  - $M_{z,Ed} = 0.60 \text{ kNm}$
- Αντοχή μέλους υπό κάμψη και θλίψη:
  - $N_{Ed} / N_{b,y} + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 57\%$
  - $N_{Ed} / N_{b,z} + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 71\%$

Ακόμη, τα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τους ικανοτικούς ελέγχους για να αποφεύγεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων κατά το σεισμό. Για τον έλεγχο έναντι σεισμού ενεργοποιούνται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και παραλαμβάνουν μέρος των σεισμικών οριζώντιων δυνάμεων. Η τελική προσαύξηση των σεισμικών φορτίων που παραλαμβάνουν τα υποστυλώματα προκύπτει από συνδυασμό αυτής που χρειάζεται για να ληφθούν τα φαινόμενα P-Δ και αυτής που απαιτούν οι διατάξεις ικανοτικού σχεδιασμού. Αυτό ορίζεται εξάλλου και στην εξίσωση (4.6). Όπως αναπτύχθηκε στην παράγραφο 4.2.2 είναι  $\Omega_{min} = 112\%$  και άρα από την (4.6) και τον Πίνακα 4.6 προκύπτουν:

$$A. N_{Ed,X} = N_{G+\psi Q} + (\pm 172\% \cdot N_{Ex} \pm 54\% \cdot N_{Ey}) \quad (4.6A)$$

$$B. N_{Ed,Y} = N_{G+\psi Q} + (\pm 52\% \cdot N_{Ex} \pm 177\% \cdot N_{Ey}) \quad (4.6B)$$

Όπου:

- $N_{Ex}$ : αξονική που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα λόγω σεισμού κατά + X
- $N_{Ey}$ : αξονική που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα λόγω σεισμού κατά + Y

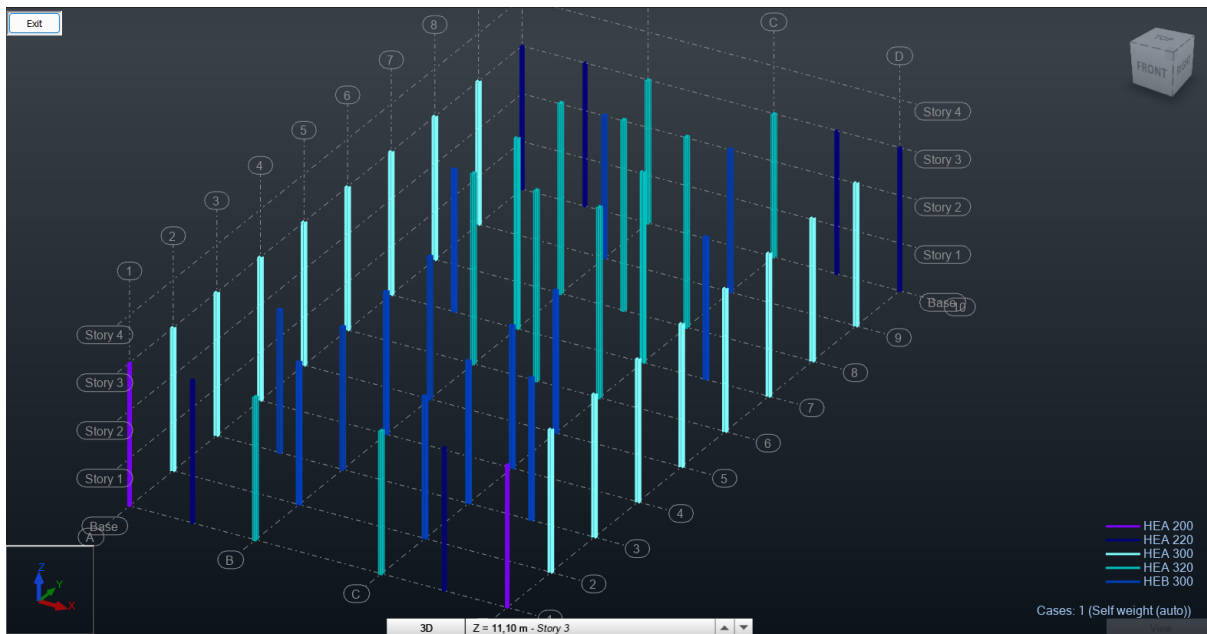
Συνεχίζοντας, λοιπόν τον έλεγχο των υποστυλωμάτων περίξ του κλιμακοστασίου και των ανελκυστήρων, προκύπτουν τα κάτωθι:

- Τα εντατικά μεγέθη της διατομής έχουν αλλάξει.
- Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για γραμμικό διάγραμμα ροπών και  $k = 1$ :
  - $C_1 = 1.88$
  - $C_2 = 0.00$
  - $C_3 = 0.98$
- Κρίσιμη ελαστική ροπή:
  - $M_{cr} = 3412.46 \text{ kNm}$
- Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:
  - $\chi_{LT} = 95\%$
- Συντελεστές μεθόδου 2 Παραρτήματος B του EN 1993-1-1:
  - $k_{yy} = 63\%$
  - $k_{zz} = 79\%$
  - $k_{yz} = 47\%$
  - $k_{zy} = 91\%$  (μέλος που υπόκειται σε στρεπτικές παραμορφώσεις)

#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

- Συντελεστές  $C_m$ :
  - $C_{my} = 60\%$
  - $C_{mz} = 60\%$
  - $C_{mLT} = 60\%$
- Αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:
  - $M_b = 548.96\text{kNm}$
- Εντατικά μεγέθη ελέγχου διατομής:
  - $N_{Ed} = 1949.21\text{kN}$
  - $M_{y,Ed} = 0.00\text{kNm}$
  - $M_{z,Ed} = 0.00\text{kNm}$
- Αντοχή μέλους υπό κάμψη και θλίψη:
  - $N_{Ed} / N_{b,y} + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 48\%$
  - $N_{Ed} / N_{b,z} + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 59\%$

Η διατομή, λοιπόν, επαρκεί. Κρίσιμα για τη διαστασιολόγηση ήταν τα στατικά φορτία. Ακόμη πιο κρίσιμες, βέβαια, ήταν οι κατασκευαστικές απαιτήσεις για τη μετέπειτα διαμόρφωση των συνδέσεων.



Εικόνα 4.12: Υποστώματα κτιρίου διοίκησης.

## 4.3.3 Κτίριο παραγωγής

Πρώτα ελέγχονται τα υποστυλώματα ως προς την αντοχή τους σε στατικά φορτία. Λόγω της χαμηλής κατηγορίας πλαστιμότητας της κατασκευής οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι ενεργοποιημένοι και για αυτούς τους ελέγχους. Οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι σταθερές καθ' ύψος. Το μέγιστο ύψος υποστυλώματος σε αυτή την κατασκευή είναι 12.00m και άρα, οι σιδηροδοκοί κατασκευάζονται με τον συνήθη τρόπο στο εργοστάσιο. Το στατικό σύστημα της κατασκευής είναι μικτό και άρα υπάρχουν υποστυλώματα που καταπονούνται σε κάμψη και θλίψη. Σημειώνεται ότι τα πλαίσια παραλαβής ροπών είναι μεταθετά. Παρότι έχουν τοποθετηθεί και σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις δύο διευθύνσεις, τα μέλη που υπάγονται στα πλαίσια ροπής θεωρήθηκαν συντηρητικά μεταθετά. Η διαδικασία ελέγχου ενός υποστυλώματος, μέρους πλαισίου ροπής παρουσιάζεται ακολούθως. Παρουσιάζεται η διαδικασία ελέγχου ενός περιμετρικού υποστυλώματος μέλους των πλαισίων ροπής. Η τελική διατομή του προέκυψε HE-340A από S355. Όπως φαίνεται κρίσιμος είναι ο έλεγχος σε φορτία βαρύτητας.

Έλεγχος σε φορτία βαρύτητας:

- Κατάταξη διατομής:
  - Πέλματα υπό θλίψη:  $c_f / t_f = 7.17 \leq 7.29 = 9 \cdot \varepsilon$   
άρα κατηγορία 1.
  - Κορμός υπό θλίψη:  $c_w / t_w = 25.58 \leq 26.73 = 33 \cdot \varepsilon$   
άρα κατηγορία 1.
  - Η διατομή είναι κατηγορίας 1 και άρα επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση.
- Το υποστύλωμα είναι μέλος αμετάθετου πλαισίου για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα και αμετάθετου για κάμψη περί τον ασθενή.
- Το κρίσιμο μήκος καμπτικού λυγισμού κατά τον ισχυρό άξονα λαμβάνεται από το πρόγραμμα αυτόματα. Κατά τον ασθενή υπάρχει εξασφάλιση ανά 1.45m.
  - $L_{c,y} = 12.45\text{m}$
  - $L_{c,z} = 1.45\text{m}$
- Καμπύλες καμπτικού λυγισμού για ελατή διατομή με  $h / b \leq 120\%$  και  $t_f \leq 100\text{mm}$ :
  - Περί y άξονα: b
  - Περί z άξονα: c
- Μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού:
  - $x_y = 52\%$
  - $x_z = 97\%$
- Το κρίσιμο μήκος καμπτικού λυγισμού είναι το ύψος του ορόφου.
  - $L_{LT} = 3.85\text{m}$
- Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατή διατομή I με  $h / b \leq 200\%$ : a
- Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για γραμμικό διάγραμμα ροπών και  $k = 1$ :
  - $C_1 = 1.28$
  - $C_2 = 1.56$
  - $C_3 = 0.75$

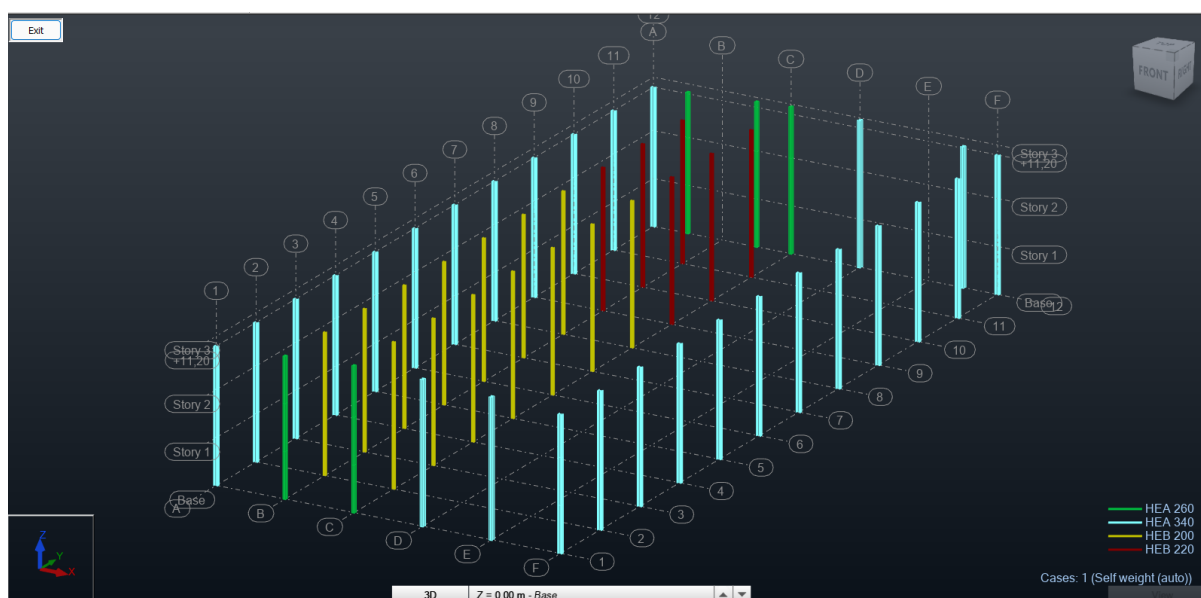
- Τα φορτία δρουν στο κέντρο βάρους:  $z_g = 165.0\text{mm}$
- Κρίσιμη ελαστική ροπή:
  - $M_{cr} = 793.19\text{kNm}$
- Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:
  - $\chi_{LT} = 73\%$
- Συντελεστές μεθόδου 2 Παραρτήματος Β του EN 1993-1-1:
  - $k_{yy} = 96\%$
  - $k_{zz} = 60\%$
  - $k_{yz} = 36\%$
  - $k_{zy} = 85\%$  (μέλος που υπόκειται σε στρεπτικές παραμορφώσεις)
- Συντελεστές  $C_m$ :
  - $C_{my} = 90\%$
  - $C_{mz} = 60\%$
  - $C_{mLT} = 90\%$
- Αντοχή σε καμπτικό λυγισμό:
  - $N_{b,y} = 2448.42\text{kN}$
  - $N_{b,z} = 4607.61\text{kN}$
- Αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:
  - $M_b = 477.79\text{kNm}$
- Εντατικά μεγέθη ελέγχου διατομής:
  - $N_{Ed} = 194.79\text{kN}$
  - $M_{y,Ed} = -397.76\text{kNm}$
  - $M_{z,Ed} = 0.05\text{kNm}$
- Αντοχή μέλους υπό κάμψη και θλίψη:
  - $N_{Ed} / N_{b,y} + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 88\%$
  - $N_{Ed} / N_{b,z} + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 75\%$

Έλεγχος σε σεισμικά φορτία:
- Το κρίσιμο μήκος καμπτικού λυγισμού λαμβάνεται από το πρόγραμμα αυτόματα.
  - $L_{c,y} = 12.45\text{m}$
  - $L_{c,z} = 11.20\text{m}$
- Μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού:
  - $\chi_y = 52\%$
  - $\chi_z = 20\%$
- Το κρίσιμο μήκος καμπτικού λυγισμού είναι το ύψος μέχρι τη στέγη.
  - $L_{LT} = 11.20\text{m}$
- Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατή διατομή I με  $h / b \leq 200\%$ : a
- Συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για γραμμικό διάγραμμα ροπών και  $k = 1$ :
  - $C_1 = 1.28$
  - $C_2 = 1.56$
  - $C_3 = 0.75$



#### 4 • Διαστασιολόγηση θλιβόμενων μελών

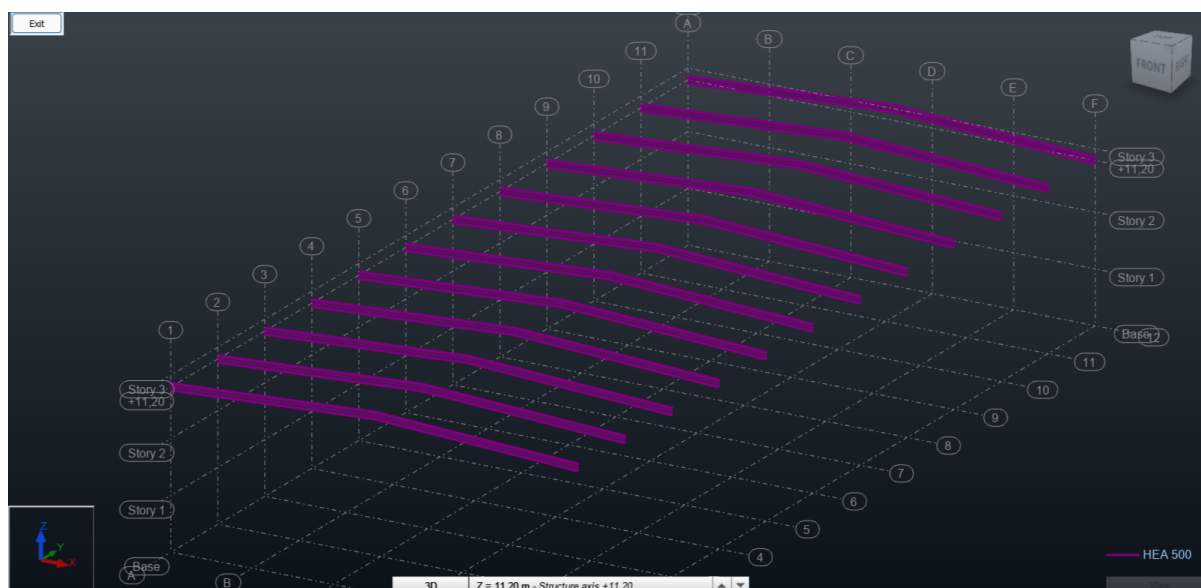
- Τα φορτία δρουν στο κέντρο βάρους:  $z_g = 165.0\text{mm}$
- Κρίσιμη ελαστική ροπή:
  - $M_{cr} = 247.59\text{kNm}$
- Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:
  - $\chi_{LT} = 32\%$
- Συντελεστές μεθόδου 2 Παραρτήματος Β του EN 1993-1-1:
  - $k_{yy} = 94\%$
  - $k_{zz} = 69\%$
  - $k_{yz} = 41\%$
  - $k_{zy} = 98\%$  (μέλος που υπόκειται σε στρεπτικές παραμορφώσεις)
- Συντελεστές  $C_m$ :
  - $C_{my} = 90\%$
  - $C_{mz} = 59\%$
  - $C_{mLT} = 90\%$
- Αντοχή σε καμπτικό λυγισμό:
  - $N_{b,y} = 2448.42\text{kN}$
  - $N_{b,z} = 959.14\text{kN}$
- Αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:
  - $M_b = 212.16\text{kNm}$
- Εντατικά μεγέθη ελέγχου διατομής:
  - $N_{Ed} = 120.54\text{kN}$
  - $M_{y,Ed} = -138.78\text{kNm}$
  - $M_{z,Ed} = -1.53\text{kNm}$
- Αντοχή μέλους υπό κάμψη και θλίψη:
  - $N_{Ed} / N_{b,y} + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 66\%$
  - $N_{Ed} / N_{b,z} + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / M_b + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 77\%$



Εικόνα 4.13: Υποστυλώματα κτιρίου παραγωγής.

