



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## Σχεδιασμός σύγχρονου κέντρου πανεπιστημιακής εκπαίδευσης



Διπλωματική Εργασία  
**Λειμονής Επαμεινώνδας**

EMK ΔΕ 2024 5

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2024





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## Σχεδιασμός σύγχρονου κέντρου πανεπιστημιακής εκπαίδευσης



Διπλωματική Εργασία  
**Λειμονής Επαμεινώνδας**

EMK ΔΕ 2024 5

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2024



Copyright © Επαμεινώνδας Λειμόνης, 2024  
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 © Epameinondas Leimonis, 2024  
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).

Επαμεινώνδας Λεϊμονής (2024)  
Σχεδιασμός σύγχρονου κέντρου πανεπιστημιακής εκπαίδευσης  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2024 5  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Epaheinondas Leimonis (2024)  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2024 5  
Design of a contemporary university learning centre  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## Ευχαριστίες

Η αποπεράτωση αυτής της διπλωματικής εργασίας σημειώνει το τέλος του προπτυχιακού μου κύκλου σπουδών, οπότε θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους και όσες με βοήθησαν να φτάσω ως εδώ, παρά τις όλες δυσκολίες.

Πρώτον από όλους τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Παύλο Θανόπουλο για όλο τον κόπο και χρόνο που διέθεσε σε αυτή την διπλωματική και σε μένα. Χωρίς την καθοδήγηση, την επίλυση προβληματισμών, καθώς και τις γενικότερες συζητήσεις, φοιτητικές και μη, δεν θα είχα το αποτέλεσμα που έχω τώρα.

Στην συνέχεια, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλα τα άτομα που γνώρισα κατά την διάρκεια των σπουδών μου. Στο μυαλό μου μοιάζουν ατελείωτα σε αριθμό, και νιώθω άσχημα που δεν μπορώ να τα συμπεριλάβω όλα σε αυτόν τον περιορισμένο αριθμό γραμμών. Ανάμεσα σε άλλα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Φώτη Αποστόλου, τον Αναστάση Μυλωνόπουλο, τον Ιωάννη Γιαννούκο, τον Σπύρο Λουκάτο, τον Θεοδωρή Θεοδωρόπουλο, τον Αναστάση Κουτσοβίτη, τον Δημήτρη Τασσιό, τον Φώτη Πατρινέλη, τον Τάσο Μπίθα, τον Ηλία Αλπό και πολλούς και πολλές άλλες, που μαζί είχαμε την ευκαιρία να διαβάσουμε, να προβληματιστούμε, να ωριμάσουμε, να βγούμε, να ξενυχτίσουμε, να πιούμε και γενικότερα να κάνουμε την φοιτητική μας ζωή, ακόμα πιο ευχάριστη. Η φράση που μου είχε πει ένας καλός φίλος και που νομίζω συγκεντρώνει όλες τις παραπάνω εμπειρίες είναι «Να είσαι πρωταγωνιστής της ζωής σου, όχι απλός θεατής».

Από τους «εξωσχολικούς» θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Αλέξανδρο Ρώτα και τον Γιάννη Ράπτη, που με ανέχονται πολύ πριν από τα φοιτητικά χρόνια.

Τέλος θα ήθελα φυσικά να ευχαριστήσω τους γονείς μου που ήταν μαζί μου από την αρχή, για την συνεχή υποστήριξή τους, τις καθοριστικές συμβουλές τους αλλά και για την κριτική τους. Ένα τεράστιο ευχαριστώ συγκεκριμένα στον πατέρα μου, που παρά την δύσκολη ζωή του και την κούραση που πραγματεύεται το να μεγαλώνεις ένα παιδί, στάθηκε πλάι μου όταν οποιοσδήποτε άλλος θα τα είχε παρατήσει.







ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2024 5

**Σχεδιασμός σύγχρονου κέντρου πανεπιστημιακής εκπαίδευσης**

**Επαμεινώνδας Λειμόνης**

Επιβλέπων: Θανάπουλος Παύλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και η εκ νέου διαστασιολόγηση του κέντρου πανεπιστημιακής εκπαίδευσης που είχε ανατεθεί ως εξαμηνιαία εργασία στο μάθημα "Ολοκληρωμένο Θέμα Δομοστατικού Σχεδιασμού". Έγινε προσπάθεια η αρχιτεκτονική μάρφωση, οι διαστάσεις και οι παραδοχές που είχαν γίνει να παραμείνουν ίδιες. Κύρια διαφορά αποτελεί η αλλαγή του υλικού από οπλισμένο σκυρόδεμα σε χάλυβα, καθώς και η επιπρόσθετη ανάλυση ενεργειακής απόδοσης που γίνεται ώστε να μπορεί το έργο να θεωρηθεί σύγχρονο.

Το κέντρο περιλαμβάνει τρία τριώροφα κτίρια που συνδέονται μεταξύ τους με γέφυρες ζεύξης. Τα δύο από τα τρία κτίρια είναι όμοια. Καλύπτουν συνολική επιφάνεια 1800 m<sup>2</sup>, και διαθέτει πληθώρα αιθουσών διδασκαλίας και μελέτης, αμφιθέατρο, καφετέρια καθώς και έναν μεγάλο κατάλληλα διαμορφωμένο εξωτερικό χώρο.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των κτιρίων πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες. Έγινε η επιλογή να υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις σε όλα τα κτίρια, ώστε να αποφευχθούν οι συνδέσεις ροπής. Η ύπαρξη των χιαστί αυτών συνδέσμων επιτρέπει ακόμη την ολοκληρωτική χρήση σύμμικτων δοκών και διαδοκίδων, καθώς δεν απαιτείται πλαίσιο ροπής. Οι πλάκες είναι επίσης σύμμικτες με τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα.

Η προσομοίωση του φορέα έγινε εξ' ολοκλήρου στο πρόγραμμα Autodesk Revit, με την δημιουργία διαφορετικών μοντέλων για κάθε κτίριο, καθώς και ενός συνολικού μοντέλου. Έπειτα πραγματοποιήθηκε εξαγωγή στο Autodesk Robot Structural Analysis Professional, όπου εισάχθηκαν τα φορτία και δημιουργήθηκαν ομάδες μελών. Για τη διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Comflor, και ο έλεγχος των σύμμικτων δοκών και διαδοκίδων επαληθεύτηκε με αναλυτική επίλυση στο χέρι, καθώς και με χρήση του ArcelorMittal Beams Calculator. Τέλος, έγινε ενεργειακή ανάλυση με το plug-in Insight για το Revit, με σκοπό να ικανοποιεί τα χαρακτηριστικά ενός "Πράσινου Κτιρίου".





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



DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2024 5

## **Design of a contemporary university learning centre**

**Epameinondas Leimonis**

Supervisor: Thanopoulos Pavlos, Assistant Professor NTUA

### **ABSTRACT**

The aim of this thesis is to redesign the university learning centre that was originally an assignment of the course "Final Year Project in Structural Engineering". The key difference being that the material used this time would be steel instead of concrete. While the original architectural designs and other important parameters remained mostly the same, an attempt was made to take the project a step further by including an energy analysis, which is a crucial part of building design nowadays.

The centre consists of three three-storey buildings connected together via two skybridges. The two of the three buildings are identical. The total area covered amounts to over 1800 m<sup>2</sup>, which includes plenty of study and computer rooms, a large auditorium and a café. The surrounding area also provides ample space for outdoor activities.

The design of the centre was conducted according to the Eurocodes. To avoid moment connections, it was decided that all buildings be equipped with lateral bracings in either side. This allows for the use of solely composite beams, as moment-resisting frames are not required. The slabs also use a composite floor deck.

Modelling was exclusively done in Autodesk Revit, with three models created in total, one for each building and one for the whole centre. The models were then exported to Autodesk Robot Structural Analysis Professional, where analysis could take place. The composite beams and slabs were analysed separately using the software ArcelorMittal Beams Calculator and Comflor, respectively. Lastly, the energy analysis was performed using the plug-in Insight in Revit, with the aim of creating an eco-friendly design.



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....</b>	<b>15</b>
1.1	Αντικείμενο Μελέτης.....	15
1.2	Αρχιτεκτονική Μόρφωση.....	16
1.3	Υλικά.....	21
1.3.1	Δομικός χάλυβας.....	21
1.3.2	Σκυρόδεμα .....	21
1.3.3	Χάλυβας Οπλισμού.....	21
<b>2</b>	<b>ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....</b>	<b>22</b>
2.1	Εισαγωγή.....	22
2.2	Μόνιμα Φορτία.....	22
2.3	Ωφέλιμα .....	24
2.4	Φορτίο Χιονιού.....	25
2.5	Φορτίο Ανέμου.....	27
2.6	Σεισμικές Δράσεις.....	65
2.7	Συνδυασμοί Δράσεων .....	72
2.7.1	Εισαγωγή .....	72
2.7.2	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας .....	72
2.7.3	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	75
<b>3</b>	<b>ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ .....</b>	<b>77</b>
3.1	Εισαγωγή.....	77
3.2	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	85
3.2.1	Σύμμικτη Πλάκα.....	85
3.2.2	Σύμμικτες κύριες δοκοί.....	93
3.2.3	Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί.....	112
3.2.4	Υποστυλώματα .....	127
3.2.5	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	130
3.3	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	139
3.3.1	Εισαγωγή .....	139
3.3.2	Σύμμικτες κύριες δοκοί.....	140
3.3.3	Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί.....	143
3.4	Έλεγχοι ασφάλειας.....	145
3.4.1	Έλεγχος περιορισμού βλαβών .....	145
3.4.2	Έλεγχος επιρροών 2 <sup>α</sup> τάξεως.....	146
<b>4</b>	<b>ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ .....</b>	<b>149</b>
4.1	Σύνδεση διαδοκίδας και κύριας δοκού.....	149
4.2	Σύνδεση δοκού και υποστυλώματος .....	151

4.3	Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων .....	153
<b>5</b>	<b>ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΠΟΔΟΣΗ .....</b>	<b>157</b>
5.1	Εισαγωγή.....	157
5.2	ΚΕνΑΚ .....	157
5.3	Υπολογισμός Ενεργειακής Απόδοσης.....	167
<b>6</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>186</b>
	<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΤΙΤΛΟΣ 1<sup>ΟΥ</sup> ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ.....</b>	<b>189</b>
	<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΤΙΤΛΟΣ 2<sup>ΟΥ</sup> ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ.....</b>	<b>201</b>

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Αντικείμενο μελέτης

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία είχε ως στόχο τον επανασχεδιασμό και την εκ νέου διαστασιολόγηση του κέντρου πανεπιστημιακής εκπαίδευσης που είχε ανατεθεί ως εξαμηνιαία εργασία στο μάθημα "Ολοκληρωμένο Θέμα Δομοστατικού Σχεδιασμού".

Η εργασία με τίτλο "Πρότυπο Κέντρο Πανεπιστημιακής Εκπαίδευσης και Μάθησης" πραγματοποιήθηκε στην Πολυτεχνειούπολη Ζωγράφου για την εξυπηρέτηση των εκπαιδευτικών αναγκών των προπτυχιακών προγραμμάτων του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Η συνολική επιφάνεια του κτιρίου ανερχόταν στα 1800 m<sup>2</sup> και περιλαμβάνει:

- 20 αίθουσες διδασκαλίας των 100 θέσεων
- 4 αίθουσες υπολογιστών των 50 θέσεων
- Χώρους μελέτης για ομάδες των 10 ατόμων
- Ελεύθερους χώρους για συναντήσεις, συναθροίσεις, και εκδηλώσεις ήπιας όχλησης

Στόχος του ΕΜΠ ήταν το κέντρο να αποτελέσει ορόσημο για την Πολυτεχνειούπολη Ζωγράφου. Επομένως αναζητήθηκε μια εύρωστη, σύγχρονη και πρωτότυπη σχεδιαστική λύση η οποία θα αναδεικνύει την τεχνολογική στάθμη του ιδρύματος και θα χρησιμοποιεί, ως επί το πλείστον, σύγχρονα υλικά.



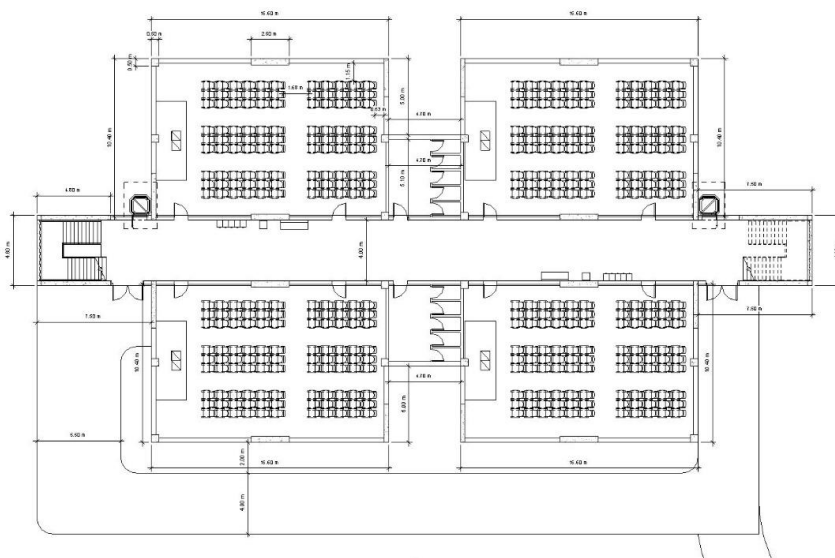
Σχ. 1-1: Rendering του ολοκληρωμένου έργου μέσω του προγράμματος Enscape

Η εν λόγω μελέτη χρησιμοποίησε οπλισμένο σκυρόδεμα ως το βασικό υλικό κατασκευής, οπότε στόχος της διπλωματικής αυτής εργασίας αποτελεί η δημιουργία μιας εναλλακτικής λύσης στο παραπάνω ζητούμενο με κύριο υλικό τον χάλυβα.