## 4.4 Ζύγωμα κτιρίου παραγωγής

Τα πλαίσια ροπής του κτιρίου παραγωγής είναι επιβεβλημένα από το μήκος ανοίγματος που έχει το ζύγωμα της στέγης. Η λύση αυτή είναι συνηθισμένη σε βιομηχανικά υπόστεγα λόγω ακριβώς των μεγάλων ανοιγμάτων των ζυγωμάτων τους. Η κλίση της στέγης οδηγεί στην ανάπτυξη θλιπτικής δύναμης σε συνδυασμό με την κάμψη λόγω υπερκείμενων φορτίων. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας περιορίζουν την ανάπτυξη ροπής περί τον ασθενή άξονα της δοκού. Από την ανάλυση προκύπτει ότι κρίσιμα είναι τα στατικά φορτία υπέρ της στέγης. Ο ισχυρός άξονας της διατομής κάμπτεται εντός επιπέδου μεταθετών πλαισίων, πλαισίων ροπής. Ο ασθενής από την άλλη εντός επιπέδου αμετάθετων. Το ζύγωμα κατασκευάζεται από πλατύπελμη διατομή ελαφρού τύπου, HE-500A κατηγορίας χάλυβα S355.



Εικόνα 4.14: Δοκοί στέγης κτιρίου παραγωγής.

## 4.5 Κεφαλοδοκοί

Πρόκειται για μέλη καταπονούμενα κυρίως από θλιπτική δύναμη. Είναι αμφιαρθρωτά στοιχεία χωρίς πλευρικές εξασφαλίσεις. Χρησιμοποιούνται κυρίως για την εξασφάλιση μεγάλου μήκους στοιχείων. Επιπροσθέτως, τοποθετούνται σε σημεία του φορέα όπου χρειάζονται για τη σύνδεση των μη έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας με δοκούς ή υποστρώματα. Σε υποστρώματα που δεν ανήκουν σε διαφράγματα χρησιμεύουν στη μερική δέσμευση των μετατοπίσεών τους. Διαστασιολογούνται σε οριακή κατάσταση αστοχίας υπό βαρυντικά φορτία ή υπό σεισμικές δράσεις. Κρίσιμος είναι συνήθως ο έλεγχος τους έναντι σεισμού. Οι διατομές τους είναι από την σειρά HE-A.





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

## 5 Έλεγχοι βλαβών, αρμού και συνδέσεων

---

### 5.1 Περιορισμός βλαβών

Αποτελεί τμήμα της διαδικασίας διαστασιολόγησης των συνδέσμων δυσκαμψίας. Είναι πολύ σημαντικό να μην αγνοηθεί κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης. Και αυτό γιατί εξασφαλίζει ότι δεν θα συμβούν μεγάλες ζημιές στα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού με μικρότερη περίοδο επαναφοράς από τον σεισμό σχεδιασμού. Οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων (drifts) πρέπει, λοιπόν, να είναι μικρότερες από μία τιμή. Η τιμή αυτή δίνεται στον Ευρωκώδικα 8 και εξαρτάται από την συμπεριφορά των μη φερόντων στοιχείων. Οι μετακινήσεις των ορόφων που θα χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο είναι αυτές που προκύπτουν μετά την προσαύξηση λόγω φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης.

Η ανίσωση ελέγχου για τον περιορισμό βλαβών διακρίνεται σε τρεις επιμέρους κλάδους. Ο δυσμενέστερος αφορά κτίρια με ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία, όπως οι οπτοπλινθοδομές, και είναι ο κλάδος (5.1α). Πιο ευμενής είναι ο κλάδος που αφορά κατασκευές με πλάστιμη συμπεριφορά μη φερόντων στοιχείων, όπως φαίνεται στον κλάδο (5.1β). Αυτή είναι και η πιο συνηθισμένη περίπτωση μεταλλικής ή σύμμικτης κατασκευής, επειδή αφορά κατασκευές με τεγίδες και μηκίδες θερμής έλασης. Τέλος, από τον τελευταίο κλάδο (5.1γ) ελέγχονται κτίρια χωρίς μη φέροντα στοιχεία ή με φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τρόπο που δεν επηρεάζει την παραμόρφωση του φορέα. Η κατηγορία σπουδαιότητας των κτιρίων που μελετώνται είναι II.

$$\gamma = dU \cdot v / h \leq 0.50\% \quad (5.1\alpha)$$

$$\gamma = dU \cdot v / h \leq 0.75\% \quad (5.1\beta)$$

$$\gamma = dU \cdot v / h \leq 1.00\% \quad (5.1\gamma)$$

Όπου:

- $dU$ : η σχετική μετατόπιση του ορόφου, η οποία προκύπτει ως διαφορά της μετατόπισης οροφής από την μετατόπιση βάσης έκαστου ορόφου.
- $v$ : παράμετρος εξαρτημένη από την κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής.
  - Κατηγορία σπουδαιότητας I ή II: 50%
  - Κατηγορία σπουδαιότητας III ή IV : 40%
- $h$ : ύψος ορόφου

## 5 • Έλεγχοι βλαβών, αρμού και συνδέσεων

Πίνακας 5.1: Περιορισμός βλαβών κτιρίου διοίκησης.

Όροφος	h (cm)	dU <sub>x</sub> (cm)	γ <sub>x</sub> (%)	dU <sub>y</sub> (cm)	γ <sub>y</sub> (%)	γ <sub>max</sub> (%)
1	370	4.7	0.64	4.9	0.66	0.75
2	370	4.6	0.62	5.1	0.69	
3	370	4.5	0.61	5.2	0.70	
4	370	3.3	0.45	5.5	0,74	

Πίνακας 5.2: Περιορισμός βλαβών κτιρίου παραγωγής.

Όροφος	h (cm)	dU <sub>x</sub> (cm)	γ <sub>x</sub> (%)	dU <sub>y</sub> (cm)	γ <sub>y</sub> (%)	γ <sub>max</sub> (%)
1	385	1.80	0.23	2.2	0.29	0.75
2	385	2.00	0.26	2.2	0.27	
Στέγη	430	2.60	0.30	1.10	0.13	

### 5.2 Αντισεισμικός αρμός

Τα κτίσματα αντικείμενα μελέτης της παρούσας εργασίας κατασκευάζονται με μεσοτοιχία. Αυτό συμβαίνει επειδή απαιτήθηκε από την αρχιτεκτονική μελέτη να υπάρχει επικοινωνία μεταξύ τους. Το γεγονός αυτό όμως ενέχει τον κίνδυνο να συμβεί κρούση μεταξύ των φερόντων οργανισμών τους με ολέθριες συνέπειες για τους χρήστες. Προκειμένου να αποτραπεί ένα τέτοιο φαινόμενο το EN 1998-1:2004(E) έχει αναπτύξει κάποιες διατάξεις στην παράγραφο 4.4.2.7 σχετικά με την δημιουργία σεισμικού αρμού. Για το εξεταζόμενο έργο, όπου τα ύψη των ορόφων των δύο κτιρίων διαφέρουν πρέπει να τοποθετηθεί σεισμικός αρμός. Ο αρμός αυτός θα έχει πάχος τουλάχιστον ίσο με την μέγιστη από τις τετραγωνικές ρίζες του αθροίσματος των τετραγώνων των οριζόντιων μετατοπίσεων των δύο κτιρίων ανά όροφο (μέθοδος SRSS). Οι μετατοπίσεις των ορόφων λαμβάνονται με την προσαύξηση λόγω φαινομένων Ρ-Δ. Τελικά κατασκευάζεται αρμός 6cm.

Πίνακας 5.3: SRSS μεταξύ οριζόντιων μετατοπίσεων των ορόφων των δύο κτιρίων.

Όροφος	Κτίριο διοίκησης		Κτίριο παραγωγής		D <sub>min</sub> (cm)
	Στάθμη (cm)	dU <sub>x</sub> (cm)	Στάθμη (cm)	dU <sub>y</sub> (cm)	
1	370	1.80	385	4.9	5.22
2	740	2.00	770	5.1	5.48

## 5.3 Συνδέσεις

### 5.3.1 Εισαγωγή

Για την ολοκλήρωση της μελέτης μίας κατασκευής απαιτείται η διαστασιολόγηση των συνδέσεων της. Σε αυτή την ενότητα θα παρουσιαστούν πέντε βασικές συνδέσεις που διαμορφώνονται στις δύο κατασκευές. Οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional με μία εξαίρεση. Πρόκειται για τον ικανοτικό έλεγχο της σύνδεσης μεταξύ συνδέσμου δυσκαμψίας και υποστυλώματος για το κτίριο διοίκησης. Το πρόγραμμα αδυνατεί να πραγματοποιήσει αυτό τον έλεγχο, γι' αυτό και η επίλυση έγινε χειρόγραφα. Ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι συνδέσεις του πλαισίου ροπής του κτιρίου παραγωγής, οι έλεγχοι παρατίθενται όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα στη συνέχεια.

### 5.3.2 Σύνδεση χιαστί με υποστύλωμα

Θα ελεγχθεί η ικανότητα της σύνδεσης να παραλάβει αυξημένη αξονική δύναμη. Σε κτίρια μέσης και υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας είναι απαραίτητο να ελέγχεται αυτή η περίπτωση σύνδεσης σχετικά με την ικανότητά της να παραλάβει αξονικό φορτίο μεγαλύτερο από την εφελκυστική αντοχή του συνδέσμου. Με αυτό τον τρόπο διασφαλίζεται ότι η θραύση του συνδέσμου δυσκαμψίας θα γίνει με πλάστιμο και άρα, ασφαλή τρόπο. Και αυτό γιατί οι συνδέσεις συμπεριφέρονται με κατεξοχήν ψαθυρό τρόπο σε αντίθεση με τα χάλυβινα μέλη που χαρακτηρίζονται από την ολκιμότητά τους.

Συνδέονται ένα υποστύλωμα διατομής HE-300A με έναν μη έκκεντρο σύνδεσμο δυσκαμψίας διατομής CHS 88.9x6.3. Πρόκειται για μέλη που βρίσκονται μεταξύ της πλάκας επί εδάφους και της πλάκας οροφής ισογείου του κτιρίου διοίκησης. Απαιτούνται κοχλίες 8M24 ποιότητας 10.9. Η κοχλίωση είναι κατηγορίας C, ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας με προεντεταμένους κοχλίες. Το χιαστί συγκολλάται σε λεπίδα αναγκαία για τη σύνδεση. Η λεπίδα αυτή είναι που θα συνδεθεί με το υποστύλωμα μέσω της κοχλίωσής της με δύο άλλες λεπίδες συγκολλημένες στο υποστύλωμα. Η κατηγορία της επιφάνειας τριβής είναι C, όπως συμβαίνει πολύ συχνά στις κατασκευές. Η ικανοτική αξονική δύναμη για την οποία θα ελεγχθεί η σύνδεση προκύπτει από την εξίσωση (5.2).

$$N_{Ed} = 110\% \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} \quad (5.2)$$

Όπου

- $\gamma_{ov}$ : συντελεστής ασφαλείας με τιμή 125%
- $N_{pl,Rd}$ : εφελκυστική αντοχή διατομής χιαστί

Η διατομή CHS 88.9x6.3 έχει εμβαδόν  $16.3\text{cm}^2$  και αποτελείται από χάλυβα S355. Συνεπώς, η εφελκυστική της αντοχή είναι  $578.65\text{kN}$ . Με βάση την(5.2) προκύπτει ικανοτική αξονική δύναμη  $795.64\text{kN}$  για τον έλεγχο της σύνδεσης.

1. Έλεγχος συγκόλλησης:
  - a. πάχος συγκόλλησης:  $a = 5\text{mm}$
  - b. αριθμός ραφών:  $m = 4$
  - c. μήκος συγκόλλησης:  $L = 160\text{mm}$
  - d. ποιότητα:  $\beta_w = 90\%$
  - e. τάση αντοχής:  $f_{vw,d} = 26.17\text{kN / cm}^2$
  - f. αντοχή:  $F_{w,Rd} = 837.44\text{kN}$
2. Έλεγχος αποστάσεων μεταξύ κοχλιών M24:
  - a.  $\min(e_1) = 31.20\text{mm}$
  - b.  $\max(e_1) = 106.00\text{mm}$
  - c.  $\min(e_2) = 31.20\text{mm}$
  - d.  $\max(e_2) = 106.00\text{mm}$
  - e.  $\min(p_1) = 31.20\text{mm}$
  - f.  $\max(p_1) = 106.00\text{mm}$
  - g.  $\min(p_2) = 31.20\text{mm}$
  - h.  $\max(p_2) = 106.00\text{mm}$
  - i.  $e_1 = 70.00\text{mm}$
  - j.  $e_2 = 70.00\text{mm}$
  - k.  $p_1 = 65.00\text{mm}$
  - l.  $p_2 = 65.00\text{mm}$
3. Έλεγχος σε ολίσθηση:
  - a.  $k_s = 100\%$
  - b.  $n = 2$
  - c.  $\mu = 30\%$
  - d.  $\gamma_{M3} = 125\%$
  - e.  $m = 8$
  - f.  $f_{ub} = 100\text{kN / cm}^2$
  - g.  $A_s = 3.53\text{cm}^2$
  - h.  $F_{p,C} = 271.4\text{kN}$
  - i.  $F_{s,Rd} = 1042.18\text{kN}$
4. Έλεγχος σε διάτμηση:
  - a.  $n = 2$
  - b.  $m = 8$
  - c.  $\alpha_v = 60\%$
  - d.  $A = 4.52\text{cm}^2$
  - e.  $f_{ub} = 100\text{kN / cm}^2$
  - f.  $\gamma_{M2} = 125\%$
  - g.  $F_{v,Rd} = 3471.36\text{kN}$



5. Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας:

- a.  $n = 2$
- b.  $m = 8$
- c.  $k_1 = 180\%$
- d.  $a_b = 58\%$
- e.  $d = 24\text{mm}$
- f.  $t = 15\text{mm}$  (πάχος ελάσματος)
- g.  $f_u = 36\text{kN/cm}^2$  (έλασμα S235)
- h.  $F_{b,Rd} = 1731.87\text{kN}$

6. Συγκεντρωτικά οι έλεγχοι:

- a.  $F_{w,Rd} = 837.44\text{kN} \geq N_{Ed} = 795.64\text{kN}$
- b.  $F_{s,Rd} = 1042.18\text{kN} \geq N_{Ed} = 795.64\text{kN}$
- c.  $F_{v,Rd} = 3471.36\text{kN} \geq N_{Ed} = 795.64\text{kN}$
- d.  $F_{b,Rd} = 1731.87\text{kN} \geq N_{Ed} = 795.64\text{kN}$

7. Έλεγχος πλαστικής αστοχίας:

$$F_{v,Rd} = 3471.36\text{kN} \geq 2078.24\text{kN} = 120\% \cdot F_{b,Rd}$$

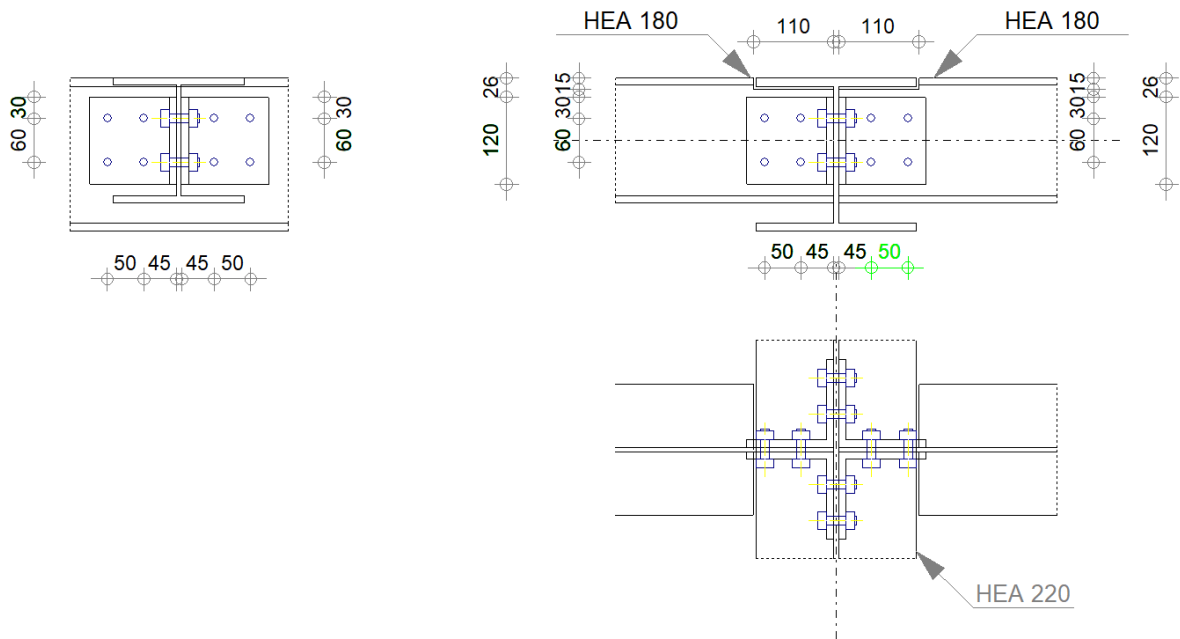
8. Έλεγχος λεπίδας σύνδεσης:

- a.  $A_{net} = 22.95\text{cm}^2$
- b.  $f_u = 36\text{kN/cm}^2$
- c.  $N_{net,Rd} = 826.2\text{kN} \geq N_{Ed} = 795.64\text{kN}$

### 5.3.2 Σύνδεση δευτερεύουσες - κύρια δοκός κτιρίου παραγωγής

Πρόκειται για μία από τις πιο τυπικές συνδέσεις των μεταλλικών και σύμμικτων κατασκευών. Θα μελετηθεί μία από αυτές που συναντάται στην πλάκα οροφής ισογείου του κτιρίου παραγωγής. Οι δοκοί συνδέονται στην στάθμη των άνω πελμάτων τους, αφού σε αυτή εδράζεται η πλάκα σκυροδέματος του ορόφου. Για την επίτευξη της σύνδεσης αφαιρείται μέρος των διατομών των δευτερευουσών δοκών τοπικά κοντά στη σύνδεση. Δεν γίνεται χρήση συγκόλλησης και άρα, η σύνδεση πραγματοποιείται αποκλειστικά με κοχλίες. Οι δύο δευτερεύουσες δοκοί που ενώνονται με την κύρια έχουν μάλιστα κοινούς τους μισούς κοχλίες της σύνδεσης κοινούς. Οι κοχλίες είναι οι μικρότεροι που συναντώνται στο έργο, δηλαδή M12 ποιότητας 6.8. Για τη δημιουργία της σύνδεσης χρησιμοποιήθηκαν επίσης διατομές CAE 120x10 από χάλυβα S235, μήκους 120mm. Ακολουθεί το απόσπασμα των ελέγχων.

## 5 • Έλεγχοι βλαβών, αρμού και συνδέσεων



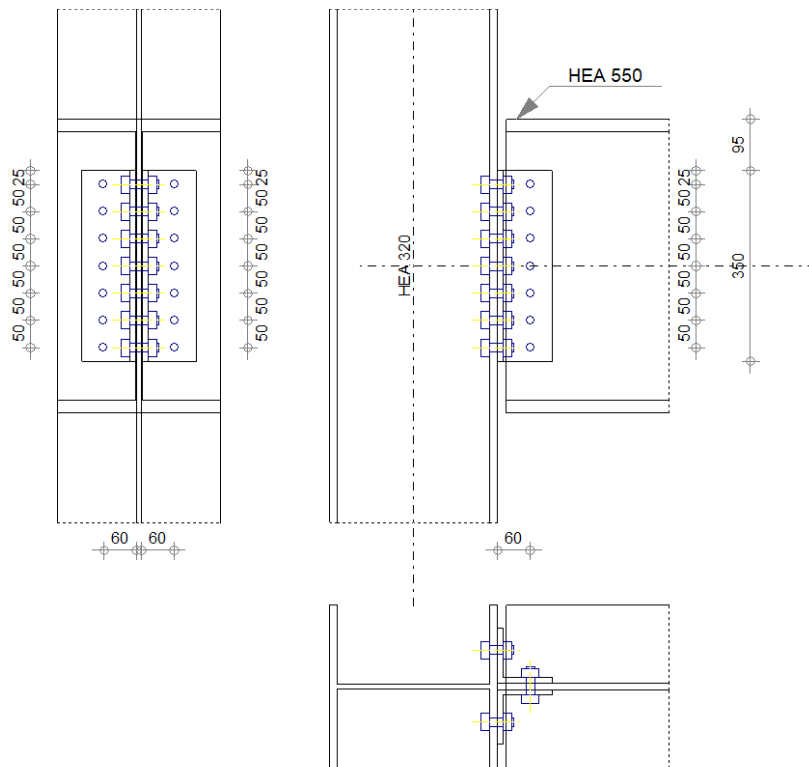
Εικόνα 5.1: Γεωμετρία σύνδεσης δευτερευουσών - κύριας δοκού κτιρίου παραγωγής.

Η σύνδεση γίνεται αποκλειστικά με κοχλίες και ελάσματα. Οι κοχλίες υπόκεινται σε εφελκυσμό, οπότε η κοχλίωση είναι τύπου D. Τοποθετούνται 4 κοχλίες σε κάθε διεπιφάνεια ελάσματος δοκού. Τα ελάσματα είναι διατομής γάμα από χάλυβα S235. Συνολικά η σύνδεση απαιτεί 16 κοχλίες M12 ποιότητας 6.8.

- Τέμνουσα για τη διαστασιολόγηση του κόμβου:
  - $V_{Ed} = 67.26 \text{ kN}$
- Έλεγχοι στη διεπιφάνεια ελάσματος κύριας δοκού:
  - Διάτμηση:
    - $F_{V,Rd} = 32.57 \text{ kN} \geq 22.07 \text{ kN} = F_{Ed}$
  - Σύνθλιψη άντυνας:
    - $F_{Rdx} = 55.38 \text{ kN} \geq 12.07 \text{ kN} = F_{x,Ed}$
    - $F_{Rdy} = 66.46 \text{ kN} \geq 18.47 \text{ kN} = F_{y,Ed}$
  - Καθαρός εφελκυσμός:
    - $F_{t,Rd} = 36.42 \text{ kN} \geq 12.16 \text{ kN} = F_{t,Ed}$
  - Συνδυασμός εφελκυσμού και διάτμησης:
    - $100\% \geq F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) = 92\%$
- Έλεγχοι στη διεπιφάνεια ελάσματος δευτερεύουσας δοκού:
  - Διάτμηση:
    - $F_{V,Rd} = 44.34 \text{ kN} \geq 65.14 \text{ kN} = F_{Ed}$
  - Σύνθλιψη άντυνας:
    - $F_{Rdx} = 73.44 \text{ kN} \geq 24.31 \text{ kN} = F_{x,Ed}$
    - $F_{Rdz} = 73.44 \text{ kN} \geq 37.08 \text{ kN} = F_{z,Ed}$

### 5.3.2 Σύνδεση κύρια δοκός - υποστυλώμα κτιρίου διοίκησης

Μία ακόμη απλή και χαρακτηριστική σύνδεση για μία σύμμικτη ή χαλύβδινη κατασκευή. Συναντιέται όπως και η προηγούμενη και στα δύο κτίρια. Αυτή τη φορά ελέγχεται μία από τις συνδέσεις του κτιρίου διοίκησης. Η γεωμετρία του υποστυλώματος και της δοκού επιτρέπουν την μεταξύ τους σύνδεση. Αυτή τη φορά ελέγχεται σύνδεση μελών που φέρουν τα φορτία του δώματος, αφού αυτά είναι αυξημένα σε σχέση με των υπόλοιπων ορόφων. Αποφεύγεται η συγκόλληση και αυτό για να είναι πιο ταχεία και εύκολη η δημιουργία της σύνδεσης στο εργοτάξιο. Για την επίτευξη της σύνδεσης χρησιμοποιείται επίσης, και πάλι μία διατομή CAE, αυτή τη φορά όμως 100x10 από χάλυβα S235, μήκους 350mm. Η κοχλίωση γίνεται αυτή τη φορά με κοχλίες M16 ποιότητας 8.8. Παρακάτω δίνονται οι έλεγχοι.



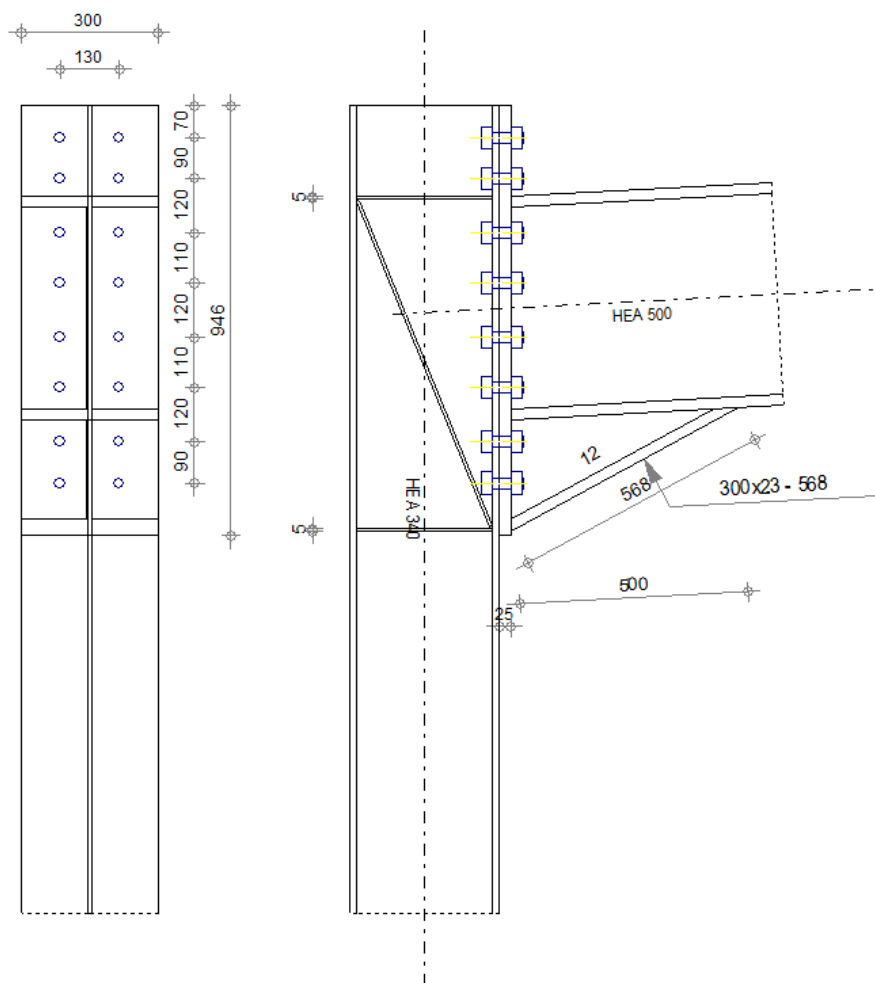
Εικόνα 5.2: Γεωμετρία σύνδεσης δευτερεύουσας - κύριας δοκού κτιρίου διοίκησης.

Η σύνδεση γίνεται αποκλειστικά με κοχλίες και ελάσματα. Οι κοχλίες υπόκεινται σε εφελκυσμό, οπότε η κοχλίωση είναι τύπου D. Τοποθετούνται 7 κοχλίες σε κάθε διεπιφάνεια ελάσματος δοκού. Τα ελάσματα είναι διατομής γάμα από χάλυβα S235. Συνολικά η σύνδεση απαιτεί 14 κοχλίες M12 ποιότητας 6.8.

- Τέμνουσα για τη διαστασιολόγηση του κόμβου:
  - $V_{Ed} = 288.09\text{kN}$
- Έλεγχοι στη διεπιφάνεια ελάσματος κύριας δοκού:
  - Διάτμηση:
    - $F_{V,Rd} = 57.91\text{kN} \geq 29.01\text{kN} = F_{Ed}$
  - Σύνθλιψη άντυνας:
    - $F_{Rdx} = 74.71\text{kN} \geq 20.45\text{kN} = F_{x,Ed}$
    - $F_{Rdz} = 53.33\text{kN} \geq 20.58\text{kN} = F_{y,Ed}$
  - Καθαρός εφελκυσμός:
    - $F_{t,Rd} = 67.82\text{kN} \geq 20.91\text{kN} = F_{t,Ed}$
  - Συνδυασμός εφελκυσμού και διάτμησης:
    - $100\% \geq F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) = 72\%$
- Έλεγχοι στη διεπιφάνεια ελάσματος δευτερεύουσας δοκού:
  - Διάτμηση:
    - $F_{V,Rd} = 154.42\text{kN} \geq 58.68\text{kN} = F_{Ed}$
  - Σύνθλιψη άντυνας:
    - $F_{Rdx} = 148.84\text{kN} \geq 41.82\text{kN} = F_{x,Ed}$
    - $F_{Rdz} = 106.67\text{kN} \geq 41.16\text{kN} = F_{z,Ed}$

### 5.3.3 Σύνδεση δοκού ζυγώματος - υποστυλώματος

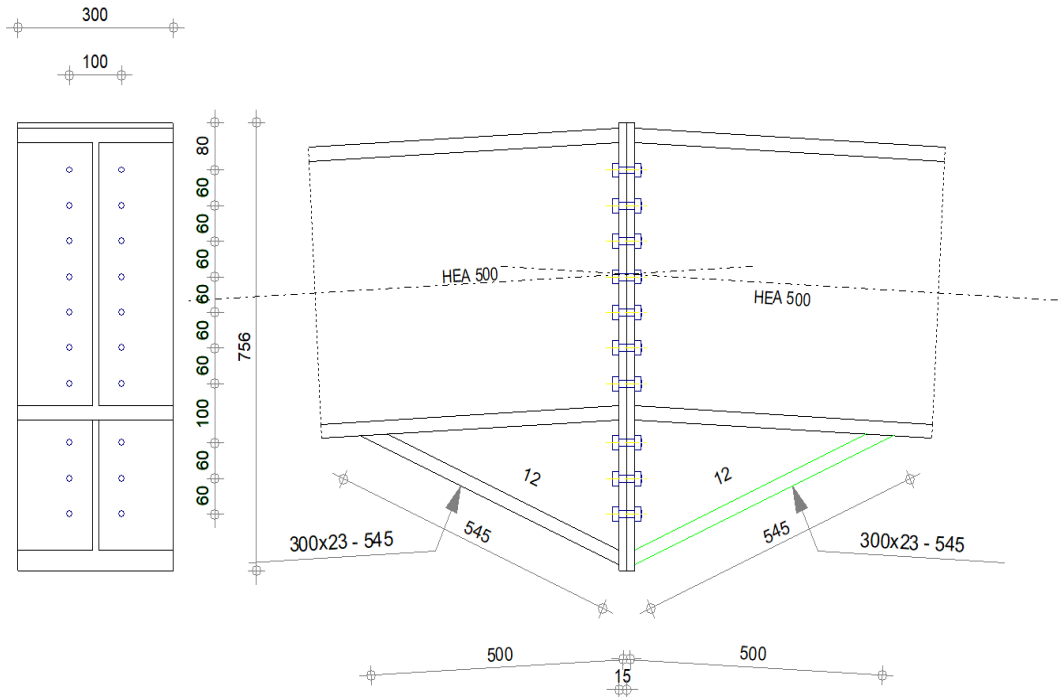
Η σύνδεση που παρατίθεται στη συνέχεια κατασκευάζεται στο κτίριο παραγωγής. Ελέγχεται ο κοινός κόμβος του κεκλιμένου ζυγώματος και του περιμετρικού υποστυλώματος στην στέγη. Προκειμένου να παραλάβει τα φορτία, η σύνδεση περιέχει εκτός από τα μέλη του φέροντα και μία πλάκα στην οποία συγκολλάται το ζύγωμα προτού ανεγερθεί, για να γίνει η κοχλίωσή του. Η πλάκα αυτή είναι χαλύβδινη με διαστάσεις 661x300x25 από S235. Ακόμη, παρέχονται πρόσθετα στοιχεία που προσδίδουν δυσκαμψία στη σύνδεση επίσης από χάλυβα S235. Οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται είναι αυτή τη φορά M24 ποιότητας 10.9. Πρόκειται για σύνδεση που λειτουργεί ως κόμβος συνέχειας για τα πλαίσια παραλαβής ροπών. Κατά συνέπεια πρέπει να είναι άκαμπτη, ειδάλλως ο κόμβος είναι στρεπτικά εύκαμπτος και πρέπει να προσομοιωθεί στο φορέα με στρεπτικό ελατήριο κατά την ανάλυση.



Εικόνα 5.3: Γεωμετρία σύνδεσης δοκού ζυγώματος - υποστύλωματος.

### 5.3.4 Σύνδεση δοκών ζυγώματος στη συμβολή τους

Πρόκειται για μία χαρακτηριστική σύνδεση του κτιρίου παραγωγής, η σύνδεση μεταξύ των δύο κεκλιμένων ζυγμάτων της στέγης. Παραλαμβάνει κάμψη και διάτμηση. Πριν την τελική κοχλίωση, το κάθε ζύγωμα συγκολλάται σε ξεχωριστή πλάκα διαστάσεων 550x300x20 από χάλυβα S235. Οι κοχλίες είναι M12 ποιότητας 6.8. Ακολουθούν οι έλεγχοι από το πρόγραμμα. Ένα κρίσιμο ζήτημα με αυτή τη σύνδεση είναι η απαίτηση να είναι άκαμπτη. Και αυτό γιατί είναι κόμβος συνέχειας σε πλαίσιο παραλαβής ροπών.