Έγινε προσπάθεια για λόγους συνέχειας αλλά και μετέπειτα σύγκρισης των δύο λύσεων μεταξύ τους να διατηρηθούν όπου ήταν δυνατό οι αρχικές διαστάσεις των χώρων καθώς και η αρχιτεκτονική τους.

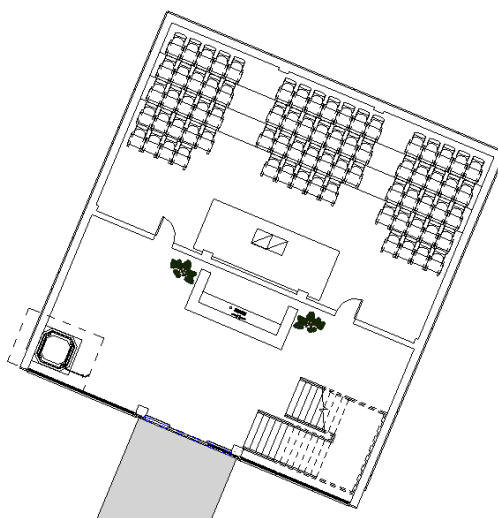
## 1.2 Αρχιτεκτονική μόρφωση

Για τις ανάγκες του πρότυπου κέντρου πανεπιστημιακής εκπαίδευσης σχεδιάστηκαν τρία ξεχωριστά κτίρια τα οποία ενώνονται με δύο πεζογέφυρες. Τα κτίρια Α και Γ (μεγάλα κτίρια, κάτοψης 920 m<sup>2</sup>) είναι όμοια. Πρόκειται για τριώροφα κτίρια με υπόγειο και δύο κλιμακοστάσια. Το καθένα από αυτά διαθέτει δέκα αίθουσες διδασκαλίας των εκατό ατόμων, δύο αίθουσες υπολογιστών των πενήντα ατόμων και υπόγειο (μισής κάτοψης σε σχέση με τους ορόφους) για χώρους αποθήκευσης και τοποθέτηση ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού.



Σχ. 1-2: Κάτοψη 1ου ορόφου κτιρίου Α και Γ

Το κτίριο Β (μικρό κτίριο, κάτοψης 248 m<sup>2</sup>), είναι επίσης τριώροφο με υπόγειο. Στο ισόγειο διαθέτει αμφιθέατρο εκατό ατόμων, στο πρώτο όροφο χώρους μελέτης των 10 ατόμων και στον δεύτερο χώρο συνάθροισης με αναψυκτήριο.



Σχ. 1-3: Κάτοψη ισογείου κτιρίου Β



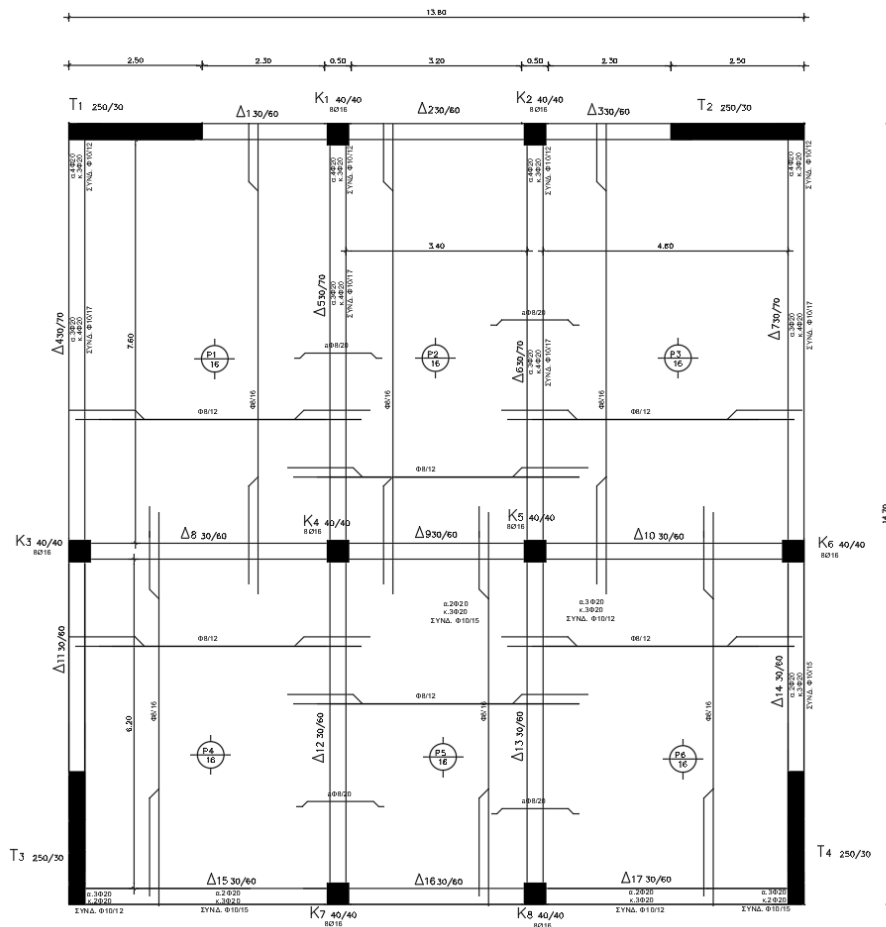
Τα κτίρια Α και Γ ενώνονται με το Β με δύο όμοιες μεταλλικές δικτυωτές πεζογέφυρες.



Σχ. 1-4: Πρόσψη του κτιρίου Β και των πεζογεφυρών

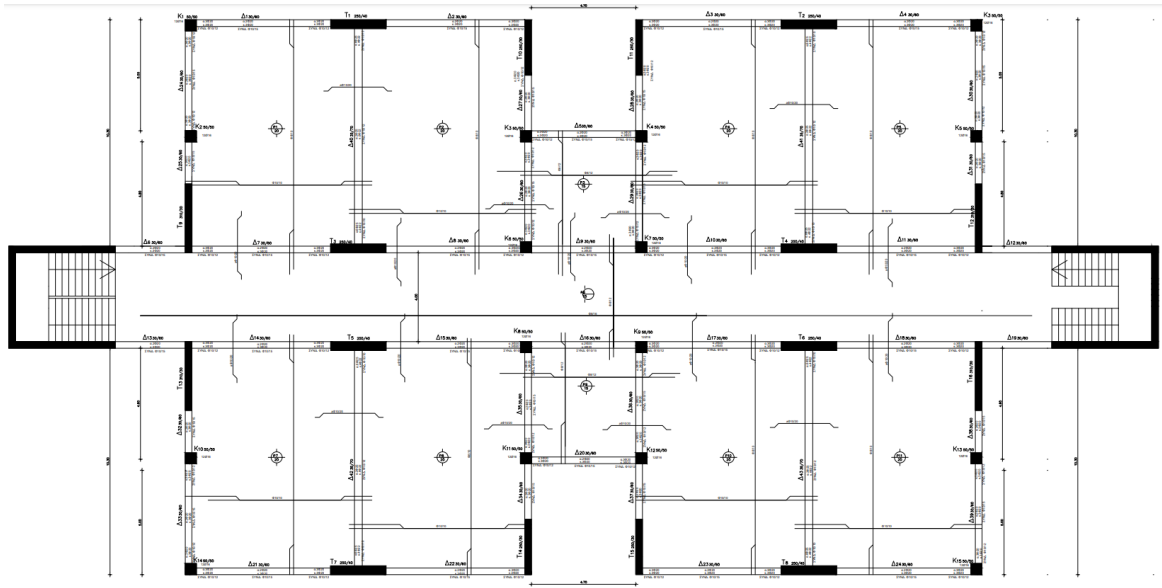
### 1.3 Σχεδιασμός

Ο αρχικός σχεδιασμός από οπλισμένο σκυρόδεμα για το κτίριο Β περιείχε δύο τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση, μέγιστο άνοιγμα δοκών 7.90 m και τετραέρειστες πλάκες μέγιστων διαστάσεων 5.25x7.60.



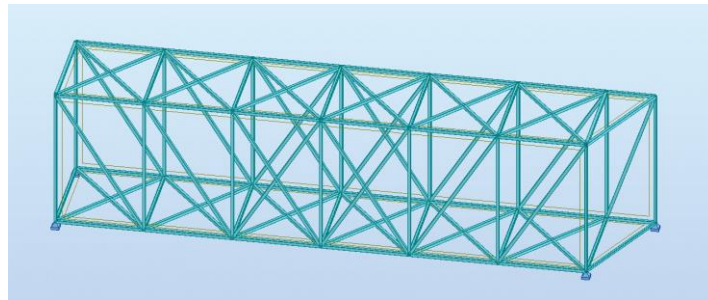
Σχ. 1-5: Ξυλότυπος οροφής ισογείου κτιρίου Β

Τα κτίρια Α,Γ διέθεταν οκτώ τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση, μέγιστο άνοιγμα δοκών 10.50 m και τετραέριστες πλάκες μέγιστων ανοιγμάτων 7.75x10.25.



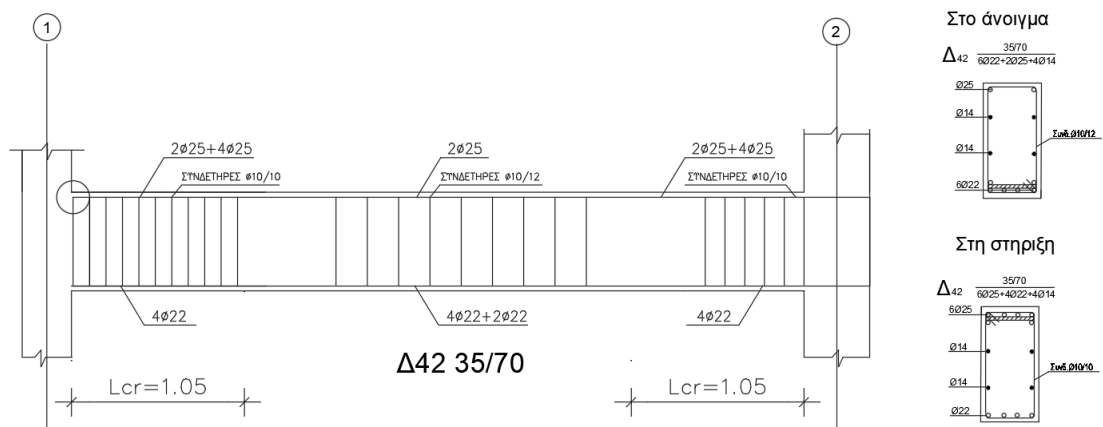
Σχ. 1-6: Ξυλότυπος οροφής ισογείου κτιρίων Α,Γ

Η γέφυρα που συνδέει τα κτίρια είχε σχεδιασθεί από χάλυβα, οπότε οι διατομές παραμένουν ίδιες.



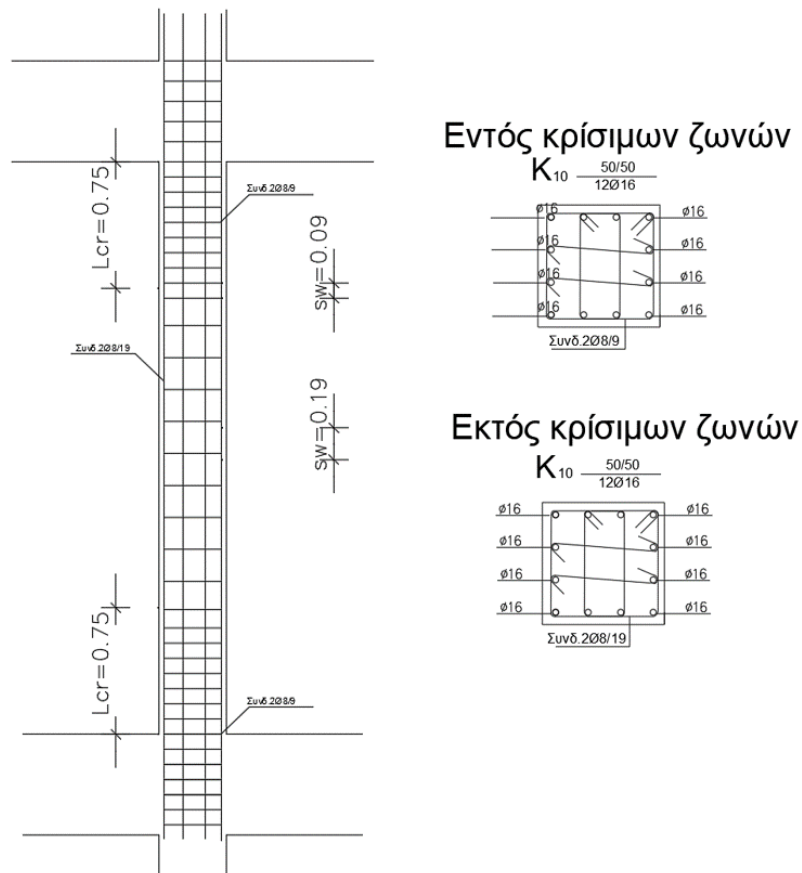
Σχ. 1-7: Γέφυρα ζεύξης

Μια τυπική δοκός Δ42 35/70 φαίνεται στο Σχ. 1-8 μαζί με τον οπλισμό της.