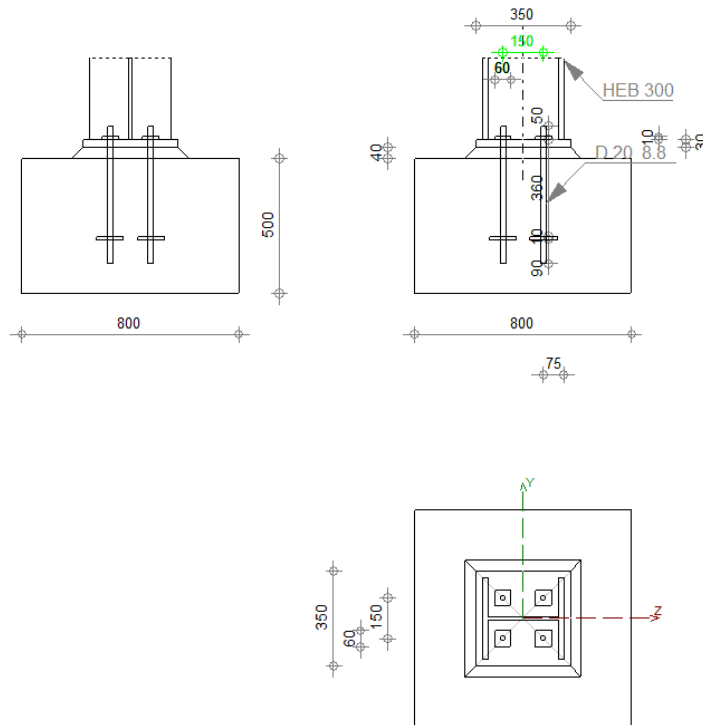


Εικόνα 5.4: Γεωμετρία σύνδεσης δοκών ζυγώματος στη συμβολή τους.

### 5.3.5 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος κτιρίου διοίκησης

Η τελευταία από τις συνδέσεις που θα παρουσιαστούν αφορά την έδραση υποστυλώματος του κτιρίου διοίκησης στο έδαφος. Είναι ο τελικός παραλήπτης των δράσεων επί της κατασκευής. Η ορθή διαστασιολόγηση είναι κομβικής σημασίας μιας και αστοχία της θέτει σε άμεσο κίνδυνο όλους τους χρήστες του κτιρίου. Ελέγχεται ένα από τα εσωτερικά υποστυλώματα της κατασκευής με διατομή HE-300B αμιγώς σε θλίψη. Μία καλή πρακτική είναι ο έλεγχος αντοχής του σκυροδέματος της σύνδεσης να είναι ο κρίσιμος, επειδή η αστοχία της συγκόλλησης θα είναι ψαθυρή και άρα, ξαφνική. Η πλάκα στην οποία συγκολλάται το υποστυλόμετρο είναι από χάλυβα S235 με διαστάσεις 350x350x30. Το πρίσμα της θεμελίωσης περικλείει έγχυτο σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37, όπως και οι πλάκες, και έχει διαστάσεις 900x900x600. Μεταξύ αυτού και της χαλύβδινης πλάκας παρεμβάλλεται στρώση 4cm gross beton C12/15. Ακολουθεί ο έλεγχος.

## 5 • Έλεγχοι βλαβών, αρμού και συνδέσεων



Εικόνα 5.5: Γεωμετρία έδρασης υποστύλωματος κτιρίου διοίκησης.

- Αξονική για τη διαστασιολόγηση της βάσης:
  - $N_{Ed} = 2204.18\text{kN}$
- Έλεγχος σκυροδέματος:
  - $N_{j,Rd} = 2871.43\text{kN} \geq 2204.18\text{kN} = N_{Ed}$
- Έλεγχοι συγκόλλησης στη διεπιφάνεια υποστύλωματος και χαλύβδινης πλάκας βάσης:
  - Ορθής τάσης:
    - $\sigma_{\perp} = 137.36\text{MPa} \geq 259.20\text{MPa} = 90\% \cdot f_u \cdot / \gamma_{M2}$
  - Ορθής και διατμητικής τάσης:
    - $f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) = 360.00\text{MPa} \geq 274.72\text{MPa} = (\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))^{0.5}$





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

## 6 Συμπεράσματα

---

Επιδιώχθηκε η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός συγκροτήματος κτιρίων σε παράκτια περιοχή. Ακόμη, λήφθηκαν πρόσθετοι περιορισμοί που δυσχαίρεναν τους ελέγχους. Πιο συγκεκριμένα, το δώμα του κτιρίου διοίκησης μελετήθηκε ώστε να μπορεί να φέρει φορτία από φύτευση. Παράλληλα, θεωρήθηκε ότι υπάρχουν αρχιτεκτονικοί λόγοι, ώστε οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας να συγκεντρωθούν σε συγκεκριμένες περιοχές. Για το κτίριο παραγωγής μελετήθηκαν φορτία αποθήκευσης στον πρώτο όροφο. Ακόμη, μειώθηκε η έκταση των διαφραγμάτων των πρώτων ορόφων των κατασκευών. Όλοι οι παραπάνω παράγοντες δυσκόλεψαν τους ελέγχους και ιδιαίτερα τους ικανοτικούς ελέγχους των συνδέσμων δυσκαμψίας.

Υπό αυτό το πρίσμα, φάνηκαν ορισμένες αδυναμίες των προγραμμάτων που χρησιμοποιήθηκαν κατά τη διαστασιολόγηση. Η αντιμετώπισή τους θα μπορούσε να αποτελέσει το αντικείμενο άλλων διπλωματικών εργασιών. Αναλυτικότερα, η ανάπτυξη από κάποιο άλλο φοιτητή προγράμματος με γραφικό περιβάλλον που να πραγματοποιεί γρήγορα και με αξιοπιστία τους ικανοτικούς ελέγχους για τους συνδέσμους δυσκαμψίας θα ωφελούσε πολύ τον κλάδο των πολιτικών μηχανικών. Ενδιαφέρον θα είχε επίσης, η επέκταση του λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις, ώστε να υπολογίζει και να σχεδιάζει την σύνδεση μεταξύ υποστυλώματος και μη έκκεντρου συνδέσμου δυσκαμψίας.

Οι συνδέσεις σχεδιάστηκαν όπου ήταν εφικτό με χρήση κοχλιών. Μάλιστα, επιχειρήθηκε να περιοριστούν οι χρησιμοποιούμενες διάμετροι. Ακόμη, αντιστοιχίστηκε σε κάθε διάμετρο διαφορετική ποιότητα κοχλία, όπως συμβαίνει συνήθως στο εργοτάξιο. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων του κτιρίου διοίκησης δεν παραλαμβάνουν ροπές και άρα, δεν ανακουφίζουν τα υπόλοιπα μέλη. Ωστόσο, ο σχεδιασμός του με αυτό τον τρόπο διευκολύνει την επίλυση της θεμελίωσης.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

## 7 Βιβλιογραφία

---

1. Βάγιας Ι. (2018). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 4η έκδοση», εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002.
4. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004.
5. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004.
6. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004.
7. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part-1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005.
8. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part-1-8: Design of joints», CEN, 2005.
9. EN1993-1-13: Eurocode 3: «Steel beams with large web openings», working draft March 2016.
10. EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part-1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004.
11. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part-1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004.
12. Φ.Ε.Κ 171Α, Βασιλικό διάταγμα: [«Περί κανονισμού φορτίσεων δομικών έργων \(Αναδημοσίευση\)»](#), Εθνικό τυπογραφείο, 1946.
13. Φ.Ε.Κ. 1416Β, Υπουργική απόφαση: [«Έγκριση Νέου Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος 2008 \(ΚΤΧ 2008\).»](#), Εθνικό τυπογραφείο, 2008.
14. Φ.Ε.Κ. 1154Β, Υπουργική απόφαση: [«Τροποποίηση διατάξεων του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000» λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας.»](#), Εθνικό τυπογραφείο, 2003.
15. Κουφολάμπρος Γιάννης, [«Μελέτη πενταώροφου σύμμικτου κτιρίου γραφείων»](#), Αθήνα 2021.
16. Ρενδούμης Μελέτης, [«Σχεδιασμός μεταλλικού βιομηχανικού κτιρίου με ημιώροφο γραφείων διοίκησης»](#), Αθήνα 2018.
17. Καραφέρης Νικόλαος, [«Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου 8 ορόφων»](#), Αθήνα 2018.
18. Γεμέλου Κυριακή, [«Σχεδιασμός Ενεργειακά Αποδοτικού Κτιρίου Γραφείων»](#), Αθήνα 2019.
19. Γωγούσου Αικατερίνη, [«Σχεδιασμός βιοκλιματικής κατοικίας»](#), Αθήνα 2020.

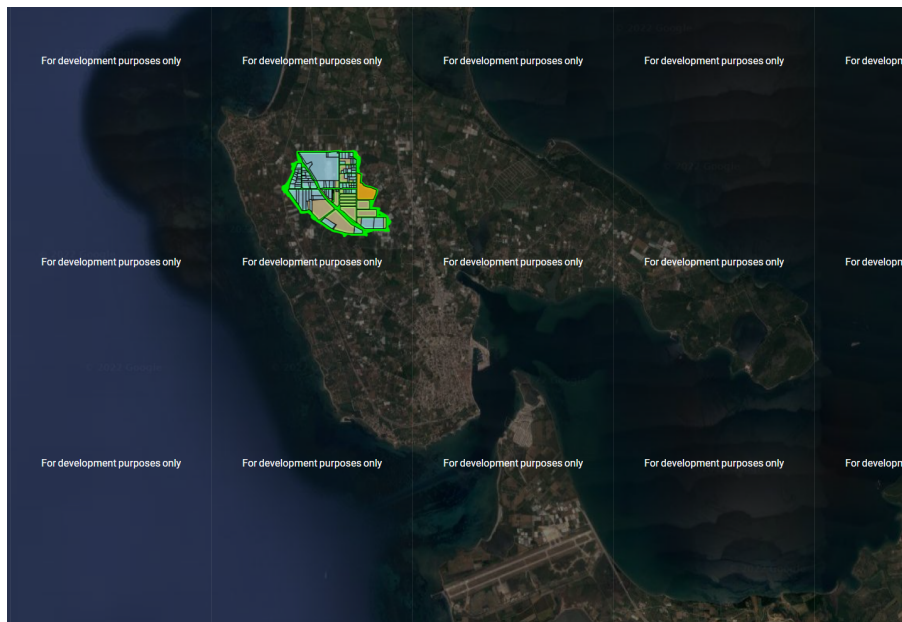
20. Αντωνίου Αικατερίνη, «[Φυτεμένα δώματα: παράδειγμα θεωρητικής εφαρμογής σε κτίριο Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Ζωγράφου](#)», Αθήνα 2009.
21. Καραθανάση Στέλλα, «[Εναλλακτική μελέτη υφιστάμενου κτιρίου γραφείων με φέροντα οργανισμό από χάλυβα](#)», Αθήνα 2021.
22. ΕΛΑΣΡΟΝ Α.Ε.Β.Ε. – «[Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer 2](#)».
23. ΕΛΑΣΡΟΝ Α.Ε.Β.Ε. – «[Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73](#)».
24. ΕΛΑΣΡΟΝ Α.Ε.Β.Ε. – «[Τεχνικά χαρακτηριστικά panel επικάλυψης](#)».
25. egreen - Zino – «[ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΦΥΤΕΜΕΝΩΝ ΔΩΜΑΤΩΝ - ΠΡΑΣΙΝΩΝ ΣΤΕΓΩΝ](#)».
26. ΓΥΨΟΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΔΟΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ – «[Φορτία ψευδοροφών](#)».
27. NEXTLEVEL ANELKYΣΤΗΡΕΣ – «[Διαστασιολόγηση ανελκυστήρων](#)».

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Συμπληρωματικές εικόνες για την κατανόηση

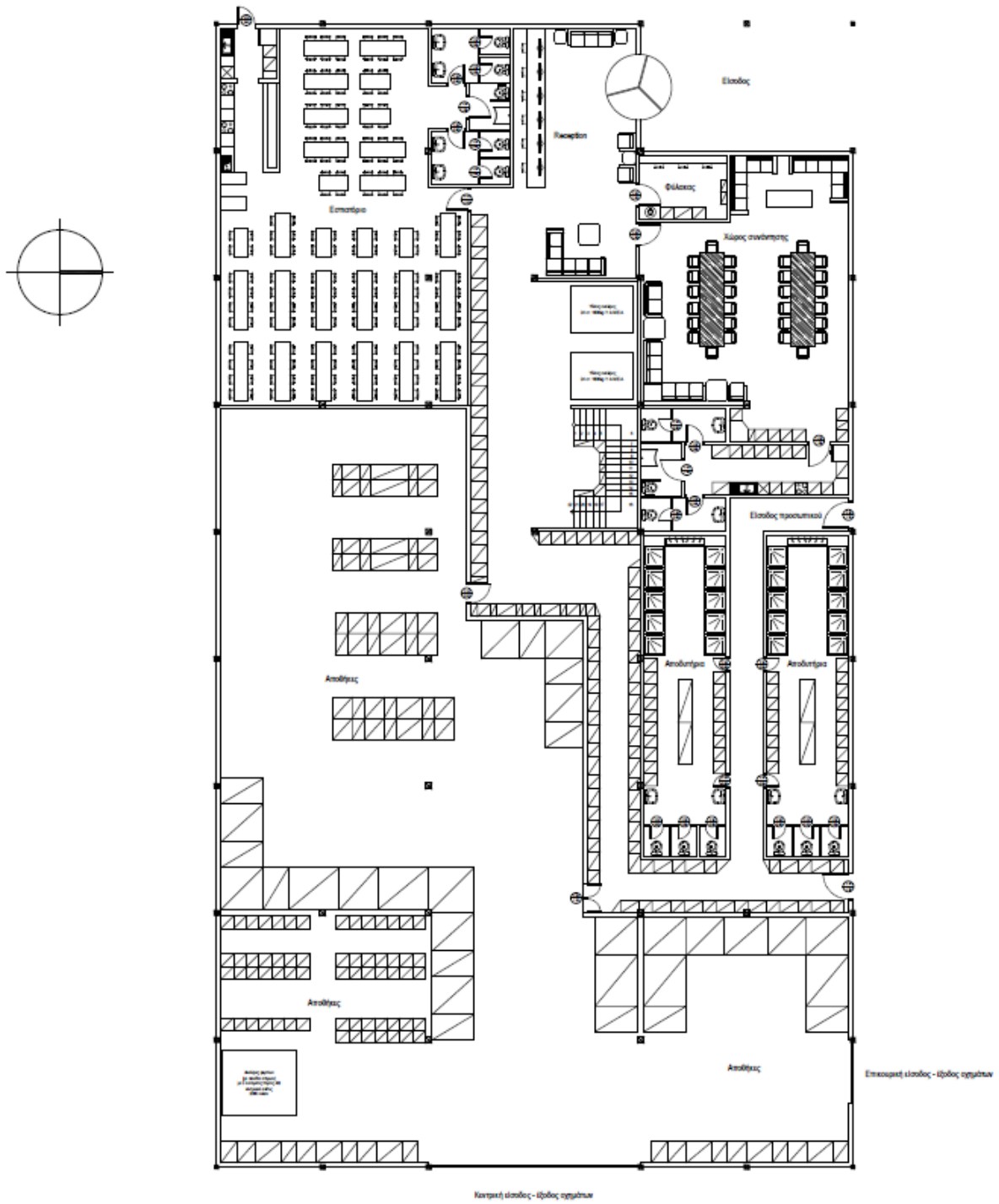
---

### Α.1 Εικόνες σχετικές με το Κεφάλαιο 1



Εικόνα Α.1: Θέση γεωτεμαχίου.

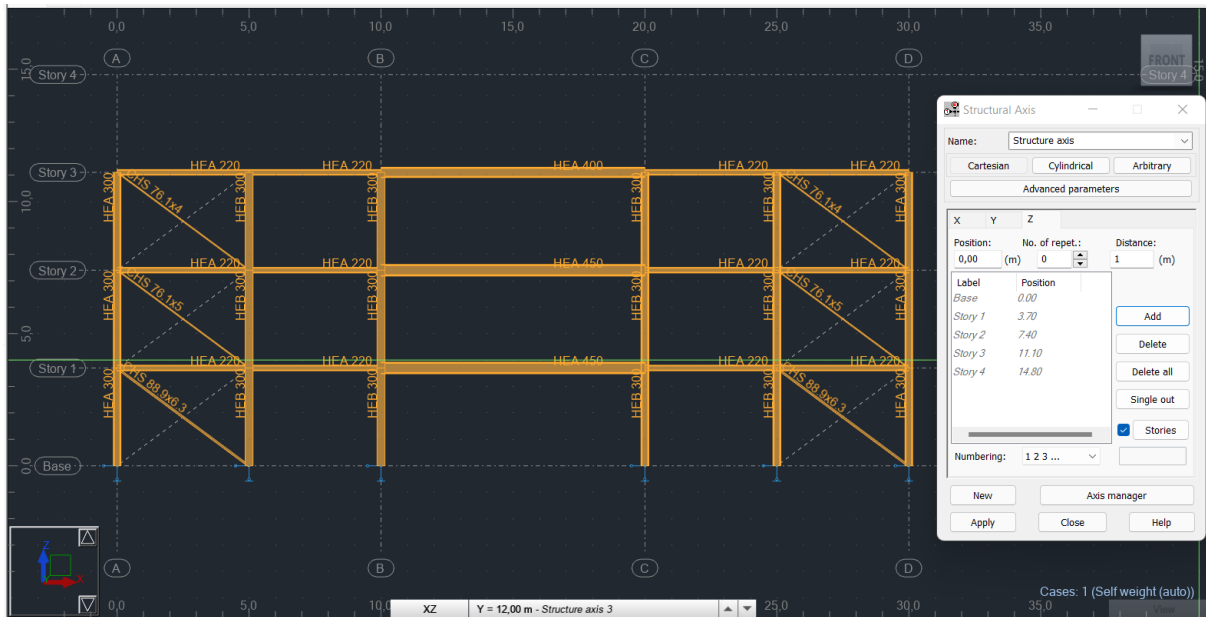
# Παράρτημα Α



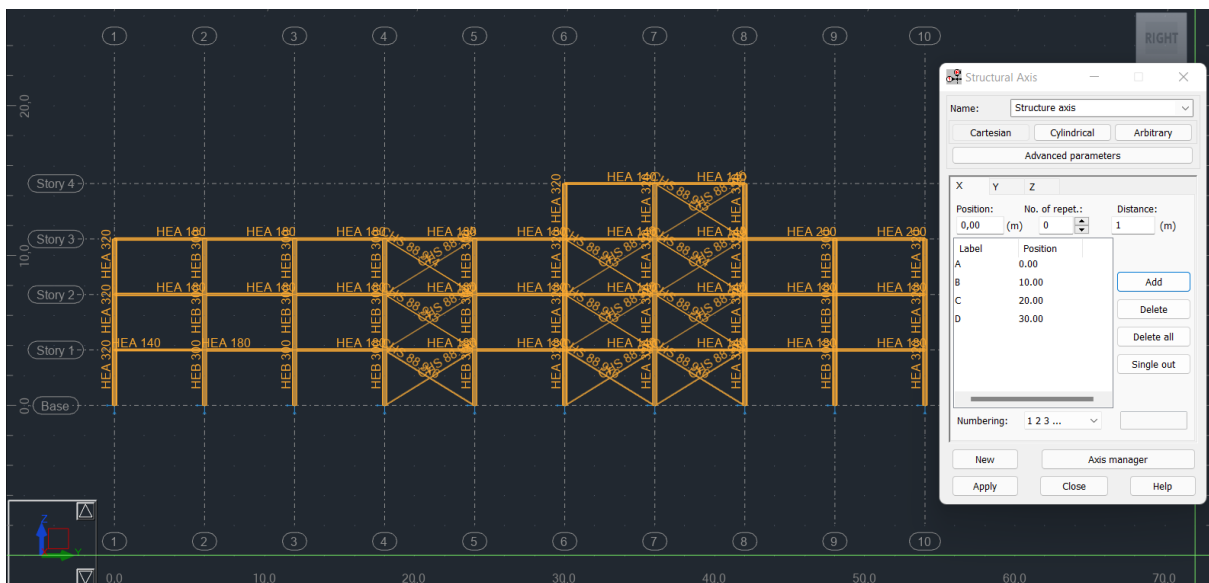
Εικόνα Α.2: Κάτοψη ισογείου κτιρίου διοίκησης.

## Παράρτημα Α

### Α.2 Εικόνες σχετικές με το Κεφάλαιο 4



Εικόνα Α.3: Όψη επιπέδου XZ, Y = 12.00m.



Εικόνα Α.4: Όψη επιπέδου YZ, X = 20.00m





## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Αποτελέσματα αναλύσεων

---

### Β1 Πίνακες διαστασιολόγησης συνδέσμων δυσκαμψίας

Πίνακας Β.1: Διαθέσιμοι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

D (mm)	T (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	i (cm)
76.1	3.2	7.33	2.58
	4	9.06	2.55
	5	11.2	2.52
88.9	3.2	8.62	3.03
	4	10.7	3.00
	5	13.2	2.99
	6	15.6	2.94
	6.3	16.3	2.93
101.6	4	12.3	3.42
	5	15.2	3.39
	6.3	18.9	3.38

## Παράρτημα Β

Πίνακας Β.2: Υπεραντοχή συνδέσμων δισκαμψιάς κτιρίου διοίκησης κατά Χ.

Story	Member	fy (MPa)	Section	D (mm)	T (mm)	Case	Ned (kN)	Npl (kN)	Ratio (%)	Omega (%)	
1	616	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	472,61	580,43	81,42	122,81	
	744	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	484,63	580,43	83,5	119,77	
	777	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	211,38	260,22	81,23	123,1	
	785	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	501,96	580,43	86,48	115,63	
	789	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	495,13	580,43	85,3	117,23	
	791	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	427,13	580,43	73,59	135,89	
	793	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	498,68	580,43	85,92	116,39	
	797	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	489,47	580,43	84,33	118,58	
	803	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	496,65	580,43	85,57	116,87	
	809	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	489,57	580,43	84,35	118,56	
	829	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	474,22	580,43	81,7	122,4	
	878	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	503,65	580,43	86,77	115,24	
	888	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	185,08	260,22	71,13	140,6	
	894	355	CHS	88,9	6,3	26 (C) (CQC)	494,8	580,43	85,25	117,3	
	617	355	CHS	76,1	4	26 (C) (CQC)	242,79	321,63	75,49	132,47	
	2	745	355	CHS	88,9	5	26 (C) (CQC)	345,86	467,89	73,92	135,28
		778	355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	463,9	554,87	83,61	119,61
786		355	CHS	76,1	5	26 (C) (CQC)	309,51	396,53	78,05	128,12	
790		355	CHS	76,1	5	26 (C) (CQC)	312,52	396,53	78,81	126,88	
798		355	CHS	88,9	5	26 (C) (CQC)	356,72	467,89	76,24	131,16	
804		355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	424,62	554,87	76,53	130,67	
810		355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	423,46	554,87	76,32	131,03	
811		355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	395,87	554,87	71,35	140,16	
815	355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	432,65	554,87	77,97	128,25		

## Παράρτημα Β

Story	Member	fy (MPa)	Section	D (mm)	T (mm)	Case	Ned (kN)	Npl (kN)	Ratio (%)	Omega (%)
2	830	355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	456,43	554,87	82,26	121,57
	879	355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	461,56	554,87	83,18	120,22
	889	355	CHS	88,9	6	26 (C) (CQC)	410,33	554,87	73,95	135,22
	895	355	CHS	76,1	4	26 (C) (CQC)	236,28	321,63	73,46	136,12
	623	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	187,21	260,22	71,94	139
	747	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	187,61	260,22	72,1	138,7
	767	355	CHS	76,1	4	26 (C) (CQC)	241,38	321,63	75,05	133,25
	769	355	CHS	76,1	4	26 (C) (CQC)	248,29	321,63	77,2	129,54
	776	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	226,44	260,22	87,02	114,92
	800	355	CHS	76,1	4	26 (C) (CQC)	240,8	321,63	74,87	133,57
3	806	355	CHS	88,9	4	26 (C) (CQC)	280	378,78	73,92	135,28
	814	355	CHS	88,9	4	26 (C) (CQC)	293,65	378,78	77,52	128,99
	828	355	CHS	88,9	4	26 (C) (CQC)	337,79	378,78	89,18	112,14
	881	355	CHS	88,9	4	26 (C) (CQC)	324,19	378,78	85,59	116,84
	883	355	CHS	88,9	4	26 (C) (CQC)	294,6	378,78	77,77	128,58
	885	355	CHS	88,9	4	26 (C) (CQC)	302,95	378,78	79,98	125,03
	891	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	191,45	260,22	73,57	135,92
4	897	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	192,47	260,22	73,97	135,2
	741	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	105,41	260,22	40,51	246,86
	749	355	CHS	76,1	3,2	26 (C) (CQC)	173,31	260,22	66,6	150,14

## Παράρτημα Β

Πίνακας Β.3: Υπεραντοχή συνδέσμων δυσκαμψίας κτιρίου διοίκησης κατά Υ.

Story	Member	fy (MPa)	Section	D (mm)	T (mm)	Case	Ned (kN)	Npl (kN)	Ratio (%)	Omega (%)
1	635	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	382,75	467,89	81,8	122,24
	659	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	440,85	554,87	79,45	125,86
	665	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	460,22	554,87	82,94	120,57
	671	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	396,2	467,89	84,68	118,09
	677	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	470,28	554,87	84,76	117,99
	683	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	483,64	554,87	87,16	114,73
	689	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	466,62	554,87	84,1	118,91
	695	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	469,07	554,87	84,54	118,29
	709	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	492,51	554,87	88,76	112,66
	715	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	474,09	554,87	85,44	117,04
	721	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	458,3	554,87	82,6	121,07
727	355	CHS	88,9	6	35 (C) (CQC)	468,32	554,87	84,4	118,48	
2	637	355	CHS	88,9	3,2	35 (C) (CQC)	271,37	306,01	88,68	112,76
	661	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	359,57	467,89	76,85	130,12
	667	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	386,28	467,89	82,56	121,13
	673	355	CHS	76,1	5	35 (C) (CQC)	353,82	396,53	89,23	112,07
	679	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	381,66	467,89	81,57	122,59
	685	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	401,69	467,89	85,85	116,48
	691	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	388,88	467,89	83,11	120,32
	697	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	425,41	467,89	90,92	109,99
	711	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	419,2	467,89	89,59	111,61
	717	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	410,94	467,89	87,83	113,86
3	723	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	394,13	467,89	84,24	118,71
	729	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	399,28	467,89	85,34	117,18
	663	355	CHS	76,1	3,2	35 (C) (CQC)	197,93	260,22	76,06	131,47

## Παράρτημα Β

3	669	355	CHS	88,9	3,2	35 (C) (CQC)	255,66	306,01	83,55	119,69
	681	355	CHS	88,9	3,2	35 (C) (CQC)	245,02	306,01	80,07	124,89
	687	355	CHS	76,1	4	35 (C) (CQC)	279,53	321,63	86,91	115,06
	693	355	CHS	88,9	4	35 (C) (CQC)	310,39	378,78	81,94	122,04
	699	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	441,79	467,89	94,42	105,91
	713	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	424,88	467,89	90,81	110,12
	719	355	CHS	88,9	4	35 (C) (CQC)	342,69	378,78	90,47	110,53
	725	355	CHS	88,9	4	35 (C) (CQC)	325,88	378,78	86,03	116,23
	731	355	CHS	88,9	4	35 (C) (CQC)	327,93	378,78	86,57	115,51
4	653	355	CHS	88,9	5	35 (C) (CQC)	242,2	467,89	51,76	193,18

## Παράρτημα Β

Πίνακας Β.4: Αντοχή συνδέσμων δυσκαμψίας κτιρίου παραγωγής κατά Χ.

Story	Member	$f_y$ (MPa)	Section	D (mm)	T (mm)	Case	Ned (kN)	Npl (kN)	Ratio (%)
1	81	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	571,89	669,53	85,42
	96	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	609,08	669,53	90,97
	141	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	564,07	669,53	84,25
	221	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	574,59	669,53	85,82
	320	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	565,42	669,53	84,45
	322	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	605,53	669,53	90,44
	328	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	489,88	669,53	73,17
	1215	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	454,92	669,53	67,95
	1217	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	577,23	669,53	86,21
	1229	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	427,35	669,53	63,83
2	88	355	CHS	101,6	5	24 (C) (CQC)	438,13	538,54	81,36
	153	355	CHS	101,6	5	24 (C) (CQC)	411,86	538,54	76,48
	159	355	CHS	101,6	5	24 (C) (CQC)	465,33	538,54	86,41
	318	355	CHS	101,6	5	24 (C) (CQC)	451,43	538,54	83,83
	324	355	CHS	101,6	5	24 (C) (CQC)	464,07	538,54	86,17
	326	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	494,99	669,53	73,93
	330	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	488,7	669,53	72,99
	1219	355	CHS	101,6	5	24 (C) (CQC)	413,74	538,54	76,83
	1221	355	CHS	101,6	5	24 (C) (CQC)	448,35	538,54	83,25
	1231	355	CHS	101,6	6,3	24 (C) (CQC)	569,83	669,53	85,11

## Παράρτημα Β

Πίνακας Β.5: Αντοχή συνδέσμων δυσκαμψίας κτιρίου παραγωγής κατά Υ.

Story	Member	fy (MPa)	Section	D (mm)	T (mm)	Case	Ned (kN)	Npl (kN)	Ratio (%)
1	45	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	656,92	669,53	98,12
	61	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	589,89	669,53	88,11
	106	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	656,95	669,53	98,12
	125	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	649,8	669,53	97,05
	1007	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	529,45	669,53	79,08
	1025	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	578,35	669,53	86,38
	1037	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	666,87	669,53	99,6
	1043	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	648,15	669,53	96,81
	1061	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	579,06	669,53	86,49
	1209	355	CHS	101,6	6,3	29 (C) (CQC)	568,99	669,53	84,98
	2	48	355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	409,28	435,23
69		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	389,62	435,23	89,52
109		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	409,24	435,23	94,03
135		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	396,98	435,23	91,21
1011		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	351,29	435,23	80,71
1029		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	413,82	435,23	95,08
1047		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	421,87	435,23	96,93
1053		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	409,69	435,23	94,13
1065		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	384,29	435,23	88,3
1212		355	CHS	101,6	4	29 (C) (CQC)	418,46	435,23	96,15
3		58	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	79,34	260,22
	78	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	93,16	260,22	35,8
	119	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	84,95	260,22	32,65
	137	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	76,89	260,22	29,55
	1015	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	67,23	260,22	25,84

## Παράρτημα Β

3	1033	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	81,43	260,22	31,29
	1051	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	84,67	260,22	32,54
	1057	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	75,57	260,22	29,04
	1069	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	72,85	260,22	28
	1213	355	CHS	76,1	3,2	29 (C) (CQC)	82,08	260,22	31,54



## B2 Εικόνες από τη διαστασιολόγηση στο Robot

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 8 Braces (roof)</b>						
978 Stiffness con	CHS 88.9x3.2	S355	140.03	140.03	0.18	5815 ULS/5797=1*1

Εικόνα Β.1: Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης κτιρίου παραγωγής σε φορτία βαρύτητας.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 8 Braces (roof)</b>						
984 Stiffness con	CHS 88.9x3.2	S355	140.03	140.03	0.11	29 ACC:SEI/6=1*1.00

Εικόνα Β.2: Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης κτιρίου παραγωγής σε φορτία σεισμού.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 1 Coloumns (Edge XZ = 0)</b>						
143 Column_143	HEA 200	S355	44.68	60.06	0.53	3395 ULS/3377=1*1
<b>Code group : 2 Coloumns (In view)</b>						
175 Column_175	HEA 300	S355	29.04	46.42	0.78	3401 ULS/3383=1*1
<b>Code group : 3 Coloumns (Interior)</b>						
174 Column_174	HEB 300	S355	27.71	36.88	0.76	1489 ULS/1471=1*1
<b>Code group : 4 Coloumns (In view - special)</b>						
833 Column_833	HEA 220	S355	40.35	67.13	0.86	3401 ULS/3383=1*1
<b>Code group : 5 Coloumn (Edge XZ = 54)</b>						
176 Column_176	HEA 220	S355	40.35	56.32	0.45	3407 ULS/3389=1*1
<b>Code group : 6 Coloumns (Core)</b>						
165 Column_165	HEA 320	S355	23.16	44.31	0.71	3403 ULS/3385=1*1
<b>Code group : 17 Coloumns (In view - special big)</b>						
178 Column_178	HEA 320	S355	27.25	40.92	0.42	3407 ULS/3389=1*1

Εικόνα Β.3: Έλεγχος υποστυλωμάτων κτιρίου διοίκησης σε φορτία βαρύτητας.

Member	Section	Material	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
<b>Code group : 1 Coloumns (Edge XZ = 0)</b>						
140 Column_140	HEA 200	S355	0.13	5406 SLS:CHR/648	0.11	5431 SLS:CHR/673
<b>Code group : 2 Coloumns (In view)</b>						
144 Column_144	HEA 300	S355	0.14	5481 SLS:CHR/723	0.10	5526 SLS:CHR/768
<b>Code group : 3 Coloumns (Interior)</b>						
145 Column_145	HEB 300	S355	0.14	5481 SLS:CHR/723	0.11	5526 SLS:CHR/768
<b>Code group : 5 Coloumn (Edge XZ = 54)</b>						
179 Column_179	HEA 220	S355	0.11	5368 SLS:CHR/610	0.11	5526 SLS:CHR/768
<b>Code group : 6 Coloumns (Core)</b>						
860 Column_860	HEA 320	S355	0.15	5478 SLS:CHR/720	0.18	5427 SLS:CHR/669
<b>Code group : 17 Coloumns (In view - special big)</b>						
142 Column_142	HEA 320	S355	0.12	5408 SLS:CHR/650	0.14	5431 SLS:CHR/673

Εικόνα Β.4: Έλεγχος υποστυλωμάτων κτιρίου διοίκησης σε Ο.Κ.Λ.