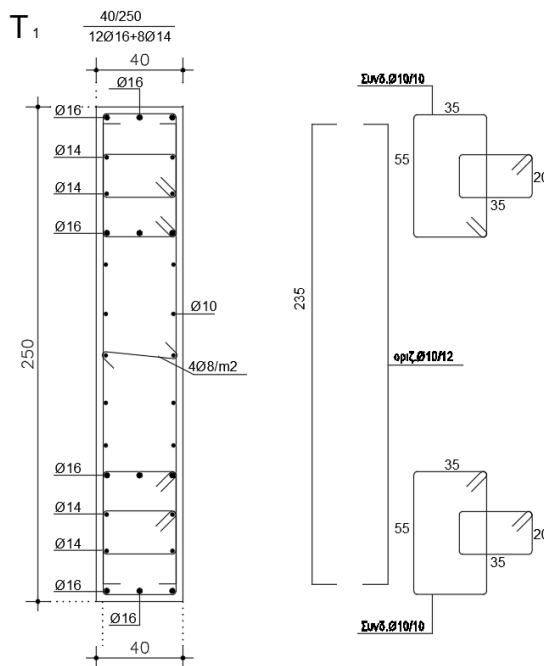
Σχ. 1-8: Τυπική λεπτομέρεια δοκού Δ42

Ένα τυπικό υποστυλώμα K10 50/50 φαίνεται στο Σχ. 1-9 μαζί με τον οπλισμό του.



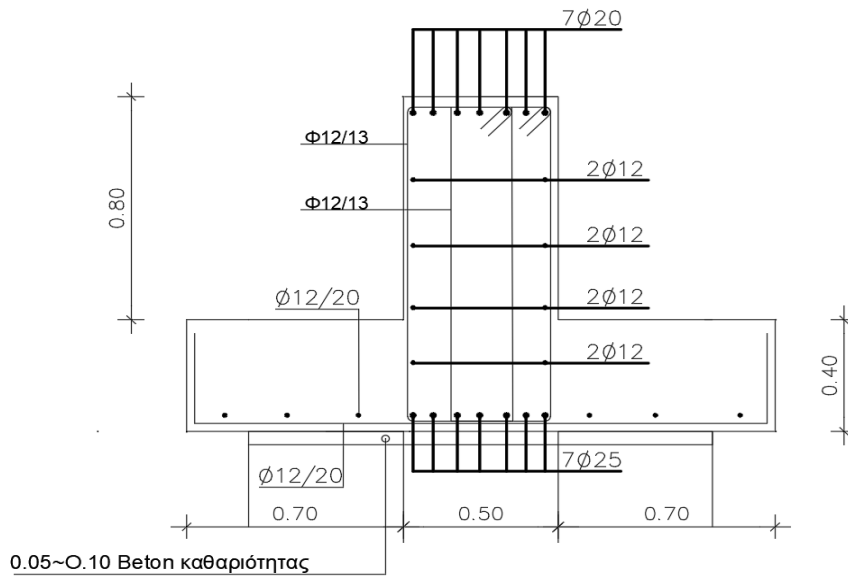
Σχ. 1-9: Τυπική λεπτομέρεια υποστυλώματος K10

Τέλος στο Σχ. 1-10 φαίνεται ένα τυπικό τοίχιο T1 40/250.



Σχ. 1-10: Τυπική λεπτομέρεια τοιχώματος T1

Η θεμελίωση των κτιρίων υλοποιήθηκε με σύστημα πεδιλοδοκών οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχ. 1-11: Θεμελίωση

Για την αντικατάσταση του σκυροδέματος και την μεταφορά σε χαλύβδινο σκελετό, όσον αφορά το υπολογιστικό κομμάτι, έγιναν ορισμένες αλλαγές.

Ένας γενικός κανόνας για το είδος των δοκών είναι η αποφυγή τοποθέτησης μόνο συμμίκτων δοκών διότι δεν λειτουργούν βέλτιστα υπό αρνητικές ροπές, με αποτέλεσμα να προτιμώνται οι μεταλλικές δοκοί στα κύρια πλαίσια. Η ύπαρξη βέβαια των χιαστί συνδέσμων λύνει αυτό το πρόβλημα, οπότε όλα τα δοκάρια θα σχεδιαστούν ως σύμμικτα.

Οι δοκοί των κτιρίων χωρίζονται σε κύριες και δευτερεύουσες. Οι κύριες δοκοί είναι παράλληλες στην μικρή πλευρά του εκάστοτε κτιρίου, ενώ οι δευτερεύουσες δοκοί, ή αλλιώς διαδοκίδες, τοποθετούνται εγκάρσια στις κύριες, δηλαδή παράλληλα στην μεγάλη διεύθυνση.

Καθώς υπάρχουν χιαστί και στις δύο διευθύνσεις και στα δύο κτίρια, δεν υπάρχει ιδιαίτερη ανάγκη για συνδέσεις ροπής. Μια αρχική προσέγγιση ήταν να υπάρχουν συνδέσεις ροπής μόνο στις διευθύνσεις όπου οι δοκοί συνδέονταν στον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων (για παράδειγμα η διεύθυνση κατά Χ στο κτίριο Β), πράγμα που θεωρείται καλή πρακτική. Παρ' όλα αυτά, κάτι τέτοιο θα δημιουργούσε δύο ξεχωριστά στατικά συστήματα για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων που είναι ανεπιθύμητο. Έτσι επιλέχθηκε όλες οι δοκοί να συνδέονται αρθρωτά και να αποφευχθούν τα πλαίσια ροπής.

Πιο συγκεκριμένα, οι κύριες δοκοί μοντελοποιούνται ως αμφιέριστες και αναλαμβάνουν το κατακόρυφο φορτίο που τους μεταβιβάζουν οι διαδοκίδες, οι οποίες και αυτές με την σειρά τους εδράζονται αρθρωτά στα άκρα τους επί των κύριων δοκών.

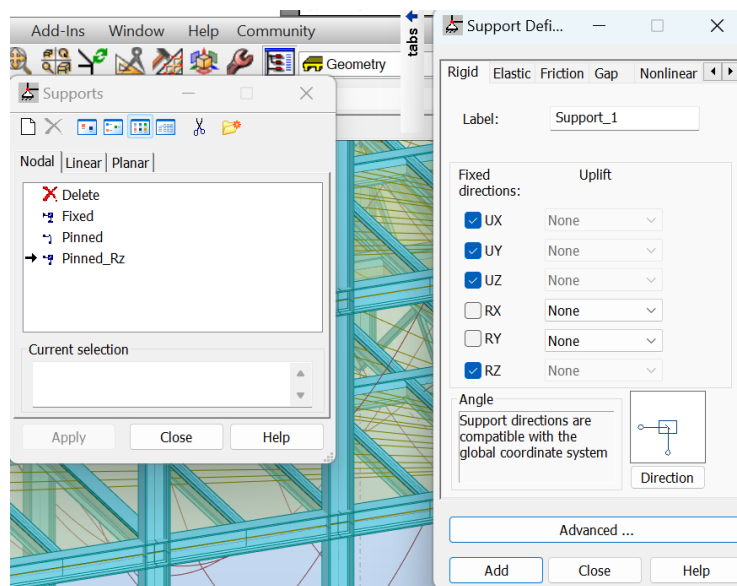
Οι πλάκες, οι οποίες θα είναι σύμμικτες με τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα, εδράζονται στις διαδοκίδες και τους μεταβιβάζουν τόσο τα κατακόρυφα, όσο και τα σεισμικά φορτία.

Κάποια πλεονεκτήματα από την επιλογή του παραπάνω στατικού συστήματος είναι:

- Απλοποιείται ο σχεδιασμός
- Μειώνεται η ροπή στα υποστυλώματα (υπάρχει κυρίως αξονική)
- Τα κτίρια γίνονται πιο εύκαμπτα
- Καθώς οι σύμμικτες πλάκες δρουν ως διαφράγματα, τα δοκάρια δεν θα έχουν αξονικές δυνάμεις

Οι διατομές που θα προκύψουν επιλέγονται και αυτές με ορισμένους κανόνες. Τα υποστυλώματα θα έχουν ίδια διατομή από όροφο σε όροφο καθώς τα κτίρια είναι μικρού ύψους. Τα δοκάρια θα είναι ίδια

σε κάθε στάθμη, με μικρή διαφοροποίηση ανά διεύθυνση. Οι χιαστί σύνδεσμοι θα αυξάνουν σε διατομή προς τα κάτω. Τέλος, η θεμελίωση του φορέα προσομοιώθηκε με την τοποθέτηση αρθρώσεων, με την μόνη προσθήκη να είναι ο περιορισμός της στροφής γύρω από τον άξονα Z, ώστε να αποφευχθεί ο μηχανισμός που δημιουργείται αν όλες οι δοκοί τεθούν ως αρθρωτές.



Σχ. 1-12: Περιορισμός της στροφής Rz στο περιβάλλον εργασίας του Robot

## 1.4 Υλικά

### 1.4.1 Δομικός χάλυβας

Επιλέχθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S355, τα χαρακτηριστικά του οποίου ακολουθούν παρακάτω:

- Χαρακτηριστική τάση διαρροής:  $f_y = 355 \text{ MPa}$
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή:  $f_u = 510 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 210000 \text{ MPa}$
- Μέτρο διάτμησης:  $G = 81000 \text{ MPa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή:  $\nu = 0.3$
- Ειδικό βάρος:  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Πυκνότητα:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

### 1.4.2 Σκυρόδεμα

Για τη σύμμικτη πλάκα των ορόφων του κάθε κτιρίου επιλέχθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Μέση εφελκυστική αντοχή:  $f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή 5%:  $f_{ctk,0.05} = 1.8 \text{ MPa}$
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή 95%:  $f_{ctk,0.95} = 3.3 \text{ MPa}$
- Μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας:  $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος ξηρού σκυροδέματος:  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
- Ειδικό βάρος νωπού σκυροδέματος:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

### 1.4.3 Χάλυβας οπλισμού

Για το οπλισμένο σκυρόδεμα των συμμίκτων πλακών, επιλέγεται οπλισμός ποιότητας χάλυβα B500C με χαρακτηριστικό όριο διαρροής  $f_{yd} = 500 \text{ MPa}$ . Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του χάλυβα οπλισμού είναι ίδια με εκείνα του δομικού χάλυβα.

## 2 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 2.1 Εισαγωγή

Το σύνολο των φορτίων που καταπονούν την πραγματική κατασκευή καθ' όλη τη διάρκεια του κύκλου ζωής της, από την κατασκευή έως τη λειτουργία και τη συντήρησή της, υπολογίζονται με βάση τον EN1991 και έπειτα επιβάλλονται μέσω του προγράμματος στο προσομοίωμα του κτιρίου. Τα φορτία αυτά ορίζονται από τον εκάστοτε μελετητή μηχανικό ανάλογα με την χρήση, την τοποθεσία και την γεωμετρία του έργου με τέτοιο τρόπο, ώστε να εξασφαλίζεται η αποδοτικότητα του έργου, σε συνάρτηση και με την οικονομικότητα της κατασκευής.

Στις ακόλουθες ενότητες παρουσιάζονται οι δράσεις οι οποίες καταπονούν τον φορέα είτε μόνιμα είτε περιστασιακά.

### 2.2 Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία αφορούν όλες τις δυνάμεις οι οποίες ασκούνται επί της κατασκευής για τις οποίες το μέγεθός τους παραμένει πρακτικά αμετάβλητο στη διάρκεια του χρόνου. Σε αυτήν την κατηγορία δράσεων περιλαμβάνονται όλα τα ίδια βάρη των φερόντων και μη στοιχείων του κτιρίου όπως είναι τα υποστυλώματα, οι δοκοί, οι τεγίδες, οι σύμμικτες πλάκες καθώς και τα στοιχεία της γέφυρας ζεύξης. Τα περισσότερα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων υπολογίζονται αυτόματα από το στατικό πρόγραμμα Robot, με εξαίρεση την σύμμικτη πλάκα, της οποίας το ίδιο βάρος υπολογίζεται από το πρόγραμμα Comflor, και ισούται με περίπου  $3 \text{ kN/m}^2$ , όπως φαίνεται από την εξίσωση (3-12).

Επιπλέον, γίνεται η θεώρηση ότι τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, τα οποία περιλαμβάνουν και επικαλύψεις δαπέδων και ορόφων, ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό και μονώσεις, ανέρχονται σε  $1.5 \text{ kN/m}^2$ .

Για τα μη φέροντα στοιχεία, υπάρχουν ορισμένα φορτία που πρέπει να εισαχθούν χειροκίνητα.

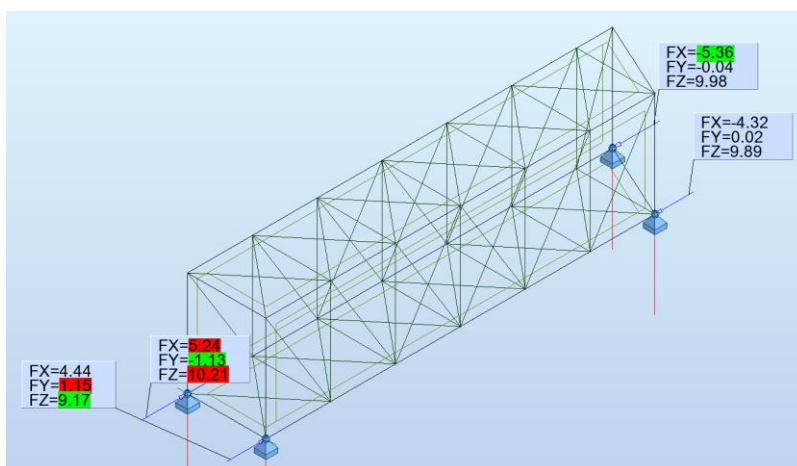
#### *Υαλοπίνακες*

Για την κάλυψη κάποιων εξωτερικών όψεων του κτιρίου και για πλαγιοκάλυψη της γέφυρας επιλέχθηκε γυάλινο πλαίσιο με διαφανές τζάμι. Το γυαλί έχει ίδιο βάρος  $25 \text{ kN/m}^3$  ή  $2500 \text{ kg/m}^3$ . Συγκεκριμένα τοποθετείται διπλό πλαίσιο από γυαλί με πάχος  $4 \text{ mm}$  και ενδιάμεσο κενό  $20 \text{ mm}$ , το βάρος του οποίου ανέρχεται στα  $100 \text{ kg/m}^2$  ή  $1 \text{ kN/m}^2$ . [1]

Το ύψος της γέφυρας ανέρχεται στα  $4 \text{ m}$ , οπότε το ίδιο βάρος του γυαλιού κατανέμεται στην άνω και κάτω δοκοσειρά της γέφυρας αντίστοιχα, με  $2 \text{ kN/m}$  σε κάθε μία.