## Παράρτημα Β

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 1 Columns (Edge XZ = 0)</b>						
143 Column_143	HEA 200	S355	43.05	60.06	0.50	43 ACC-SEI/1=1*1.
<b>Code group : 2 Columns (In view)</b>						
175 Column_175	HEA 300	S355	24.62	46.42	0.51	52 ACC-SEI/10=1*1
<b>Code group : 3 Columns (Interior)</b>						
412 Column_412	HEB 300	S355	26.59	48.82	0.48	43 ACC-SEI/1=1*1.
<b>Code group : 4 Columns (Edge XZ = 0)</b>						
143 Column_143	HEA 200	S355	43.05	60.06	0.50	43 ACC-SEI/1=1*1.
<b>Code group : 5 Column (Edge XZ = 66)</b>						
179 Column_179	HEA 220	S355	39.31	56.32	0.64	43 ACC-SEI/1=1*1.
<b>Code group : 6 Columns (Core)</b>						
170 Column_170	HEA 320	S355	26.50	37.81	0.60	43 ACC-SEI/1=1*1.
<b>Code group : 17 Columns (In view - special)</b>						
837 Column_837	HEA 220	S355	40.35	67.13	0.32	52 ACC-SEI/10=1*1
<b>Code group : 18 Columns (In view - special)</b>						
177 Column_177	HEA 320	S355	26.83	40.92	0.38	43 ACC-SEI/1=1*1.

Εικόνα Β.5: Έλεγχος υποστυλωμάτων κτιρίου διοίκησης σε σεισμικά φορτία.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 1 Columns in view (D)</b>						
1200	HEA 340	S355	124.77	51.58	0.53	5845 ULS/5827=1*1
<b>Code group : 2 Edge columns</b>						
1129	HEA 340	S355	26.73	51.58	0.30	5855 ULS/5837=1*1
<b>Code group : 3 Inner columns (A)</b>						
1199	HEB 200	S355	96.94	163.46	0.78	3951 ULS/3933=1*1
<b>Code group : 9 Columns in view (A)</b>						
1039	HEA 340	S355	78.08	51.58	0.80	6173 ULS/6155=1*1
<b>Code group : 10 Columns in view (B)</b>						
1137	HEA 260	S355	70.17	59.24	0.56	5883 ULS/5865=1*1
<b>Code group : 11 Columns in view (C)</b>						
118	HEA 340	S355	86.45	51.58	0.88	6079 ULS/6061=1*1
<b>Code group : 12 Inner columns (B)</b>						
126	HEB 220	S355	73.74	137.78	0.85	5863 ULS/5845=1*1

Εικόνα Β.6: Έλεγχος υποστυλωμάτων κτιρίου παραγωγής σε φορτία βαρύτητας.

Member	Section	Material	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
<b>Code group : 1 Columns in view (D)</b>						
1193	HEA 340	S355	0.43	10614 SLS:CHR/13	0.02	13 External wind loa
<b>Code group : 2 Edge columns</b>						
1157	HEA 340	S355	0.25	10502 SLS:CHR/12	0.05	10291 SLS:CHR/10
<b>Code group : 3 Inner columns (A)</b>						
1197	HEB 200	S355	0.39	10614 SLS:CHR/13	0.04	10408 SLS:CHR/11
<b>Code group : 9 Columns in view (A)</b>						
1117	HEA 340	S355	0.16	10278 SLS:CHR/10	0.31	10296 SLS:CHR/10
<b>Code group : 10 Columns in view (B)</b>						
1161	HEA 260	S355	0.24	10502 SLS:CHR/12	0.26	10424 SLS:CHR/11
<b>Code group : 11 Columns in view (C)</b>						
1138	HEA 340	S355	0.22	10614 SLS:CHR/13	0.11	13 External wind loa
<b>Code group : 12 Inner columns (B)</b>						
77	HEB 220	S355	0.38	10614 SLS:CHR/13	0.04	10408 SLS:CHR/11

Εικόνα Β.7: Έλεγχος υποστυλωμάτων κτιρίου παραγωγής σε Ο.Κ.Λ..

## Παράρτημα Β

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 1 Columns in view (D)</b>						
132	HEA 340	S355	61.68	103.16	0.87	33 ACC:SEI/10=1*1.00
<b>Code group : 2 Edge columns</b>						
1019	HEA 340	S355	171.99	47.31	0.94	33 ACC:SEI/10=1*1.00
<b>Code group : 3 Inner columns (A)</b>						
1124	HEB 200	S355	34.74	63.19	0.53	33 ACC:SEI/10=1*1.00
<b>Code group : 9 Columns in view (A)</b>						
1149	HEA 340	S355	58.43	51.58	0.11	27 ACC:SEI/4=1*1.00
<b>Code group : 10 Columns in view (B)</b>						
1027	HEA 260	S355	35.08	118.47	0.61	33 ACC:SEI/10=1*1.00
<b>Code group : 11 Columns in view (C)</b>						
118	HEA 340	S355	86.45	150.05	0.77	26 ACC:SEI/3=1*1.00
<b>Code group : 12 Inner columns (B)</b>						
148	HEB 220	S355	71.69	137.78	0.57	30 ACC:SEI/7=1*1.00

Εικόνα Β.8: Έλεγχος υποστυλωμάτων κτιρίου παραγωγής σε σεισμικά φορτία.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 4 Roof beams</b>						
863	HEA 500	S355	28.63	82.94	0.86	4071 ULS/4053=

Εικόνα Β.9: Έλεγχος δοκών στέγης κτιρίου παραγωγής σε φορτία βαρύτητας..

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
<b>Code group : 4 Roof beams</b>						
51	HEA 500	S355	0.04	0.7*7 + 1*13 + 0.5*	0.61	0.7*7 + 1*14 + 1*17

Εικόνα Β.10: Έλεγχος δοκών στέγης κτιρίου παραγωγής σε Ο.Κ.Λ..

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 7 Beams without floor (X dir.)</b>						
629	HEA 180	S355	67.13	110.61	0.09	3403 ULS/3385=1*1
<b>Code group : 8 Beams without floor (Y dir.)</b>						
5 Beam_5	HEA 140	S355	104.63	170.44	0.50	3397 ULS/3379=1*1

Εικόνα Β.11: Έλεγχος κεφαλοδοκών κτιρίου διοίκησης σε στατικά φορτία.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
<b>Code group : 7 Beams without floor (X dir.)</b>						
15	HEA 300	S355	0.00	5415 SLS:CHR/657	0.07	4768 SLS:CH
<b>Code group : 8 Beams without floor (Y dir.)</b>						
5 Beam_5	HEA 140	S355	0.00	5364 SLS:CHR/606	0.08	4778 SLS:CH

Εικόνα Β.12: Έλεγχος κεφαλοδοκών κτιρίου διοίκησης σε Ο.Κ.Λ.

\*Στο Code group 7 συνηπάχει ένα HE-300A με τα υπόλοιπα HE-180A.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 7 Beams without floor (X dir.)</b>						
629	HEA 180	S355	67.13	110.61	0.12	26 ACC:SEI/1=1*1.
<b>Code group : 8 Beams without floor (Y dir.)</b>						
610 Beam_610	HEA 140	S355	104.63	170.44	0.07	35 ACC:SEI/10=1*1.

Εικόνα Β.13: Έλεγχος κεφαλοδοκών κτιρίου διοίκησης σε σεισμικά φορτία.

## Παράρτημα Β

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 5 Steel beams</b>						
149	OK HEA 200	S355	108.67	180.69	0.37	6629 ULS/6611=1*1
<b>Code group : 6 Steel beams (roof)</b>						
32	OK HEA 140	S355	104.63	170.44	0.76	5815 ULS/5797=1*1
<b>Code group : 18 Auxiliary beams for braces</b>						
1226 Beams (Ba	OK HEA 160	S355	91.34	150.58	0.59	5845 ULS/5827=1*1

Εικόνα Β.14: Έλεγχος κεφαλοδοκών κτιρίου παραγωγής σε στατικά φορτία.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
<b>Code group : 5 Steel beams</b>						
149	OK HEA 200	S355	0.00	10306 SLS:CHR/10	0.13	9473 SLS:CHR/219
<b>Code group : 6 Steel beams (roof)</b>						
887	OK HEA 140	S355	0.00	1*15 + 1*18 + 1*8	0.13	10537 SLS:CHR/12
<b>Code group : 18 Auxiliary beams for braces</b>						
1227 Beams (Ba	OK HEA 160	S355	0.00	10411 SLS:CHR/11	0.06	9255 SLS:CHR/1=1

Εικόνα Β.15: Έλεγχος κεφαλοδοκών κτιρίου παραγωγής σε Ο.Κ.Λ.

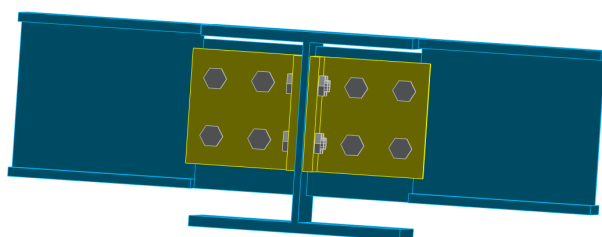
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
<b>Code group : 5 Steel beams</b>						
7	OK HEA 200	S355	72.45	120.46	0.85	33 ACC:SEI/10=1*1.0
<b>Code group : 6 Steel beams (roof)</b>						
869	OK HEA 140	S355	104.63	170.44	0.38	32 ACC:SEI/9=1*1.00
<b>Code group : 19 Auxiliary beams for braces</b>						
1226 Beams (Ba	OK HEA 200	S355	72.45	120.46	0.82	33 ACC:SEI/10=1*1.0

Εικόνα Β.16: Έλεγχος κεφαλοδοκών κτιρίου παραγωγής σε σεισμό.



# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: Έλεγχοι συνδέσεων

## Γ.1 Σύνδεση δευτερεύουσες - κύρια δοκός κτιρίου παραγωγής



### GEOMETRY

#### PRINCIPAL BEAM

Section:	HEA 220		
Member no.:	55		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Inclination angle
$h_g =$	210	[mm]	Height of the principal beam section
$b_{fg} =$	220	[mm]	Width of the flange of the principal beam section
$t_{wg} =$	7	[mm]	Thickness of the web of the principal beam section
$t_{fg} =$	11	[mm]	Thickness of the flange of the principal beam section
$r_g =$	18	[mm]	Fillet radius of the web of the principal beam section
$A_p =$	6434,12	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a principal beam
$I_{yp} =$	54097000,00	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the principal beam section
Material:	S355		
$f_{yg} =$	355,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ug} =$	510,00	[MPa]	Tensile resistance

#### LEFT SIDE

#### BEAM

Section:	HEA 180		
Member no.:	256		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{bl} =$	171	[mm]	Height of beam section
$b_{bl} =$	180	[mm]	Width of beam section
$t_{wbl} =$	6	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbl} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{bl} =$	15	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	4525,14	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a beam
$I_{ybl} =$	25102900,00	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S355		
$f_{ybl} =$	355,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ubl} =$	510,00	[MPa]	Tensile resistance

#### BEAM CUT

$h_1 =$	15	[mm]	Top cut-out
$h_2 =$	0	[mm]	Bottom cut-out
$l =$	110	[mm]	Cut-out length

#### ANGLE

Section: CAB 120x10

## Παράρτημα Γ

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{kl} =$	120	[mm]	Height of angle section
$b_{kl} =$	120	[mm]	Width of angle section
$t_{kl} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_{kl} =$	13	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_{kl} =$	120	[mm]	Angle length
Material: S235			
$f_{ykl} =$	235,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ukl} =$	360,00	[MPa]	Tensile resistance

### **BOLTS**

#### **BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM**

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

Class =	6.8		Bolt class
d =	12	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	13	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	84,30	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	113,10	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Tensile resistance
k =	2		Number of bolt columns
w =	2		Number of bolt rows
$e_1 =$	30	[mm]	Level of first bolt
$p_2 =$	50	[mm]	Horizontal spacing
$p_1 =$	60	[mm]	Vertical spacing

### **RIGHT SIDE**

#### **BEAM**

Section: HEA 180

Member no.: 257

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{br} =$	171	[mm]	Height of beam section
$b_{br} =$	180	[mm]	Width of beam section
$t_{wbr} =$	6	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbr} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{br} =$	15	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_{br} =$	4525,14	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a beam
$I_{ybr} =$	25102900,00	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the beam section
Material: S355			
$f_{ybr} =$	355,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ubr} =$	510,00	[MPa]	Tensile resistance

#### **BEAM CUT**

$h_1 =$	15	[mm]	Top cut-out
$h_2 =$	0	[mm]	Bottom cut-out
l =	110	[mm]	Cut-out length

#### **ANGLE**

Section: CAE 120x10

$h_{kr} =$	120	[mm]	Height of angle section
$b_{kr} =$	120	[mm]	Width of angle section
$t_{fkr} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_{kr} =$	13	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_{kr} =$	120	[mm]	Angle length
Material: S235			
$f_{ykr} =$	235,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ukr} =$	360,00	[MPa]	Tensile resistance

### **BOLTS**

#### **BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM**

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

Class =	6.8		Bolt class
d =	12	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	13	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	84,30	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	113,10	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section

## Παράρτημα Γ

$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Tensile resistance
$k =$	2		Number of bolt columns
$w =$	2		Number of bolt rows
$e_1 =$	30	[mm]	Level of first bolt
$p_2 =$	50	[mm]	Horizontal spacing
$p_1 =$	60	[mm]	Vertical spacing

### BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

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

Class =	6.8		Bolt class
$d =$	12	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	13	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	84,30	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	113,10	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Tensile resistance
$k =$	2		Number of bolt columns
$w =$	2		Number of bolt rows
$e_1 =$	30	[mm]	Level of first bolt
$p_2 =$	50	[mm]	Horizontal spacing
$p_1 =$	60	[mm]	Vertical spacing

### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]

### LOADS

Case: 2140: ULS/2122=1\*1.25+2\*1.25+4\*1.25+5\*1.25+6\*1.25+3\*1.25+7\*1.50... (1+2+4+5+6+3)\*1.25+7\*1.50+(15+17)\*0.90

### LEFT SIDE

$N_{b2,Ed} =$	0,00	[kN]	Axial force
$V_{b2,Ed} =$	67,26	[kN]	Shear force
$M_{b2,Ed} =$	-0,00	[kN*m]	Bending moment

### RIGHT SIDE

$N_{b1,Ed} =$	-0,00	[kN]	Axial force
$V_{b1,Ed} =$	67,26	[kN]	Shear force
$M_{b1,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment

### RESULTS

#### LEFT SIDE

#### BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM

#### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} =$	32,57	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	36,42	[kN]	Tensile resistance of a single bolt	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the angle

#### Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	2,50		verified	
$\alpha_{bx} =$	0,64	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,64		verified	
$F_{b,Rd2x} =$	55,38	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

#### Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	2,50		verified	
$\alpha_{bz} =$	0,77	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,77		verified	
$F_{b,Rd2z} =$	66,46	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

#### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PRINCIPAL BEAM - ANGLE CONNECTION

#### Bolt shear

$e =$	73	[mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web
-------	----	------	--



## Παράρτημα Γ

$M_0 = 2,46$	[kN*m]	Real bending moment		$M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$	
$F_{Vz} = 8,41$	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} / r$	
$F_{Mx} = 12,07$	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment		$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum z_i^2$	
$F_{x2,Ed} = 12,07$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$	
$F_{z2,Ed} = 18,47$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 22,07$	[kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x2,Ed}^2 + F_{z2,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 55,38$	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = F_{bRd2}$	
$F_{Rdz} = 66,46$	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = F_{bRd2}$	
$ F_{x2,Ed}  \leq F_{Rdx}$			112,071 < 55,38	verified	(0, 22)
$ F_{z2,Ed}  \leq F_{Rdz}$			118,471 < 66,46	verified	(0, 28)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			22,07 < 32,57	verified	(0, 68)

### Bolt tension

$e = 74$	[mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web			
$M_{0t} = 2,47$	[kN*m]	Real bending moment		$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e)$	
$F_{t,Ed} = 12,16$	[kN]	Tensile force in the outermost bolt		$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / r$	
$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$			12,16 < 36,42	verified	(0, 33)

### Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt

$F_{v,Ed} = 22,07$	[kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed} / F_{vRd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{tRd}) \leq 1.0$			0,92 < 1,00	verified	(0, 92)

### BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

#### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 65,14$	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt		$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------------	------	---	--	---

#### Bolt bearing on the beam

##### Direction x

$k_{1x} = 2,50$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bx} = 1,00$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			1,00 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1x} = 73,44$	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

##### Direction z

$k_{1z} = 2,50$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bz} = 1,00$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			1,00 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1z} = 73,44$	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the angle

##### Direction x

$k_{1x} = 2,50$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bx} = 0,64$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,64 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2x} = 110,77$	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

##### Direction z

$k_{1z} = 2,50$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bz} = 0,77$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,77 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2z} = 132,92$	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE ANGLE - BEAM CONNECTION

#### Bolt shear

$e = 74$	[mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		
$M_0 = 4,94$	[kN*m]	Real bending moment		$M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 0,00$	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force		$F_{Nx} =  N_{b2,Ed}  / r$
$F_{Vz} = 16,82$	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} =  V_{b2,Ed}  / r$
$F_{Mx} = 24,31$	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction		$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 20,26$	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction		$F_{Mz} =  M_0  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