Επίσης για την γέφυρα λαμβάνεται υπόψη το φορτίο λόγω του γυάλινου δαπέδου της γέφυρας, το οποίο ανέρχεται στα  $0.69 \text{ kN/m}^2$ . [2]

Σημειώνεται εδώ πως μιας και δημιουργήθηκαν τρία ξεχωριστά μοντέλα (ένα για τα κτίρια Α,Γ, ένα για το κτίριο Β και ένα για την γέφυρα), πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι φορτίσεις που ασκεί το ένα έργο στο άλλο. Αυτό αφορά κυρίως την γέφυρα και τις φορτίσεις που αυτή ασκεί στα δύο κτίρια. Για αυτόν τον λόγο υπολογίστηκαν από το μεμονωμένο μοντέλο της γέφυρας οι αντιδράσεις στηρίξεων που προκαλούν οι διάφορες φορτίσεις της, οι οποίες έπειτα εισάχθηκαν και στα μοντέλα των κτιρίων σε κατάλληλους κόμβους μέσω της εντολής *Load Definition>Node>Nodal Force*. Αυτή η διαδικασία επαναλήφθηκε για τις άλλων ειδών φορτίσεις που ακολουθούν. Ενδεικτικά στο Σχ. 2-1 παρουσιάζονται τα φορτία από το ίδιο βάρος της γέφυρας.



Σχ. 2-1: Πίνακας Φορτίσεων από το ίδιο βάρος της γέφυρας

### Σκάλες

Και στα τρία κτίρια τοποθετήθηκαν κλιμακοστάσια στο εσωτερικό τους. Αναλυτικότερα, τοποθετήθηκαν δύο κλιμακοστάσια σε κάθε ένα από τα κτίρια Α,Γ και ένα κλιμακοστάσιο στο κτίριο Β. Οι διαστάσεις της κάτοψης του κλιμακοστασίου είναι σταθερές από κτίριο σε κτίριο και ισούνται με 5.00 m x 3.30 m. Επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί το προσχεδιασμένο σύστημα κλιμάκων SP200 της εταιρείας SteelPro, όπως φαίνεται στο Σχ. 2-2, με ίδιο βάρος 150 kg/m ή 0.17 kN/m<sup>2</sup>. Σε κάθε όροφο χρησιμοποιούνται δύο σετ κλιμάκων, οι οποίες είναι ευθύγραμμες από αλουμίνιο και ενώνονται μεταξύ τους στο μέσο κάθε ορόφου μέσω πλατύσκαλου.



Σχ. 2-2: Σύστημα κλιμάκων SP200

## 2.3 Ωφέλιμα φορτία

Τα ωφέλιμα, ή αλλιώς κινητά φορτία, είναι οριζόντιες και κατακόρυφες δράσεις, ομοιόμορφα κατανεμημένες, οι οποίες ενεργούν μετά το τέλος κατασκευής του έργου. Περιλαμβάνουν την χρήση του έργου από τον ανθρώπινο παράγοντα και αφορούν την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, και γενικότερα αγαθών και κινούμενων αντικειμένων, των οποίων δεν είναι δυνατός ο υπολογισμός της ακριβούς τιμής τους ή της θέσης στην οποία επιβάλλονται. Δίνονται από τον EN1991-1 [5].

Για να καθοριστούν τα κινητά φορτία, απαιτείται η κατάταξη της κατασκευής σε κάποια από τις κατηγορίες χώρων ανάλογα με την χρήση της (Πίνακας 2-1). Τα κτίρια κατατάσσονται στην κατηγορία C, και συγκεκριμένα στην κατηγορία C1.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδομάτια σε ξενοδοχεία και ξενοώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D <sup>1)</sup> )	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίνακας 2-1: Κατηγορίες χρήσης

Τις τιμές των δράσεων για την κάθε κατηγορία δίνει ο Πίνακας 2-2. Για την κατηγορία C (C1) λαμβάνεται για το δάπεδο του κάθε ορόφου το άνω όριο, δηλαδή 3 kN/m<sup>2</sup>. Η στέγη αποτελεί ξεχωριστή κατηγορία, καθώς είναι μη προσβάσιμη, παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και επισκευή που μπορεί να χρειαστεί. Με αυτή την λογική, θεωρείται πως το φορτίο που αναλαμβάνει είναι το κάτω όριο για την κατηγορία C, δηλαδή 2 kN/m<sup>2</sup>.

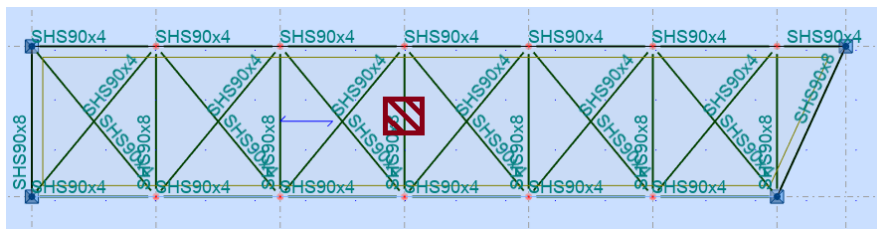
Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]
<b>Κατηγορία A</b>		
- Δάπεδα	1,5 έως <u>2,0</u>	<u>2,0</u> έως 3,0
- Σκάλες	<u>2,0</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 4,0
- Μπαλκόνια	<u>2,5</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 3,0
<b>Κατηγορία B</b>	2,0 έως <u>3,0</u>	1,5 έως <u>4,5</u>
<b>Κατηγορία C</b>		
- C1	2,0 έως <u>3,0</u>	3,0 έως <u>4,0</u>
- C2	3,0 έως <u>4,0</u>	2,5 έως 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 έως <u>5,0</u>	<u>4,0</u> έως 7,0
- C4	4,5 έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> έως 7,5	3,5 έως <u>4,5</u>
<b>Κατηγορία D</b>		
- D1	<u>4,0</u> έως 5,0	3,5 έως 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	<u>4,0</u> έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>

Πίνακας 2-2: Τιμές επιβαλλόμενων φορτίων

Όσον αφορά την γέφυρα, για το σχεδιασμό πεζογεφυρών θα πρέπει να ορίζεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο q<sub>fk</sub> ίσο με 5 kN/m<sup>2</sup>. Το φορτίο αυτό αφορά τον ανθρωποσυνωστισμό, και εφαρμόζεται μόνο στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής, κατά τη διαμήκη και εγκάρσια κατεύθυνση.



Επίσης εφαρμόζεται ένα συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$  που ενεργεί σε μία επιφάνεια  $0.10 \times 0.10 \text{ m}^2$  και τοποθετείται για γενικές και τοπικές επιδράσεις. Γενικά προορίζεται για τοπικούς ελέγχους μελών, και τοποθετείται αναλόγως. Μια επιλογή είναι ανάμεσα στις διαδοκίδες, ώστε να ελεγχθεί η πλάκα ή το δάπεδο. Στην περίπτωση που αφορά την συγκεκριμένη γέφυρα επιλέχθηκε η τοποθέτηση του πάνω στην ενδιάμεση διαδοκίδα, όπως φαίνεται στο Σχ. 2-3.



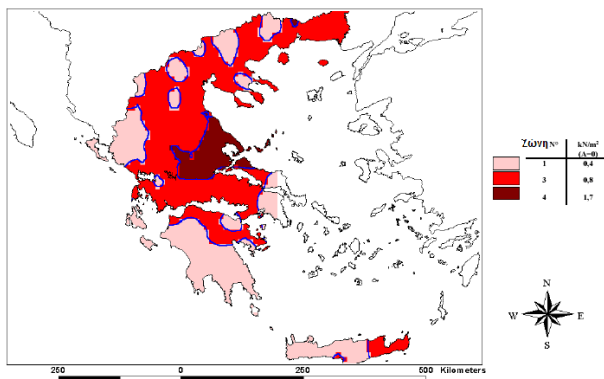
Σχ. 2-3: Τοποθέτηση του φορτίου για τοπικούς ελέγχους της ενδιάμεσης διαδοκίδας

## 2.4 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο του χιονιού, το οποίο ασκείται επί της στέγης του κτιρίου, θεωρείται μεταβλητό φορτίο. Ο υπολογισμός του εξαρτάται από το υψόμετρο της κατασκευής, την κλίση και το υλικό της στέγης και πραγματοποιείται σύμφωνα με τον EN1991-1. [5]

Αναλυτικότερα, το εθνικό προσάρτημα αναφέρει τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων με στάθμη αναφοράς την θάλασσα και οι οποίες είναι οι εξής:

- Ζώνη Α ( $s_{k,0} = 0.4 \text{ kN/m}^2$ ): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- Ζώνη Β ( $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$ ): Υπόλοιπη χώρα.
- Ζώνη Γ ( $s_{k,0} = 1.7 \text{ kN/m}^2$ ): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.



Σχ. 2-4: Σχηματική απεικόνιση των ζωνών για  $A=0$

Επομένως, το έργο το οποίο είναι στην Αττική υπάγεται στην ζώνη Β με  $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$ .

Για την εύρεση της χαρακτηριστικής τιμής  $s_k$  του φορτίου χιονιού συναρτήσε της ζώνης και του υψόμετρου  $A$  χρησιμοποιείται η εξίσωση (2-1), η οποία δίνεται από τον Ευρωκώδικα συγκεκριμένα για την Ελλάδα:

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

όπου:

A: το υψόμετρο πάνω από το επίπεδο της θάλασσας

Ο Δήμος Ζωγράφου βρίσκεται στα 130m, οπότε προκύπτει  $s_k = 0.8 \cdot [1 + (130/917)^2] = 0.816 \text{ KN/m}^2$

Το φορτίο χιονιού  $Q_s$  ασκείται κατακόρυφα στη στέγη και προσδιορίζεται από την εξίσωση (2-2), (λαμβάνεται υπόψη μόνο η περίπτωση για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις):

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (2-2)$$

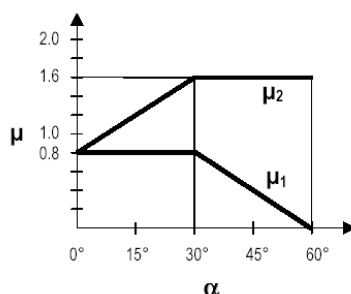
όπου:

$\mu_i$ : συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

$C_e$ : συντελεστής εκθέσεως

$C_t$ : θερμικός συντελεστής

Το χιόνι έχει ομοιόμορφη κατανομή επί της στέγης. Στο έργο συναντάται μόνο μονόκλινη στέγη με γωνία κλίσης  $\alpha = 0^\circ$ , οπότε ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λαμβάνει την τιμή  $\mu = 0.8$ , σύμφωνα με το Σχ. 2-5, καθώς και όπως δείχνει και ο Πίνακας 2-3.



Σχ. 2-5: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Πίνακας 2-3: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Η επιλογή της τιμής του  $C_e$  πρέπει να λαμβάνει υπόψη της την μελλοντική εξέλιξη του χώρου γύρω από το έργο. Για περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων λαμβάνεται ίσος με 1.0, όπως δείχνει και ο Πίνακας 2-4:

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	$C_e$
Εκτεθειμένο <sup>α</sup>	0,8
Κανονικό <sup>β</sup>	1,0
Προφυλαγμένο <sup>γ</sup>	1,2

<sup>α</sup>**Εκτεθειμένο:** Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

<sup>β</sup>**Κανονικό:** Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού αναγλύφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

<sup>γ</sup>**Προφυλαγμένο:** Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Πίνακας 2-4: Συνιστώμενες τιμές του  $C_e$  για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Ο θερμικός συντελεστής, ή αλλιώς συντελεστής θερμοπερατότητας,  $C_t$  θα πρέπει να χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ), ειδικά σε ορισμένες γυάλινες στέγες, όπου το χιόνι λιώνει λόγω των απωλειών θερμότητας.

Για τις στέγες των κτιρίων λαμβάνεται ίσος με την μονάδα. Για την γέφυρα θα μπορούσε να παρθεί κάποια άλλη τιμή, καθώς αυτή περιβάλλεται από υαλοπίνακες.

Οι τιμές του συντελεστή θερμοπερατότητας μειώνονται όσο αυξάνεται το πάχος του τζαμιού. Ενδεικτικά ένας μονός υαλοπίνακας των 19mm έχει θερμοπερατότητα ίση με  $5.4 \text{ W/m}^2\text{K}$ , ενώ ένας διπλός υαλοπίνακας (2 μονοί 4mm + ενδιάμεση απόσταση 12mm)  $2.6 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

Για λόγους ομοιομορφίας αλλά και απλότητας, ο συντελεστής θα ληφθεί και για την περίπτωση της γέφυρας ίσος με την μονάδα.