## Παράρτημα Γ

$F_{x,Ed} = 24,31$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} = 37,08$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 44,34$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 73,44$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 73,44$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 24,31  < 73,44$	verified (0,33)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 37,08  < 73,44$	verified (0,50)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$44,34 < 65,14$	verified (0,68)

### VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (AXIAL FORCE)

<b>ANGLE</b>		
$A_{nt} = 470,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} = 1110,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 285,96$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / M_t$
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0,00  < 285,96$	verified (0,00)

<b>BEAM</b>		
$A_{nt} = 282,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} = 906,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 300,75$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / M_t$
$ N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0,00  < 300,75$	verified (0,00)

### VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

<b>ANGLE</b>		
$A_{nt} = 555,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} = 705,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 175,57$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / M_t$
$ 0,5 \cdot V_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 33,63  < 175,57$	verified (0,19)

<b>BEAM</b>		
$A_{nt} = 453,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} = 486,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 192,02$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / M_t$
$ V_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 67,26  < 192,02$	verified (0,35)

### VERIFICATION OF ANGLE SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t = 600,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 470,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot M_2)/(f_u \cdot M_0)$	$0,71 < 0,82$	
$W_{net} = 23191,39$ [mm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 5,45$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / M_t$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,47  < 5,45$	verified (0,45)
$A_v = 1200,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear	$A_v = I_a \cdot t_f$
$A_{v,net} = 940,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v \cdot n_v \cdot d_t$
$V_{pl,Rd} = 162,81$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0,5 \cdot V_{b2,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 33,63  < 162,81$	verified (0,21)

### VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t = 468,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 390,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot M_2)/(f_u \cdot M_0)$	$0,75 < 0,87$	
$W_{net} = 23100,82$ [mm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 8,20$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / M_t$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 4,94  < 8,20$	verified (0,60)
$A_v = 936,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear	
$A_{v,net} = 780,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v \cdot n_v \cdot d_t$
$V_{pl,Rd} = 191,84$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 67,26  < 191,84$	verified (0,35)

## Παράρτημα Γ

### RIGHT SIDE

#### BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM

##### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} =$	32,57	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	36,42	[kN]	Tensile resistance of a single bolt	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

##### Bolt bearing on the angle

<b>Direction x</b>				
$k_{1x} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$				2,50 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>
$\alpha_{bx} =$	0,64		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$				0,64 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>
$F_{b,Rd2x} =$	55,38	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
<b>Direction z</b>				
$k_{1z} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$				2,50 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>
$\alpha_{bz} =$	0,77		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$				0,77 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>
$F_{b,Rd2z} =$	66,46	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

#### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PRINCIPAL BEAM - ANGLE CONNECTION

##### Bolt shear

$e =$	73	[mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
$M_0 =$	2,46	[kN*m]	Real bending moment	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot \epsilon$
$F_{Vz} =$	8,41	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} / r$
$F_{Mx} =$	12,07	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x1,Ed} =$	12,07	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z1,Ed} =$	18,47	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	22,07	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x1,Ed}^2 + F_{z1,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	55,38	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = F_{b,Rd2x}$
$F_{Rdz} =$	66,46	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = F_{b,Rd2z}$
$ F_{x1,Ed}  \leq F_{Rdx}$				12,07 < 55,38 <span style="color: green;">verified</span> (0,22)
$ F_{z1,Ed}  \leq F_{Rdz}$				18,47 < 66,46 <span style="color: green;">verified</span> (0,28)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$				22,07 < 32,57 <span style="color: green;">verified</span> (0,68)

##### Bolt tension

$e =$	74	[mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web	
$M_{0t} =$	2,47	[kN*m]	Real bending moment	$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} \cdot \epsilon$
$F_{t,Ed} =$	12,16	[kN]	Tensile force in the outermost bolt	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / r$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$				12,16 < 36,42 <span style="color: green;">verified</span> (0,33)

##### Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt

$F_{v,Ed} =$	22,07	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$				0,92 < 1,00 <span style="color: green;">verified</span> (0,92)

#### BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

##### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} =$	65,14	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------	-------	------	---	---

##### Bolt bearing on the beam

<b>Direction x</b>				
$k_{1x} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$				2,50 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>
$\alpha_{bx} =$	1,00		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$				1,00 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>
$F_{b,Rd1x} =$	73,44	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
<b>Direction z</b>				
$k_{1z} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$				2,50 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>
$\alpha_{bz} =$	1,00		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$				1,00 > 0,00 <span style="color: green;">verified</span>

## Παράρτημα Γ

$F_{b,Rd1z} =$	73,44	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / M_2$
<b>Bolt bearing on the angle</b>					
Direction x					
$k_{1x} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified	
$\alpha_{bx} =$	0,64		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,64 > 0,00	verified	
$F_{b,Rd2x} =$	110,77	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / M_2$
Direction z					
$k_{1z} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified	
$\alpha_{bz} =$	0,77		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,77 > 0,00	verified	
$F_{b,Rd2z} =$	132,92	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / M_2$

### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE ANGLE - BEAM CONNECTION

#### Bolt shear

$e =$	74	[mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		$M_0 = V_{b1,Ed} \cdot e$
$M_0 =$	4,94	[kN*m]	Real bending moment		$F_{Nx} = N_{b1,Ed} / r$
$F_{Nx} =$	0,00	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force		$F_{Vz} = V_{b1,Ed} / r$
$F_{Vz} =$	16,82	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum (z_i^2 + z_1^2)$
$F_{Mx} =$	24,31	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction		$F_{Mz} =  M_0  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_1^2)$
$F_{Mz} =$	20,26	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{x,Ed} =$	24,31	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{z1,Ed} =$	37,08	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z1,Ed}^2}$
$F_{Ed} =$	44,34	[kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdx} =$	73,44	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$F_{Rdz} =$	73,44	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$			124,311 < 73,44	verified	(0,33)
$ F_{z1,Ed}  \leq F_{Rdz}$			137,081 < 73,44	verified	(0,50)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			44,34 < 65,14	verified	(0,68)

### VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

#### ANGLE

$A_{nt} =$	555,00	[mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} =$	705,00	[mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} =$	175,57	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / M_2$
$ 0.5 \cdot V_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$			133,631 < 175,57	verified	(0,19)

#### BEAM

$A_{nt} =$	453,00	[mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} =$	486,00	[mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} =$	192,02	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / M_2$
$ V_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$			167,261 < 192,02	verified	(0,35)

### VERIFICATION OF ANGLE SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	600,00	[mm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section		
$A_{t,net} =$	470,00	[mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0,70 < 0,82		
$W_{net} =$	23191,39	[mm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus		
$M_{c,Rdnet} =$	5,45	[kN*m]	Design resistance of the section for bending		$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M2}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$			12,471 < 5,45	verified	(0,45)
$A_v =$	1200,00	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear		$A_v = I_a \cdot t_f$
$A_{v,net} =$	940,00	[mm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear		$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_t$
$V_{pl,Rd} =$	162,81	[kN]	Design plastic resistance for shear		$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b1,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$			133,631 < 162,81	verified	(0,21)

### VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	468,00	[mm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section		
$A_{t,net} =$	390,00	[mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		

## Παράρτημα Γ

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,75 < 0,87$		
$W_{net} = 23100,82$ [mm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus		
$M_{c,Rdnet} = 8,20$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending		$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M1}$ (0,60)
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 4,94  < 8,20$	verified	
$A_v = 936,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear		
$A_{v,net} = 780,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear		$A_{v,net} = A_v \cdot n_v \cdot d_t$
$V_{pl,Rd} = 191,84$ [kN]	Design plastic resistance for shear		$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ (0,35)
$ V_{b1,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 67,26  < 191,84$	verified	

### VERIFICATION OF PRINCIPAL BEAM

#### BOLT BEARING ON THE PRINCIPAL BEAM WEB

Direction x			
$k_x = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_x = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_x > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verified	
$F_{b,Rdx} = 85,68$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rdx} = k_x \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d_t^2 / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_z = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_z = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_z > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verified	
$F_{b,Rdz} = 85,68$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rdz} = k_z \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d_t^2 / \gamma_{M2}$

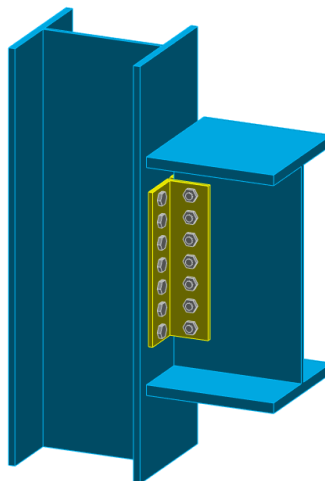
#### RESULTANT FORCE ACTING ON THE OUTERMOST BOLT

$F_{x,Ed} = 24,15$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$F_{z,Ed} = 36,94$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{b,Rdx}$	$ 24,15  < 85,68$	verified	(0,28)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{b,Rdz}$	$ 36,94  < 85,68$	verified	(0,43)

Connection conforms to the code

Ratio 0,92

## Γ.2 Σύνδεση κύρια δοκός - υποστύλωμα κτιρίου διοίκησης



## Παράρτημα Γ

### GEOMETRY

#### COLUMN

Section:	HEA 320		
Member no.:	558		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	310	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	9	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	16	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	12436,80	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	229286000,00	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the column section
Material:	S355		
$f_{yc} =$	355,00	[MPa]	Design resistance
$f_{uc} =$	510,00	[MPa]	Tensile resistance

#### BEAM

Section:	HEA 550		
Member no.:	422		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_b =$	540	[mm]	Height of beam section
$b_b =$	300	[mm]	Width of beam section
$t_{wb} =$	12	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	24	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_b =$	27	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	21175,80	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a beam
$I_{yb} =$	1119320000,00	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S355		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ub} =$	510,00	[MPa]	Tensile resistance

#### ANGLE

Section:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Height of angle section
$b_k =$	100	[mm]	Width of angle section
$t_{fk} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_k =$	12	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_k =$	350	[mm]	Angle length
Material:	S235		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Design resistance

## Παράρτημα Γ

$f_{uk} = 360,00$  [MPa] Tensile resistance

### BOLTS

#### BOLTS CONNECTING COLUMN WITH ANGLE

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

Class =	6.8		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	157,00	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	201,06	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Tensile resistance
k =	1		Number of bolt columns
w =	7		Number of bolt rows
$e_1 =$	25	[mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	50	[mm]	Vertical spacing

#### BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

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

Class =	8.8		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	157,00	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	201,06	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Tensile resistance
k =	1		Number of bolt columns
w =	7		Number of bolt rows
$e_1 =$	25	[mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	50	[mm]	Vertical spacing

### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]

### LOADS

Case: 1497: ULS/1479=1\*1.25+3\*1.25+4\*1.25+5\*1.25+6\*1.25+7\*1.25+2\*1.25+8... (1+3+4+5+6+7+2)\*1.25+8\*1.05+10\*1.50+

$N_{b,Ed} =$	-0,00	[kN]	Axial force
$V_{b,Ed} =$	288,09	[kN]	Shear force
$M_{b,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment

### RESULTS

#### BOLTS CONNECTING COLUMN WITH ANGLE

##### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} =$	57,91	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	67,82	[kN]	Tensile resistance of a single bolt	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

##### Bolt bearing on the column flange

Direction x				
$k_{1x} =$	2,19	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5$	
$k_{1x} > 0.0$		2,19 > 0,00	verified	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1$	
$\alpha_{bx} > 0.0$		1,00 > 0,00	verified	
$F_{b,Rd1x} =$	221,48	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Direction z				
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5$	
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	verified	
$\alpha_{bz} =$	0,68	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1$	
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,68 > 0,00	verified	
$F_{b,Rd1z} =$	170,98	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

##### Bolt bearing on the angle

Direction x	2,19
-------------	------

## Παράρτημα Γ

$k_{1x} =$		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5$
$k_{1x} > 0.0$		$2,19 > 0,00$	verified
$\alpha_{bx} =$	0,74	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,74 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd2x} =$	74,71	[kN] Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / M_1$
<b>Direction z</b>			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	verified
$\alpha_{bz} =$	0,46	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,46 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd2z} =$	53,33	[kN] Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / M_1$

### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE COLUMN - ANGLE CONNECTION

#### Bolt shear

$e =$	66	[mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
$M_0 =$	9,54	[kN*m] Real bending moment	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} =$	20,58	[kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / r$
$F_{Mx} =$	20,45	[kN] Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	20,45	[kN] Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	20,58	[kN] Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	29,01	[kN] Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	74,71	[kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} =$	53,33	[kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	120,451	< 74,71	verified (0,27)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	120,581	< 53,33	verified (0,39)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	29,01	< 57,91	verified (0,50)

#### Bolt tension

$e =$	68	[mm] Distance between centroid of a bolt group and center of column flange	
$M_{0t} =$	9,76	[kN*m] Real bending moment	$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
$F_{t,Ed} =$	20,91	[kN] Tensile force in the outermost bolt	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / r$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	20,91	< 67,82	verified (0,31)

#### Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt

$F_{V,Ed} =$	29,01	[kN] Resultant shear force in a bolt	$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	0,72	< 1,00	verified (0,72)

### BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

#### BOLT CAPACITIES

$F_{V,Rd} =$	154,42	[kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{V,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / M_1$
--------------	--------	--	---

#### Bolt bearing on the beam

<b>Direction x</b>			
$k_{1x} =$	2,19	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5$
$k_{1x} > 0.0$		$2,19 > 0,00$	verified
$\alpha_{bx} =$	0,83	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,83 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd1x} =$	148,84	[kN] Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / M_1$
<b>Direction z</b>			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	verified
$\alpha_{bz} =$	0,68	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,68 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd1z} =$	137,89	[kN] Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / M_1$

#### Bolt bearing on the angle

<b>Direction x</b>			
$k_{1x} =$	2,19	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5$
$k_{1x} > 0.0$		$2,19 > 0,00$	verified
$\alpha_{bx} =$	0,74	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,74 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd2x} =$	149,43	[kN] Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / M_1$



# Παράρτημα Γ

Direction z					
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_z/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified	
$\alpha_{bz} =$	0,46	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_z/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,46 > 0,00	verified	
$F_{b,Rd2z} =$	106,67 [kN]	Bearing resistance of a single bolt			$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / i_M$

## FORCES ACTING ON BOLTS IN THE ANGLE - BEAM CONNECTION

### Bolt shear

$e =$	68 [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of column flange			
$M_0 =$	19,52 [kN*m]	Real bending moment			$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} =$	0,00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force			$F_{Nx} = N_{b,Ed} / r$
$F_{Vz} =$	41,16 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force			$F_{Vz} = V_{b,Ed} / r$
$F_{Mx} =$	41,82 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction			$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction			$F_{Mz} =  M_0  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	41,82 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x			$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	41,16 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z			$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	58,68 [kN]	Resultant shear force in a bolt			$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	148,84 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x			$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} =$	106,67 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z			$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$			141,821 < 148,84	verified	(0,28)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$			141,161 < 106,67	verified	(0,39)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$			58,68 < 154,42	verified	(0,38)

## VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

### ANGLE

$A_{nt} =$	310,00 [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension			
$A_{nv} =$	2080,00 [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear			
$V_{effRd} =$	326,85 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings			$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / i_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / i_{Mt}$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$			1144,051 < 326,85	verified	(0,44)

### BEAM

$A_{nt} =$	450,00 [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension			
$A_{nv} =$	3787,50 [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear			
$V_{effRd} =$	868,08 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings			$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / i_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / i_{Mt}$
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$			1288,091 < 868,08	verified	(0,33)

## VERIFICATION OF ANGLE SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	1750,00 [mm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section			
$A_{t,net} =$	1210,00 [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension			
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot i_{M2}) / (f_u \cdot i_{M0})$			0,62 < 0,82		
$W_{net} =$	181360,29 [mm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus			
$M_{c,Rdnet} =$	42,62 [kN*m]	Design resistance of the section for bending			$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / i_{Mt}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$			19,761 < 42,62	verified	(0,23)
$A_v =$	3500,00 [mm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear			$A_v = I_a \cdot t_f$
$A_{v,net} =$	2240,00 [mm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear			$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_t$
$V_{pl,Rd} =$	303,92 [kN]	Design plastic resistance for shear			$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot i_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$			1144,051 < 303,92	verified	(0,47)

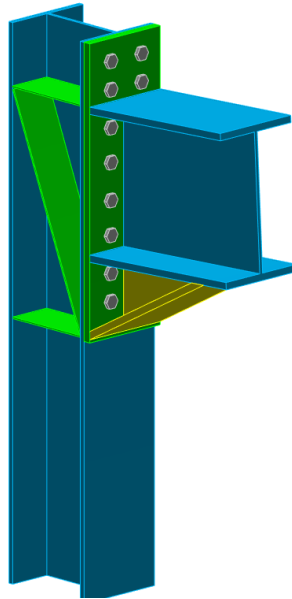
## VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	3375,00 [mm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section			
$A_{t,net} =$	2250,00 [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension			
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot i_{M2}) / (f_u \cdot i_{M0})$			0,60 < 0,87		
$W_{net} =$	539360,48 [mm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus			
$M_{c,Rdnet} =$	191,47 [kN*m]	Design resistance of the section for bending			$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / i_{Mt}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$			119,521 < 191,47	verified	(0,10)
$A_v =$	6750,00 [mm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear			
$A_{v,net} =$	5175,00 [mm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear			$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_t$
$V_{pl,Rd} =$	1383,48 [kN]	Design plastic resistance for shear			$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot i_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			1288,091 < 1383,48	verified	(0,21)