Επομένως, τελικά το ομοιόμορφο επιφανειακό φορτίο χιονιού επί της στέγης υπολογίζεται ως:

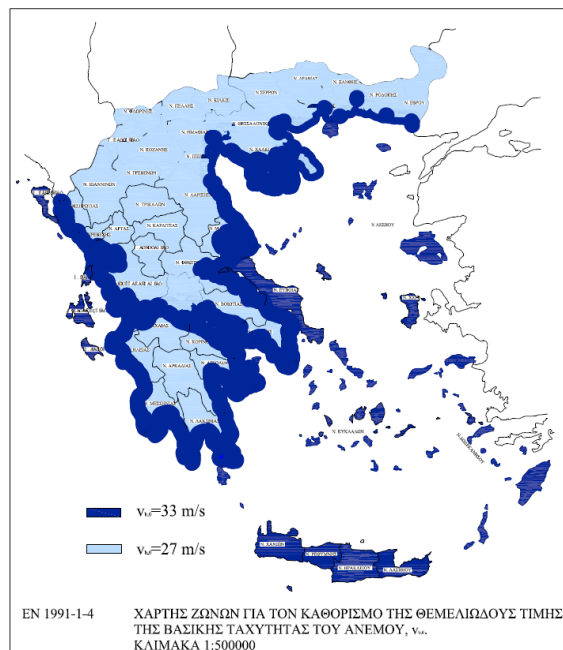
$$s = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.816 = 0.65 \text{ kN/m}^2 \quad (2-3)$$

## 2.5 Φορτίο ανέμου

Για τον υπολογισμό των φορτίων του ανέμου, πρώτο βήμα αποτελεί η εύρεση της μέσης ταχύτητας του ανέμου  $v_m$ , η οποία με την σειρά της εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου,  $v_b$ , και θα προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση (2-4)

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2-4)$$

Γίνεται αρχικά ο προσδιορισμός της θεμελιώδους τιμής της βασικής ταχύτητας ανέμου  $v_{b,0}$ , η οποία εξαρτάται από την τοποθεσία της κατασκευής και δίνεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Σύμφωνα με αυτό η τιμή ορίζεται σε  $27 \text{ m/s}$  για τα νησιά και παράλια μέχρι  $10 \text{ km}$  από την ακτή και σε  $33 \text{ m/s}$  για την υπόλοιπη Χώρα. Η περιοχή στην οποία βρίσκεται το υπό μελέτη έργο ανήκει στην πρώτη από τις παραπάνω ζώνες, όπως φαίνεται και στο Σχ. 2-6.



Σχ. 2-6: Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου στις διάφορες περιοχές της Ελλάδας

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου είναι άρα ίση με:  $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ .

**Βασική ταχύτητα ανέμου**

Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται με την σειρά της σύμφωνα με τη εξίσωση (2-5)

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 27 = 27 \text{ m/s} \quad (2-5)$$

όπου:

$C_{dir}$ : ο συντελεστής διεύθυνσης, ο οποίος σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα παίρνει την τιμή 1.0,

$C_{season}$ : ο εποχικός συντελεστής, ο οποίος σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα παίρνει την τιμή 1.0

**Ύψος αναφοράς  $z_e$** 

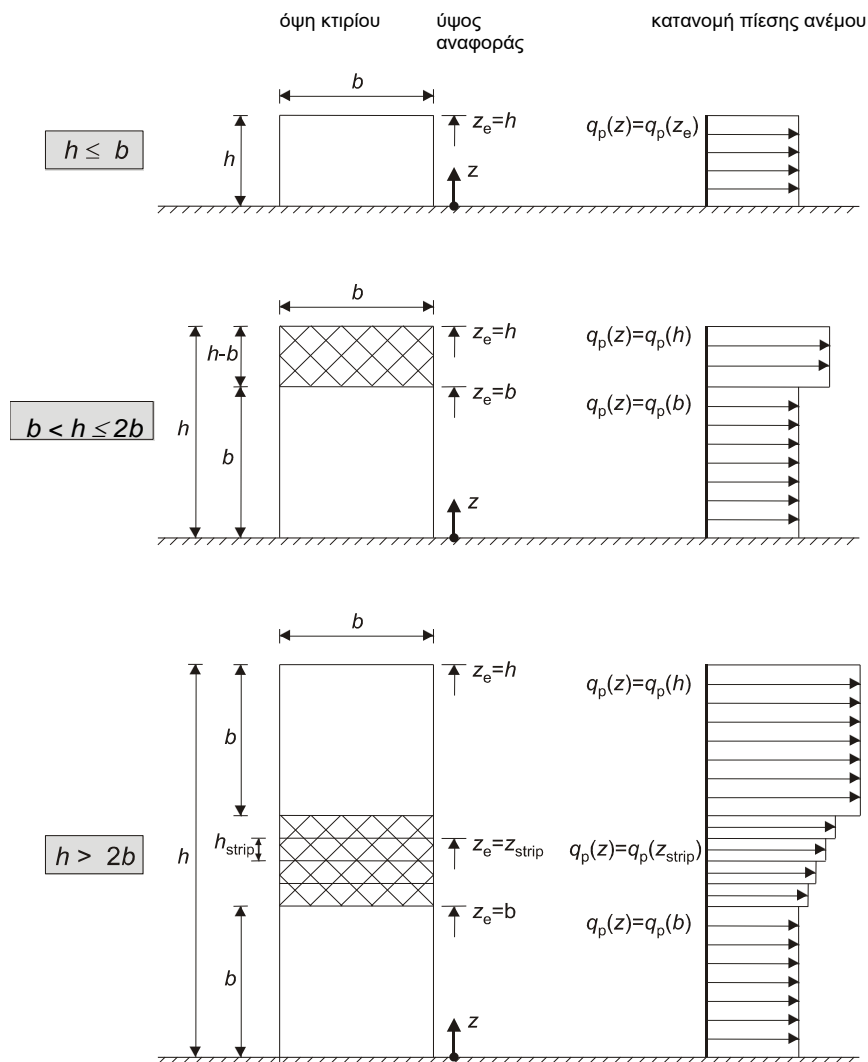
Πριν τον υπολογισμό των φορτίων που προκαλεί ο άνεμος, πρέπει να ορισθεί το ύψος αναφοράς  $z_e$ . Το ύψος αναφοράς, για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης, όπως είναι τα κτίρια Α, Β και Γ, εξαρτάται από το λόγο  $h/b$ , καθώς αυτός καθορίζει την τελική κατανομή των πιέσεων ανέμου.

Σύμφωνα με το Σχ. 2-7, και τα τρία κτίρια ανήκουν στην πρώτη κατηγορία όπου  $h \leq b$ .

Συγκεκριμένα ισχύουν:

**Κτίρια Α&Γ**:  $h = 12 \text{ m} < b = 25 \text{ m}$ , οπότε  $z_e = 12 \text{ m}$ ,

**Κτίριο Β**:  $h = 12 \text{ m} < b = 14.5 \text{ m}$ , οπότε  $z_e = 12 \text{ m}$ .



Σχ. 2-7: Ύψος αναφοράς,  $z_e$ , που εξαρτάται από τα  $h$  και  $b$ , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

Για τις γέφυρες που ενώνουν τα κτίρια, το ύψος αναφοράς ισούται με την απόστασή τους από το έδαφος, η οποία ισούται με 8 m, όση δηλαδή και η απόσταση της πλάκας του δευτέρου ορόφου από το έδαφος. Άρα για την γυάλινη κατασκευή ύψους 3 m που περιβάλλει την κάθε γέφυρα θα ισχύει:

$$z_e = 8 + 3 = 11 \text{ m.}$$

### Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου ως συνάρτηση του ύψους  $z$  υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (2-6):

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2-6)$$

όπου:

$c_r(z)$ : ο συντελεστής τραχύτητας εδάφους, ο οποίος προσδιορίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (2-7)

$c_0(z)$ : ο συντελεστής αναγλύφου του εδάφους ο οποίος προσδιορίζεται σύμφωνα με το Σχ. 2-8.

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r \cdot z_{\min}, & \text{για } z < z_{\min} \end{cases} \quad (2-7)$$

όπου:

$z_0$ : το μήκος τραχύτητας

$k_r$ : συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας  $z_0$

$z_{\min}$ : το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον

$z_{\max}$ : λαμβάνεται ίσο με 200m

ο συντελεστής εδάφους  $k_r$  υπολογίζεται με την σειρά του από την εξίσωση (2-8):

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (2-8)$$

όπου  $z_{0,II}$ : μήκος τραχύτητας για έδαφος κατηγορίας II (=0.05 m)

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{\min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και κυρίως οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1.0	10

Πίνακας 2-5: Οι τιμές των συντελεστών  $z_0$  και  $z_{\min}$  για διάφορες κατηγορίες εδάφους

Το έδαφος στο οποίο εδράζεται η κατασκευή της εργασίας κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους IV, σύμφωνα και με την αρχική θεώρηση που είχε γίνει, οπότε και ισχύουν:  $z_0 = 1.0 \text{ m}$ ,  $z_{\min} = 10 \text{ m}$ .

Άρα καθώς τόσο για τα κτίρια όσο και για τις γέφυρες ισχύει  $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ , έχουμε σύμφωνα με την (2-7):

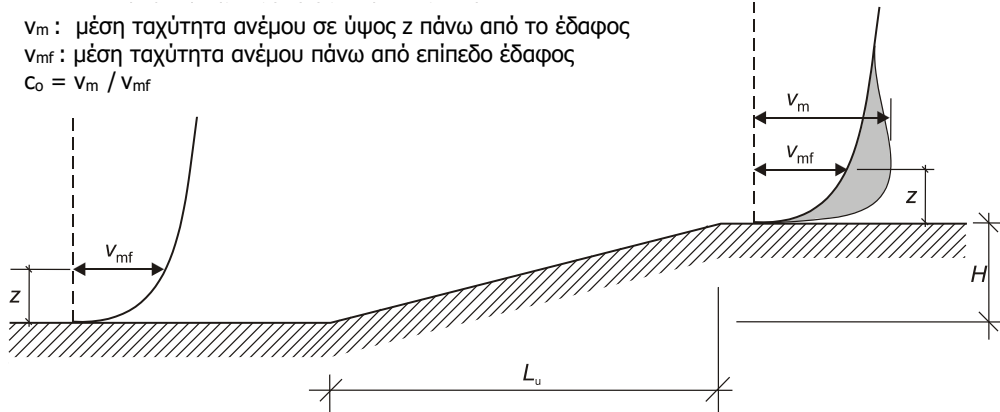
Κτίρια A&Γ:  $c_r(z_e) = 0.58$ ,

Κτίριο Β:  $c_r(z_e) = 0.58$ ,

Γέφυρες:  $c_r(z_e) = 0.56$ .

όπου  $k_r = 0.234$

Όπου το ανάγλυφο του εδάφους (π.χ. λόφοι, γκρεμοί κλπ.) αυξάνει τις ταχύτητες του ανέμου περισσότερο από 5%, οι επιδράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη χρησιμοποιώντας το συντελεστή ανάγλυφου του εδάφους  $c_0$ . Ένα ενδεικτικό παράδειγμα φαίνεται στο Σχ. 2-6.



Σχ. 2-8: Απεικόνιση της αύξησης των ταχυτήτων του ανέμου λόγω ανάγλυφου του εδάφους

Στην παρούσα μελέτη δεν υπάρχει τέτοιου είδους ανάγλυφο, οπότε η προσήνεμη κλίση είναι μικρότερη του 5% και ο συντελεστής  $c_0$  παίρνει την τιμή της μονάδας.

$c_0 = 1$	για	$\Phi < 0,05$
$c_0 = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi$	για	$0,05 < \Phi < 0,3$
$c_0 = 1 + 0,6 \cdot s$	για	$\Phi > 0,3$

Πίνακας 2-6: Ο συντελεστής αναγλύφου για διάφορες τιμές της προσήνεμης κλίσης  $\Phi$

όπου:

$s$ : ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης

$\Phi$ : η προσήνεμη κλίση  $H/L_u$  στη διεύθυνση του ανέμου

$L_u$ : το πραγματικό μήκος της προσήνεμης πλαγιάς στη διεύθυνση του ανέμου

$H$ : το ενεργό ύψος

Τελικά, η μέση ταχύτητα ανέμου η οποία δίνεται από την εξίσωση (2-4) ισούται με:

Κτίρια A&Γ:  $v_m(z_e) = 15.66 \text{ m/s}$ ,

Κτίριο Β:  $v_m(z_e) = 15.66 \text{ m/s}$ ,

Γέφυρες:  $v_m(z_e) = 15.12 \text{ m/s}$ .

*Στροβιλισμός ανέμου*

Η ένταση του στροβιλισμού ανέμου προσδιορίζεται από την εξίσωση (2-9):

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2-9)$$

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

όπου:

$\sigma_v$ : τυπική απόκλιση του στροβιλισμού

$k_1$ : ο συντελεστής στροβιλισμού ο οποίος ισούται με 1.0

$c_o$ : ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους ο οποίος ισούται με 1.0

$z_o$ : το μήκος τραχύτητας, που δίνεται στον Πίνακα Πίνακας 2-5

Καθώς για όλες τις κατασκευές ισχύει  $z_e > z_{\min} = 10 \text{ m}$  θα ισχύουν:

*Κτίρια Α&Γ*:  $I_v(z_e) = 0.40$ ,

*Κτίριο Β*:  $I_v(z_e) = 0.40$ ,

*Γέφυρες*:  $I_v(z_e) = 0.42$ .

*Πίεση ταχύτητας αιχμής*

Η πίεση ταχύτητας αιχμής προσδιορίζεται από την εξίσωση :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2-10)$$

όπου:

$\rho$ : η πυκνότητα του αέρα η οποία σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα είναι ίση με  $1.25 \text{ kg/m}^3$

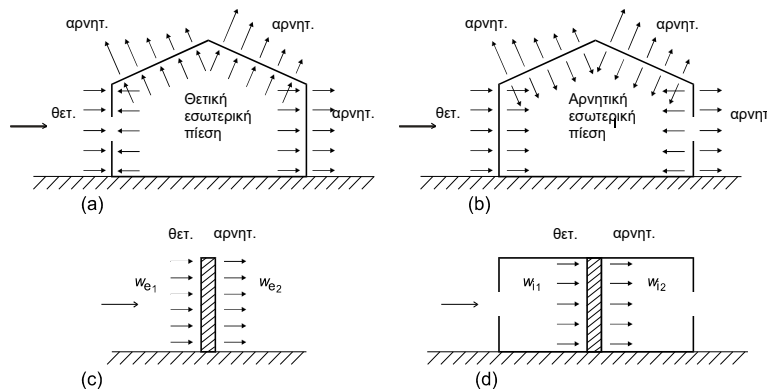
Οι πιέσεις ταχύτητας αιχμής ισούνται με:

*Κτίρια Α&Γ*:  $q_p(z_e) = 0.58 \text{ kPa}$ ,

*Κτίριο Β*:  $q_p(z_e) = 0.58 \text{ kPa}$ ,

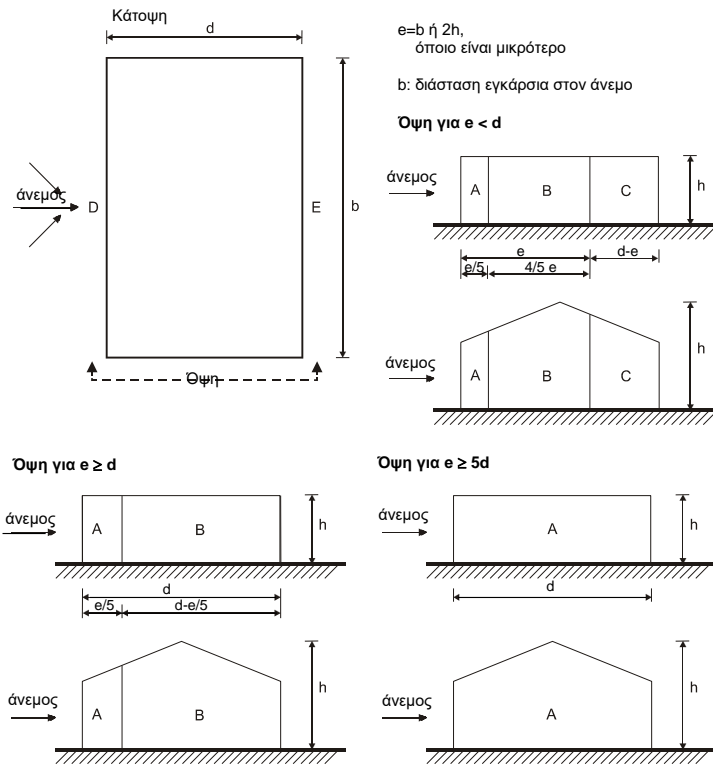
*Γέφυρες*:  $q_p(z_e) = 0.56 \text{ kPa}$ .

Η τελική πίεση ανέμου που παραλαμβάνει κάθε στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειές του. Οι πιέσεις αυτές χωρίζονται σε θετικές (κατευθυνόμενες προς την επιφάνεια), και αρνητικές (αναρρόφησης ή απομακρυνόμενες από την επιφάνεια, όπως φαίνεται και στο Σχ. 2-9.

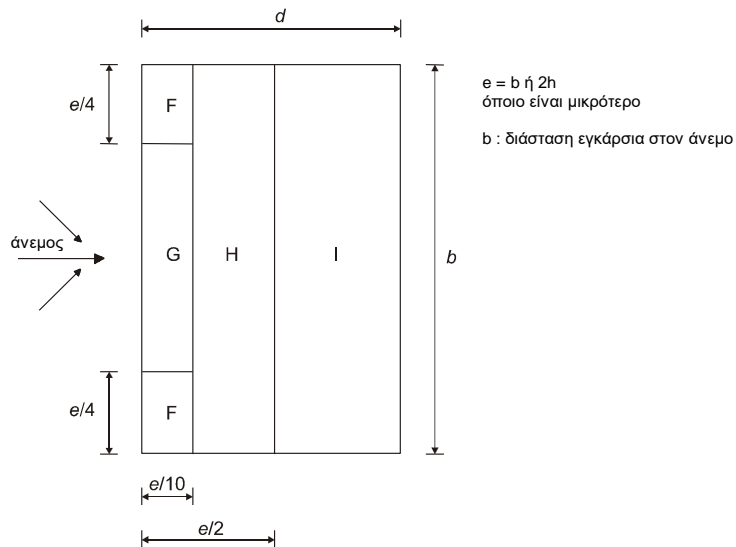
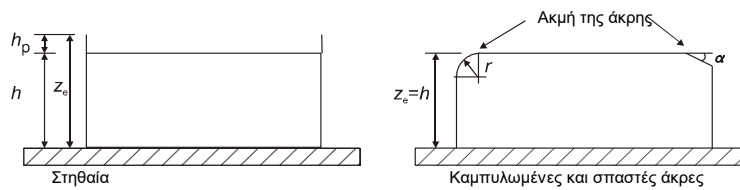


Σχ. 2-9: Οι θετικές και αρνητικές πιέσεις ανέμου για τις διάφορες διευθύνσεις του

Οι συνολικές πιέσεις ανέμου επί της κατασκευής θα υπολογιστούν για διεύθυνση ανέμου με  $\theta = 0^\circ$  και με  $\theta = 90^\circ$ . Προυπόθεση για αυτόν τον υπολογισμό είναι ο διαχωρισμός των επιφανειών των κατασκευών σε διάφορες ζώνες, τόσο για κατακόρυφους τοίχους (Σχ. 2-10), όσο και για οριζόντιες στέγες (Σχ. 2-11).



Σχ. 2-10: Υπόμνημα υπολογισμών για κατακόρυφους τοίχους



Σχ. 2-11: Υπόμνημα υπολογισμών για οριζόντιες στέγες



Για τον υπολογισμό των συνολικών πιέσεων ανέμου απαιτούνται ακόμη οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$ . Οι συντελεστές αυτοί εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$  κάθε ζώνης. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες  $A$  του  $1 \text{ m}^2$  και  $10 \text{ m}^2$  σε πίνακες, ενώ για ενδιάμεσες τιμές υπολογίζονται με συγκεκριμένη εξίσωση, όπως φαίνεται στο Σχ. 2-12.

Εμβαδόν	$c_{pe}$
$A \leq 1 \text{ m}^2$	$c_{pe,1}$
$1 \text{ m}^2 < A \leq 10 \text{ m}^2$	$c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$
$A \geq 10 \text{ m}^2$	$c_{pe,10}$

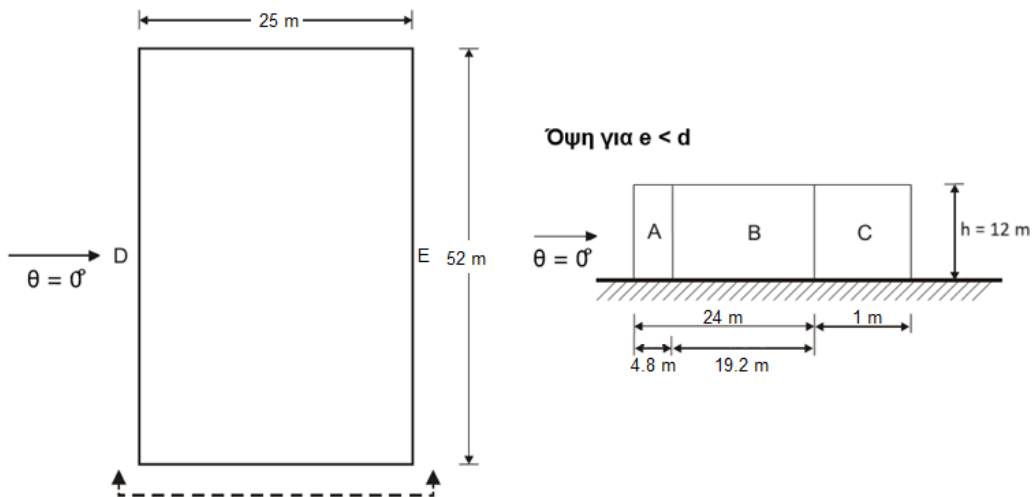
Σχ. 2-12: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης

Κτίρια A&Γ ( $\theta = 0^\circ$ )

Για τους κατακόρυφους τοίχους ισχύει:

$$e = \min(b; 2h) = \min(52; 24) = 24 \text{ m} < d = 25 \text{ m} \quad (2-11)$$

Άρα θα δημιουργηθούν 3 ζώνες A,B και C με διαστάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-13.



Σχ. 2-13: Χωρισμός των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$

Για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_A = 4.8 \cdot 12 = 57.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_B = 19.2 \cdot 12 = 230.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_C = 1 \cdot 12 = 12 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_D = 52 \cdot 12 = 300 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_E = 52 \cdot 12 = 300 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

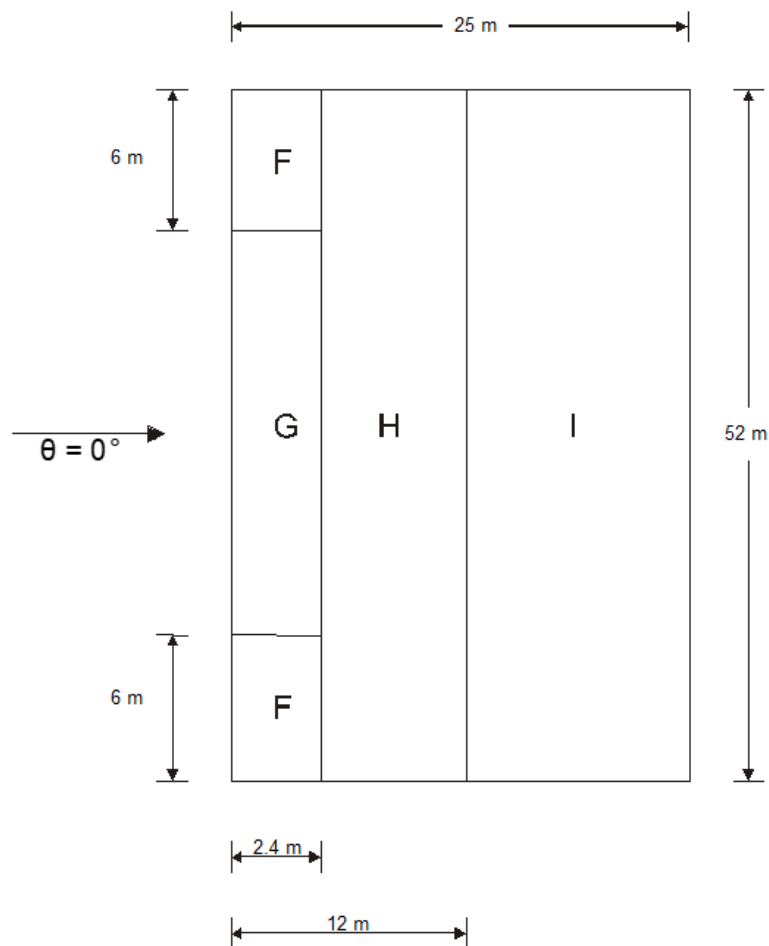
Προκύπτει άρα ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

Για  $h/d = 0.48$ :

$h/d$ \ ZΩΝΗ	A	B	C	D	E
5	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.7
1	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5
$\leq 0.25$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3
0.48	-1.2	-0.8	-0.5	+0.73	-0.36

Πίνακας 2-7: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης του υπήνεμου τοίχου σε κάθε ζώνη

Για την στέγη ισχύει πάλι η εξίσωση (2-11), οπότε και χωρίζεται σε 4 ζώνες, F, G, H και I με διαστάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-14.



Σχ. 2-14: Χωρισμός των επιφανειών της στέγης σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$

$c_{pe}$ \ ZΩΝΗ	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$c_{pe}$	-2.5	-2.0	-1.2	$\pm 0.2$

Πίνακας 2-8: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κάθε ζώνη

Επιλέγεται στέγη με αιχμηρά άκρα, οπότε για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_F = 6 \cdot 2.4 = 14.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_G = 40 \cdot 2.4 = 96 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_H = 9.6 \cdot 52 = 499.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_I = 13 \cdot 52 = 676 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Προκύπτει άρα ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.73	-0.36	-1.8	-1.2	-0.7	±0.2

Πίνακας 2-9: Τελικές τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη των τοίχων και της στέγης

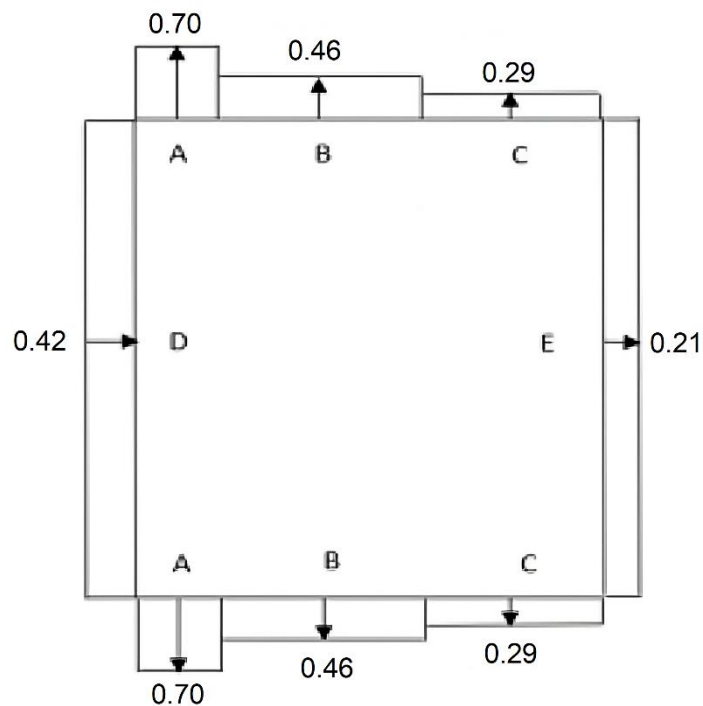
### Εξωτερική πίεση

Η εξωτερική πίεση που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου δίνεται από την εξίσωση (2-12):

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2-12)$$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.73	-0.36
$w_e$	-0.70	-0.46	-0.29	+0.42	-0.21