Connection conforms to the code

Ratio 0,72

### Γ.3 Σύνδεση δοκού ζυγώματος - υποστυλώματος



#### GENERAL

Connection no.: 4  
 Connection name: Frame knee  
 Structure node: 79  
 Structure members: 1028, 51

#### GEOMETRY

##### COLUMN

Section: HEA 340  
 Member no.: 1028  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Inclination angle  
 Material: S355  
 $f_{yc} = 355,00$  [MPa] Resistance

##### BEAM

Section: HEA 500  
 Member no.: 51  
 $\alpha = 3,1$  [Deg] Inclination angle  
 Material: S355  
 $f_{yb} = 355,00$  [MPa] Resistance

##### BOLTS

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.  
 $d = 24$  [mm] Bolt diameter  
 Class = 10.9 Bolt class  
 $F_{tRd} = 254,16$  [kN] Tensile resistance of a bolt  
 $n_h = 2$  Number of bolt columns  
 $n_v = 8$  Number of bolt rows  
 $h_1 = 70$  [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate  
 Horizontal spacing  $e_1 = 130$  [mm]  
 Vertical spacing  $p_1 = 90;120;110;120;110;120;90$  [mm]

##### PLATE

$h_p = 946$  [mm] Plate height  
 $b_p = 300$  [mm] Plate width  
 $t_p = 25$  [mm] Plate thickness  
 Material: S235  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Resistance

##### LOWER STIFFENER

$w_d = 300$  [mm] Plate width  
 $t_{fd} = 23$  [mm] Flange thickness  
 $h_d = 245$  [mm] Plate height  
 $t_{wd} = 12$  [mm] Web thickness  
 $l_d = 500$  [mm] Plate length  
 $\alpha = 28,5$  [Deg] Inclination angle

## Παράρτημα Γ

### COLUMN STIFFENER

#### Upper

$h_{su} =$	297	[mm]	Stiffener height
$b_{su} =$	145	[mm]	Stiffener width
$t_{hu} =$	5	[mm]	Stiffener thickness
Material: S235			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Resistance

#### Lower

$h_{sd} =$	297	[mm]	Stiffener height
$b_{sd} =$	145	[mm]	Stiffener width
$t_{hd} =$	5	[mm]	Stiffener thickness
Material: S235			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Resistance

### DIAGONAL STIFFENER

Typ: Left

$w_a =$	145	[mm]	Width of diagonal stiffener
$t_a =$	5	[mm]	Thickness of diagonal stiffener
Material: S235			
$f_{ya} =$	235,00	[MPa]	Resistance

### FILLET WELDS

$a_w =$	5	[mm]	Web weld
$a_f =$	5	[mm]	Flange weld
$a_s =$	5	[mm]	Stiffener weld
$a_{fd} =$	5	[mm]	Horizontal weld

### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]

### LOADS

#### Ultimate limit state

Case: 7488: ULS/7470=1\*1.00+2\*1.00+4\*1.00+5\*1.00+6\*1.00+3\*1.00+13\*1.50... (1+2+4+5+6+3)\*1.00+(13+17)\*1.50

$M_{b1,Ed} =$	-371,78	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} =$	-176,74	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} =$	168,26	[kN]	Axial force in the right beam

### RESULTS

#### BEAM RESISTANCES

$N_{tb,Rd} =$	7012,60	[kN]	Design tensile resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} =$	2134,00	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,08 < 1,00	verified (0,08)
$M_{b,pl,Rd} =$	1401,92	[kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	2171,84	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	3054,25	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

#### COLUMN RESISTANCES

$V_{wp,Ed} =$	-567,43	[kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} =$	949,40	[kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,60 < 1,00	verified (0,60)
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	820,14	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

#### CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION

$F_{t,Rd} =$	254,16	[kN]	Bolt resistance for tension	[Table 3.4]
$B_{p,Rd} =$	456,82	[kN]	Punching shear resistance of a bolt	[Table 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$				
$N_{j,Rd} =$	4066,56	[kN]	Connection resistance for tension	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$			0,04 < 1,00	verified (0,04)

## Παράρτημα Γ

### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

#### SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	618	428,34	428,34	706,86	488,41	1427,80	508,32	913,65
2	528	277,34	427,35	706,86	477,97	1361,59	508,32	913,65
3	408	114,45	427,35	706,86	477,97	1361,59	508,32	913,65
4	298	-	427,35	706,86	477,97	1361,59	508,32	913,65
5	178	-	427,35	706,86	477,97	1361,59	508,32	913,65
6	68	-	437,82	706,86	477,97	1361,59	508,32	913,65
7	-52	-	454,22	706,86	179,45	-	508,32	913,65
8	-142	-	419,17	706,86	179,45	-	508,32	913,65

#### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 458,25 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,81 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,81)$$

#### CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$V_{j,Rd} = 2718,47 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,07)$$

#### WELD RESISTANCE

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3(\tau_{\perp,max})^2]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 216,13 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,60)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 205,69 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,57)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad 108,07 < 259,20 \quad \text{verified} \quad (0,42)$$

#### CONNECTION STIFFNESS

$$S_{j,ini} = 316453,38 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 186228,72 \text{ [kN*m]} \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 303979,78 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 6079,60 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGID}$$

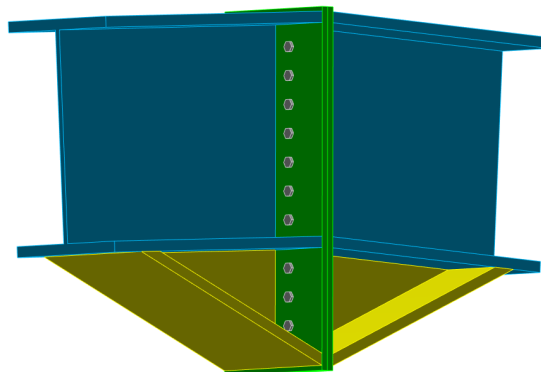
#### WEAKEST COMPONENT:

COLUMN WEB - COMPRESSION

Connection conforms to the code

Ratio 0,81

## Γ.4 Σύνδεση δοκών ζυγώματος στη συμβολή τους



## Παράρτημα Γ

### GENERAL

Connection no.: 3  
 Connection name: Beam-Beam  
 Structure node: 80  
 Structure members: 51, 560

### GEOMETRY

#### LEFT SIDE

##### BEAM

Section: HEA 500  
 Member no.: 51  
 $\alpha = -176,9$  [Deg] Inclination angle  
 Material: S355  
 $f_{yb} = 355,00$  [MPa] Resistance

#### RIGHT SIDE

##### BEAM

Section: HEA 500  
 Member no.: 560  
 $\alpha = -3,1$  [Deg] Inclination angle  
 Material: S355  
 $f_{yb} = 355,00$  [MPa] Resistance

#### BOLTS

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

$d = 12$  [mm] Bolt diameter  
 Class = 6.8 Bolt class  
 $F_{tRd} = 36,42$  [kN] Tensile resistance of a bolt  
 $n_h = 2$  Number of bolt columns  
 $n_v = 10$  Number of bolt rows  
 $h_1 = 80$  [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate  
 Horizontal spacing  $e_1 = 100$  [mm]  
 Vertical spacing  $p_1 = 60; 60; 60; 60; 60; 60; 100; 60; 60$  [mm]

#### PLATE

$h_{pr} = 756$  [mm] Plate height  
 $b_{pr} = 300$  [mm] Plate width  
 $t_{pr} = 15$  [mm] Plate thickness  
 Material: S235  
 $f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Resistance

#### LOWER STIFFENER

$w_{rd} = 300$  [mm] Plate width  
 $t_{rd} = 23$  [mm] Flange thickness  
 $h_{rd} = 245$  [mm] Plate height  
 $t_{wrd} = 12$  [mm] Web thickness  
 $l_{rd} = 500$  [mm] Plate length  
 $\alpha_d = 23,6$  [Deg] Inclination angle  
 Material: S235

## Παράρτημα Γ

### FILLET WELDS

$a_w =$	5	[mm]	Web weld
$a_f =$	5	[mm]	Flange weld
$a_{fd} =$	5	[mm]	Horizontal weld

### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]

### LOADS

#### Ultimate limit state

Case: 7514: ULS/7496=1\*1.00+2\*1.00+4\*1.00+5\*1.00+6\*1.00+3\*1.00+14\*1.50... (1+2+4+5+6+3)\*1.00+(14+17)\*1.50+11\*0.

$M_{b1,Ed} =$	-71,30	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} =$	112,04	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} =$	10,38	[kN]	Axial force in the right beam

### RESULTS

#### BEAM RESISTANCES

$N_{b,Rd} =$	7012,60	[kN]	Design tensile resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} =$	2134,00	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verified	(0,05)
$M_{b,pl,Rd} =$	1401,92	[kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	2140,71	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	3008,19	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

#### CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION

$F_{t,Rd} =$	36,42	[kN]	Bolt resistance for tension	[Table 3.4]
$B_{p,Rd} =$	146,57	[kN]	Punching shear resistance of a bolt	[Table 3.4]

$$N_{j,Rd} = \min(N_{tb,Rd} \cdot n_v \cdot n_h \cdot F_{t,Rd} \cdot n_v \cdot n_h \cdot B_{p,Rd})$$

$N_{j,Rd} =$	728,35	[kN]	Connection resistance for tension	[6.2]
--------------	--------	------	-----------------------------------	-------

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,01)$$

#### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

##### SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	638	72,84	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
2	578	65,99	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
3	518	57,84	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
4	418	47,74	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
5	358	40,89	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
6	298	34,05	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
7	238	27,21	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
8	178	20,36	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
9	118	13,52	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15
10	58	6,67	-	-	72,84	1026,31	72,84	293,15

#### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

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

$M_{j,Rd} =$	171,58	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2]
--------------	--------	--------	-----------------------------------	-------

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,42)$$

#### CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$V_{j,Rd} =$	451,70	[kN]	Connection resistance for shear	[Table 3.4]
--------------	--------	------	---------------------------------	-------------

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,25)$$

#### WELD RESISTANCE

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 41,35 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,11)$$

## Παράρτημα Γ

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 47,84 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,13)$$
$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad 20,67 < 259,20 \quad \text{verified} \quad (0,08)$$

### CONNECTION STIFFNESS

$S_{j,ini} =$	383459,48	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_j =$	383459,48	[kN*m]	Final rotational stiffness	[6.3.1.(4)]

### Connection classification due to stiffness.

$S_{j,rig} =$	304411,80	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	6088,24	[kN*m]	Stiffness of a pinned connection	[5.2.2.5]

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGID}$$

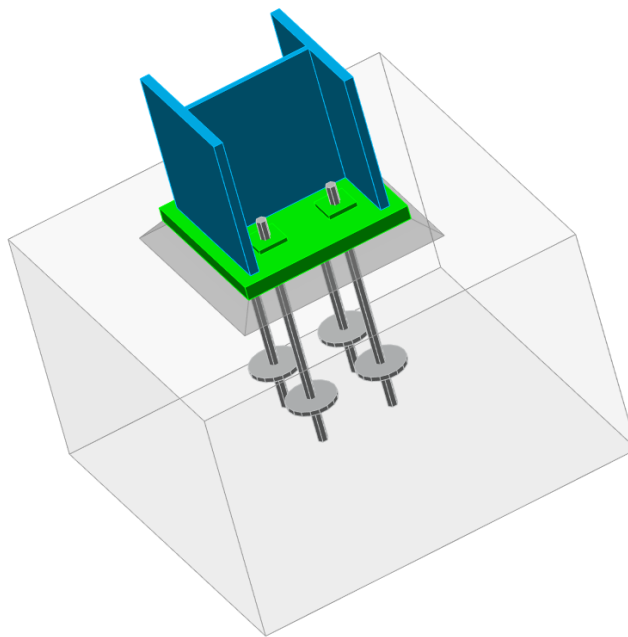
### WEAKEST COMPONENT:

FRONT PLATE - TENSION

Connection conforms to the code

Ratio 0,42

## Γ.5 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος κτιρίου διοίκησης



## Παράρτημα Γ

### GENERAL

Connection no.: 5  
Connection name: Pinned column base  
Structure node: 149  
Structure members: 153

### GEOMETRY

#### COLUMN

Section: HEB 300  
Member no.: 153  
 $L_c = 3,70$  [m] Column length  
Material: S355

#### COLUMN BASE

$l_{pd} = 350$  [mm] Length  
 $b_{pd} = 350$  [mm] Width  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Thickness  
Material: S235  
 $f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Resistance  
 $f_{upd} = 360,00$  [MPa] Yield strength of a material

#### ANCHORAGE

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

Class = 8.8 Anchor class  
 $f_{yb} = 640,00$  [MPa] Yield strength of the anchor material  
 $f_{ub} = 800,00$  [MPa] Tensile strength of the anchor material  
 $d = 20$  [mm] Bolt diameter  
 $n_V = 2$  Number of bolt columns  
 $n_H = 2$  Number of bolt rows  
 $e_H = 150$  [mm] Horizontal spacing  
 $e_V = 150$  [mm] Vertical spacing

#### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,00$  Partial safety factor  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Partial safety factor  
 $\gamma_C = 1,50$  Partial safety factor

#### SPREAD FOOTING

$L = 800$  [mm] Spread footing length  
 $B = 800$  [mm] Spread footing width  
 $H = 500$  [mm] Spread footing height

#### Concrete

Class C30/37  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Characteristic resistance for compression

#### Grout layer

$t_g = 40$  [mm] Thickness of leveling layer (grout)  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Characteristic resistance for compression



## Παράρτημα Γ

$C_{f,d} = 0,30$       Coeff. of friction between the base plate and concrete

### WELDS

$a_p = 5$  [mm]      Footing plate of the column base

### LOADS

Case: 23: ULS/5=1\*1.35+3\*1.35+4\*1.35+5\*1.35+6\*1.35+7\*1.35+2\*1.35+8... (1+3+4+5+6+7+2)\*1.35+(8+10)\*1.05+9\*1.50+

$N_{j,Ed} = -2204,18$  [kN]      Axial force

$V_{j,Ed,y} = -0,15$  [kN]      Shear force

$V_{j,Ed,z} = -0,21$  [kN]      Shear force

### RESULTS

#### COMPRESSION ZONE

##### COMPRESSION OF CONCRETE

$c = 48$  [mm]      Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]

$f_{cd} = 34,91$  [MPa]      Design bearing resistance [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,n} = 2871,43$  [kN]      Bearing resistance of concrete for compression [6.2.8.2.(1)]

##### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

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

$N_{j,Rd} = 2871,43$  [kN]      Resistance of a spread footing for axial compression [6.2.8.2.(1)]

#### CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)       $0,77 < 1,00$       **verified**      (0,77)

#### SHEAR

##### BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

$F_{1,vb,Rd,y} = 432,00$  [kN]      Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 432,00$  [kN]      Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

##### SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$F_{2,vb,Rd} = 49,86$  [kN]      Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 19,33$  [kN]      Shear resistance of a bolt - with lever arm      CEB [9.3.1]

##### SPLITTING RESISTANCE

$F_{t,Rd} = 661,25$  [kN]      Slip resistance [6.2.2.(6)]

#### SHEAR CHECK

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

$V_{j,Rd,y} = 738,58$  [kN]      Connection resistance for shear      CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$        $0,00 < 1,00$       **verified**      (0,00)

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

$V_{j,Rd,z} = 738,58$  [kN]      Connection resistance for shear      CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$        $0,00 < 1,00$       **verified**      (0,00)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$        $0,00 < 1,00$       **verified**      (0,00)

#### WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} = 137,36$  [MPa]      Normal stress in a weld [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 137,36$  [MPa]      Perpendicular tangent stress [4.5.3.(7)]

$\tau_{\parallel} = -0,02$  [MPa]      Tangent stress parallel to  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

## Παράρτημα Γ

### CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} =$	194,86	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00		Factor related to the anchor length	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,cp} =$	180,42	[kN]	Concrete resistance for pry-out failure	CEB [9.3.1]

### CONCRETE EDGE FAILURE

#### Shear force $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	193,50	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,67		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,00		Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,90		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} =$	1,00		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,y} =$	53,75	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]

#### Shear force $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	193,50	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	0,67		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} =$	1,00		Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} =$	0,90		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,00		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1,00		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]

### SPLITTING RESISTANCE

$F_{f,Rd} =$	661,25	[kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]
--------------	--------	------	-----------------	-------------

### SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y} =$	738,58	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	verified	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z} =$	738,58	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	verified	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	verified	(0,00)

### WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} =$	137,36	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	137,36	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,02	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-0,08	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)		0,53 < 1,00	verified	(0,53)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 \cdot (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)		0,76 < 1,00	verified	(0,76)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 \cdot (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)		0,76 < 1,00	verified	(0,76)

### WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - BEARING PRESSURE ONTO CONCRETE

Connection conforms to the code

Ratio 0,77