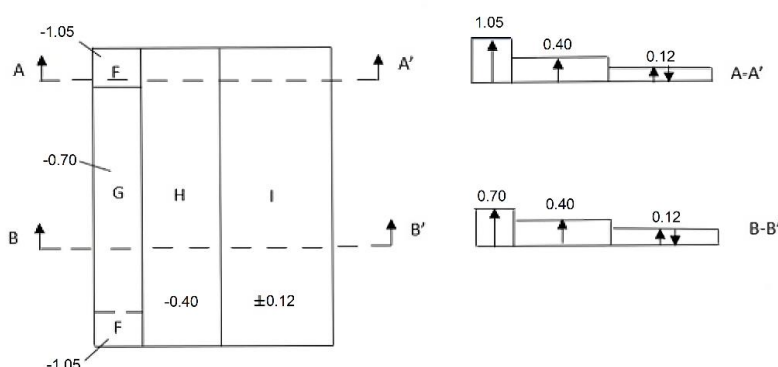
Πίνακας 2-10: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-15: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
$q_p(z_e)$	0.58			
$c_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$w_e$	-1.05	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$

Πίνακας 2-11: Η εξωτερική πίεση για κάθε ζώνη της στέγης



Σχ. 2-16: Εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη ανά ζώνη

### Εσωτερική πίεση

Η εσωτερική πίεση που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου δίνεται από την εξίσωση (2-13):

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2-13)$$

Καθώς ο ακριβής υπολογισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων, και άρα των συντελεστών εσωτερικών πιέσεων, ή αλλιώς υποπιέσεων,  $c_{pi}$  δεν είναι εύκολος, λαμβάνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η δυσμενέστερη κατάσταση. Οι δυσμενέστερες αυτές τιμές είναι  $+0.20$ , η οποία αντιστοιχεί σε θετική υποπίεση και  $-0.30$ , η οποία αντιστοιχεί σε αρνητική υποπίεση. Επιπλέον, όποια τιμή επιλεγεί ανάλογα την περίπτωση, θα εφαρμοστεί ταυτόχρονα και στους τοίχους και στην στέγη, μιας και όλες οι επιφάνειες δέχονται την ίδια υποπίεση. Προκύπτουν άρα δύο περιπτώσεις υποπίεσης για κάθε διεύθυνση εξωτερικής πίεσης ανέμου.

### Συνολικές πιέσεις $w_{tot}$

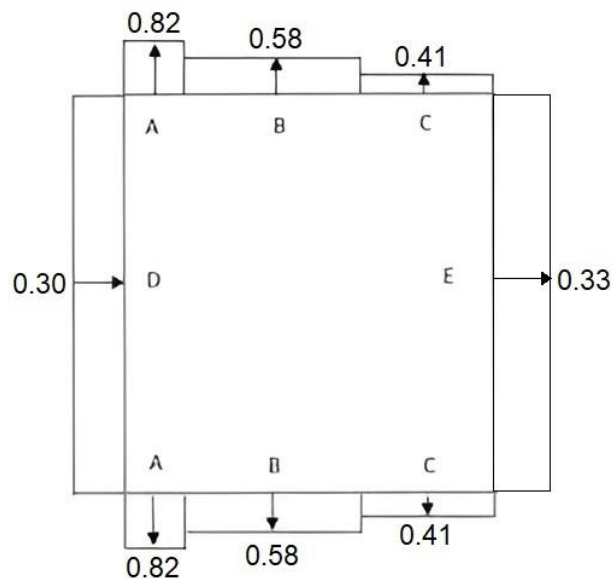
Οι συνολικές πιέσεις υπολογίζονται από την εξίσωση (2-14):

$$w_{tot} = w_e - w_i \quad (2-14)$$

Για την εύρεση των συνολικών πιέσεων  $w_{tot}$  που ασκείται σε κάθε επιφάνεια απαιτείται επίσης ο υπολογισμός του συνδυασμένου δυναμικού συντελεστή  $c_{scd}$ . Για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m η τιμή του  $c_{scd}$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω προκύπτουν οι ακόλουθοι πίνακες:

Για  $c_{pi} = +0.20$ :

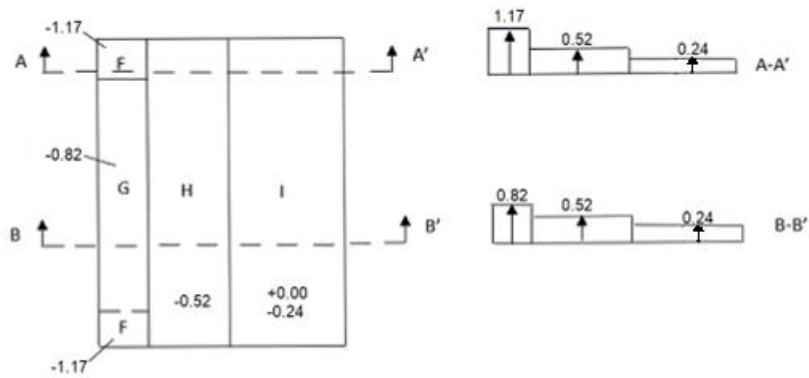
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.73	-0.36
$w_e$	-0.70	-0.46	-0.29	+0.42	-0.21
$c_{pi}$	+0.20				
$w_i$	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12
$w_{tot}$	-0.82	-0.58	-0.41	+0.30	-0.33

Πίνακας 2-12: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-17: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$w_e$	-1.05	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$c_{pi}$	+0.20				
$w_i$	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12	
$w_{tot}$	-1.17	-0.82	-0.52	0	-0.24

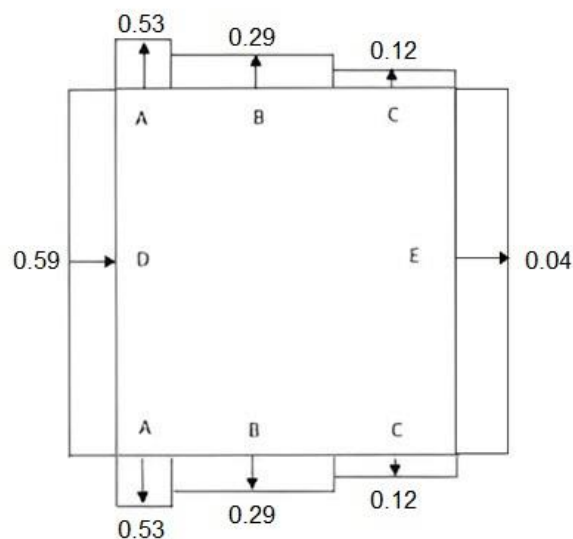
Πίνακας 2-13: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $c_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-18: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

Για  $c_{pi} = -0.30$ :

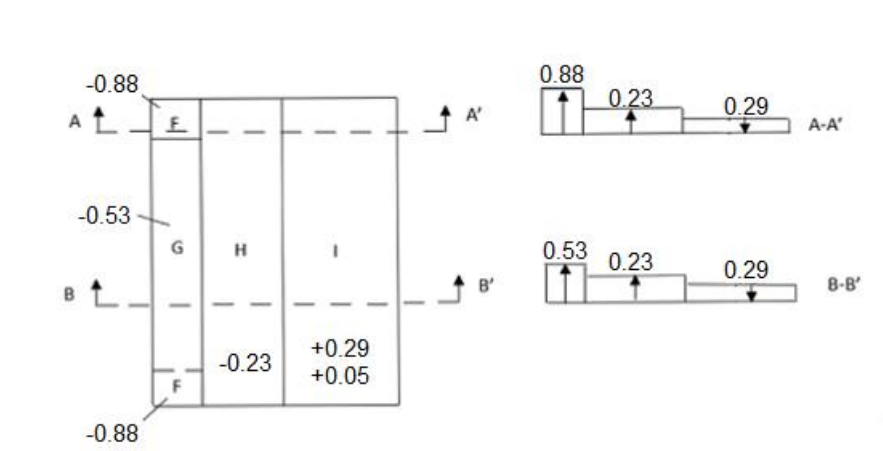
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.73	-0.36
$w_e$	-0.70	-0.46	-0.29	+0.42	-0.21
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17
$w_{tot}$	-0.53	-0.29	-0.12	0.59	-0.04

Πίνακας 2-14: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-19: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$w_e$	-1.05	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17	
$w_{tot}$	-0.88	-0.53	-0.23	0.29	0.05

Πίνακας 2-15: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-20: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

### Συνολική Δύναμη για $c_{pi} = +0.20$

Οι εξωτερικές δυνάμεις υπολογίζονται από την εξίσωση (2-15):

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{surfaces}} w_e \cdot A_{\text{ref}} \quad (2-15)$$

Οι εσωτερικές δυνάμεις υπολογίζονται από την εξίσωση :

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i \cdot A_{\text{ref}} \quad (2-16)$$

Εφόσον προηγουμένως ο δυναμικός συντελεστής  $c_s c_d$  ορίστηκε ίσως με 1.0, η συνισταμένη δύναμη κάθε επιφάνειας είναι ίση με:

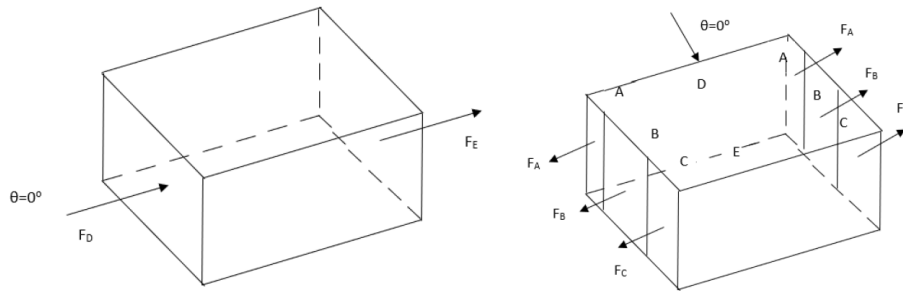
$$F_{\text{tot}} = F_{w,e} - F_{w,i} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{surfaces}} w_e \cdot A_{\text{ref}} - \sum_{\text{surfaces}} w_i \cdot A_{\text{ref}} = \sum_{\text{surfaces}} w \cdot A_{\text{ref}} \quad (2-17)$$

όπου:

$A_{\text{ref}}$ : τα εμβαδά των επιφανειών  $E$  που υπολογίστηκαν προηγουμένως

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.82	-0.58	-0.41	+0.30	-0.33
A [m <sup>2</sup> ]	57.6	230.4	12	300	300
F [kN]	-47.23	-133.63	-4.92	90	-99

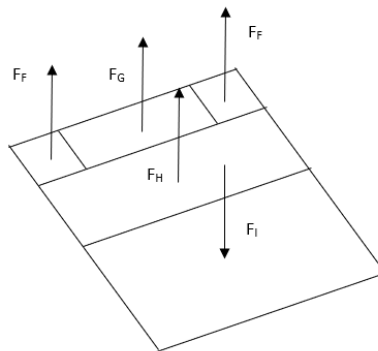
Πίνακας 2-16: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες των τοίχων



Σχ. 2-21: Σχηματική απεικόνιση των δυνάμεων ανέμου σε κάθε ζώνη των τοίχων για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$w_{tot}$	-1.17	-0.82	-0.52	0	-0.24
A [m <sup>2</sup> ]	14.4	96	499.2	676	
F [kN]	-16.85	-78.72	-259.58	0.00	-162.24

Πίνακας 2-17: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες της στέγης



Σχ. 2-22: Σχηματική απεικόνιση των δυνάμεων ανέμου σε κάθε ζώνη της στέγης για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$

Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 90 + 99 = 189 \text{ kN} \quad (2-18)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-19)$$



Συνολική Δύναμη για  $c_{pi} = -0.30$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.53	-0.29	-0.12	0.59	-0.04
A [m <sup>2</sup> ]	57.6	230.4	12	300	300
F [kN]	-30.528	-66.816	-1.44	177	-12

Πίνακας 2-18: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες των τοίχων

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$w_{tot}$	-0.88	-0.53	-0.23	0.29	0.05
A [m <sup>2</sup> ]	14.4	96	499.2	676	
F [kN]	-12.672	-50.88	-114.816	196.04	33.8

Πίνακας 2-19: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες της στέγης  
Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 177 + 12 = 189 \text{ kN} \quad (2-20)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

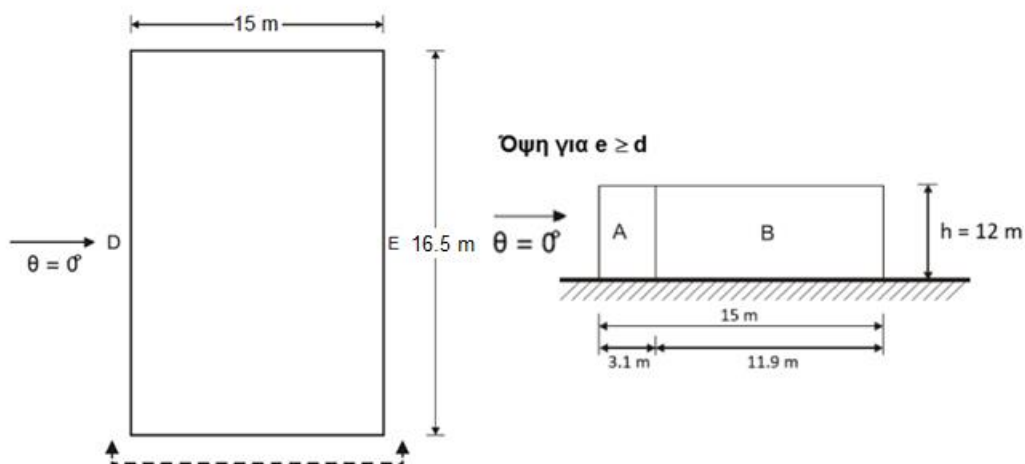
$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-21)$$

### Κτίριο B ( $\theta = 0^\circ$ )

Για τους κατακόρυφους τοίχους ισχύει:

$$e = \min(b; 2h) = \min(16.5; 24) = 16.5 \text{ m} > d = 15 \text{ m} \quad (2-22)$$

Άρα θα δημιουργηθούν 2 ζώνες A και B με διαστάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-23.



Σχ. 2-23: Χωρισμός των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$

Για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_A = 3.1 \cdot 12 = 37.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_B = 11.9 \cdot 12 = 142.8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_C = -$$

$$E_D = 16.5 \cdot 12 = 198 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_E = 16.5 \cdot 12 = 198 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

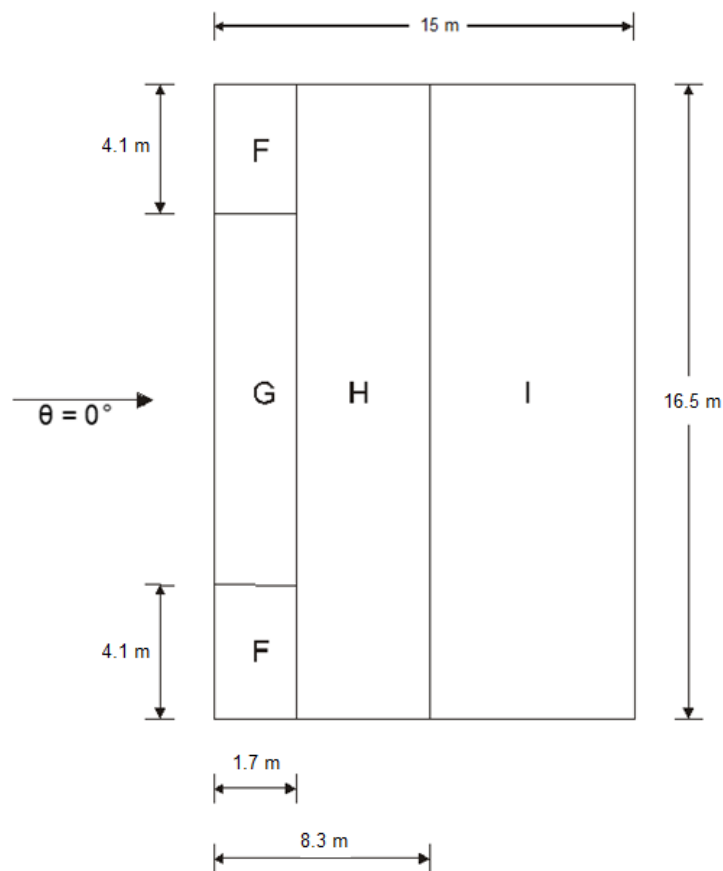
Προκύπτει άρα ότι  $C_{pe} = C_{pe,10}$ .

Για  $h/d = 0.8$ :

h/d \ ZΩNH	A	B	C	D	E
5	-1.2	-0.8	-	+0.8	-0.7
1	-1.2	-0.8	-	+0.8	-0.5
≤ 0.25	-1.2	-0.8	-	+0.7	-0.3
0.8	-1.2	-0.8	-	+0.77	-0.45

Πίνακας 2-20: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης του υπήνεμου τοίχου σε κάθε ζώνη

Για την στέγη ισχύει πάλι η εξίσωση (2-11), οπότε και χωρίζεται σε 4 ζώνες, F, G, H και I με διαστάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-24.



Σχ. 2-24: Χωρισμός των επιφανειών της στέγης σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$

$c_{pe}$ \ ZΩNH	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$c_{pe}$	-2.5	-2.0	-1.2	$\pm 0.2$

Πίνακας 2-21: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κάθε ζώνη

Επιλέγεται στέγη με αιχμηρά άκρα, οπότε για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_F = 4.1 \cdot 1.7 = 6.97 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$E_G = 8.3 \cdot 1.7 = 14.11 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_H = 6.6 \cdot 16.5 = 108.9 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_I = 6.7 \cdot 16.5 = 110.55 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Προκύπτει άρα ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$  για όλες τις ζώνες εκτός της F.

ZΩNH	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-	+0.77	-0.45	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$

Πίνακας 2-22: Τελικές τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη των τοίχων και της στέγης

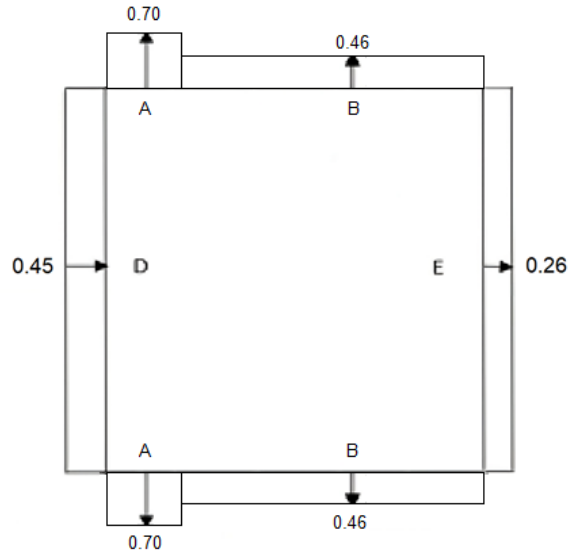
#### Εξωτερική πίεση

Η εξωτερική πίεση που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου δίνεται από την εξίσωση (2-23):

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2-23)$$

ZΩNH	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-	+0.77	-0.45
$w_e$	-0.70	-0.46	-	+0.45	-0.26

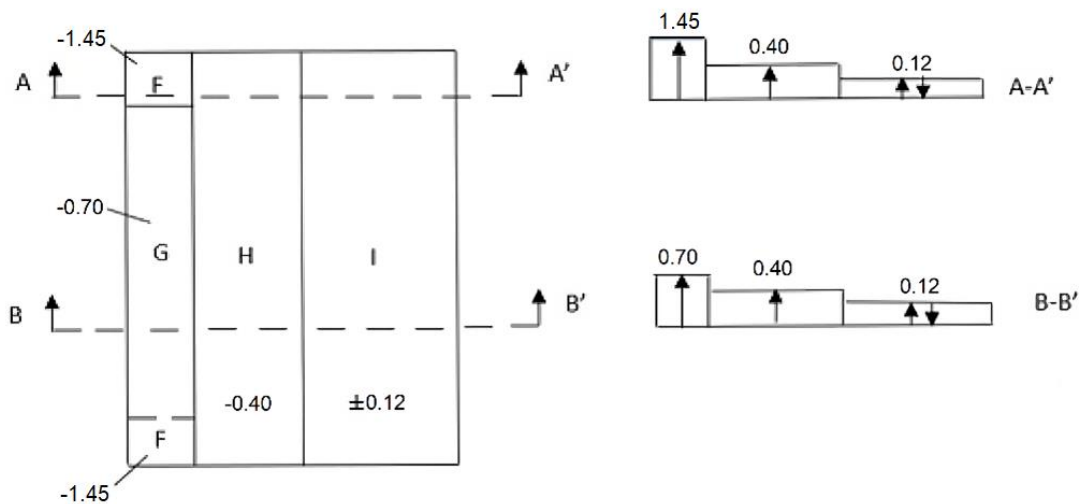
Πίνακας 2-23: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-25: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
$q_p(z_e)$	0.58			
$C_{pe}$	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$w_e$	-1.45	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$

Πίνακας 2-24: Η εξωτερική πίεση για κάθε ζώνη της στέγης



Σχ. 2-26: Εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη ανά ζώνη

*Συνολικές πιέσεις  $w_{tot}$*

Οι συνολικές πιέσεις υπολογίζονται από την εξίσωση (2-24):

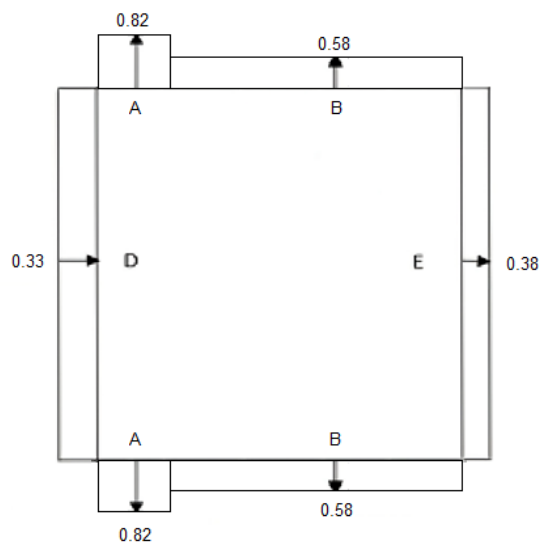
$$w_{tot} = w_e - w_i$$

(2-24)

Για  $c_{pi} = +0.20$ :

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-	+0.77	-0.45
$w_e$	-0.70	-0.46	-	+0.45	-0.26
$c_{pi}$	+0.20				
$w_i$	+0.12	+0.12	-	+0.12	+0.12
$w_{tot}$	-0.82	-0.58	-	0.33	-0.38

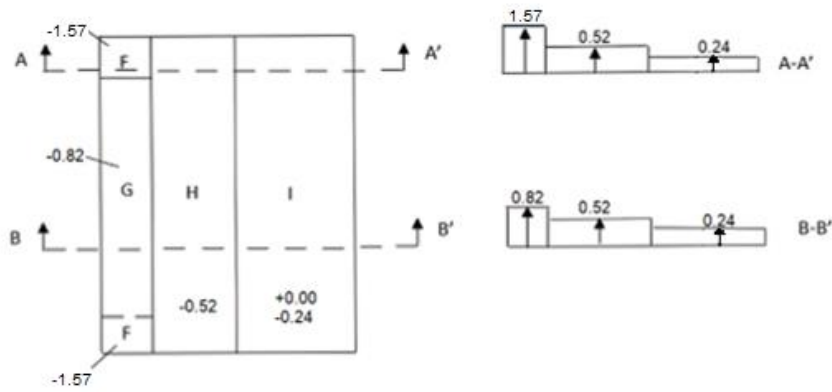
Πίνακας 2-25: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-27: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$w_e$	-1.45	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$c_{pi}$	+0.20				
$w_i$	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12	
$w_{tot}$	-1.57	-0.82	-0.52	0	-0.24

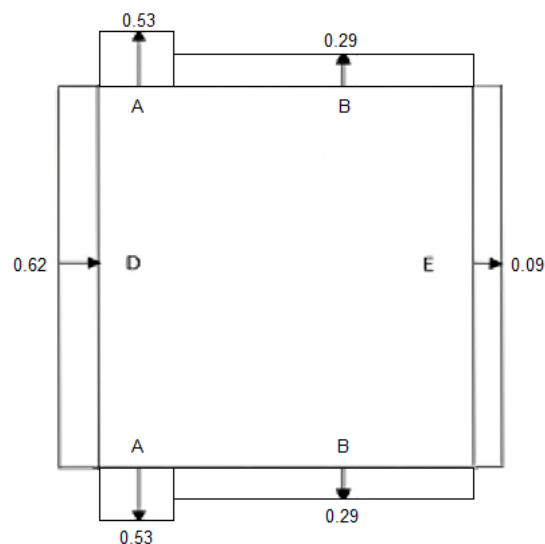
Πίνακας 2-26: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $c_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-28: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

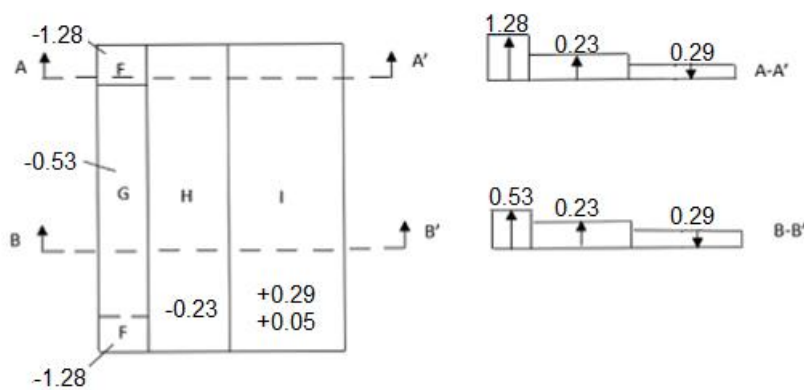
Για  $c_{pi} = -0.30$ :

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-	+0.77	-0.45
$w_e$	-0.70	-0.46	-	+0.45	-0.26
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-	-0.17	-0.17
$w_{tot}$	-0.53	-0.29	-	0.62	-0.09

Πίνακας 2-27: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-29: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$w_e$	-1.45	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17	
$w_{tot}$	-1.28	-0.53	-0.23	0.29	0.05

Πίνακας 2-28: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-30: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

Συνολική Δύναμη για  $c_{pi} = +0.20$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.82	-0.58	-	0.33	-0.38
A [m <sup>2</sup> ]	37.2	142.8	-	198	198
F [kN]	-30.50	-82.82	-	65.34	-75.24

Πίνακας 2-29: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες των τοίχων

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$w_{tot}$	-1.57	-0.82	-0.52	0	-0.24
A [m <sup>2</sup> ]	6.97	14.11	108.9	110.55	
F [kN]	-10.94	-11.57	-56.63	0.00	-26.53

Πίνακας 2-30: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες της στέγης

Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 65.34 + 75.24 = 140.58 \text{ kN} \quad (2-25)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-26)$$

*Συνολική Δύναμη για  $c_{pi} = -0.30$*

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.53	-0.29	-	0.62	-0.09
A [m <sup>2</sup> ]	37.2	142.8	-	198	198
F [kN]	-19.72	-41.41	-	122.76	-17.82

Πίνακας 2-31: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες των τοίχων

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$w_{tot}$	-1.28	-0.53	-0.23	0.29	0.05
A [m <sup>2</sup> ]	6.97	14.11	108.9	110.55	
F [kN]	-8.92	-7.48	-25.05	32.06	5.53

Πίνακας 2-32: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες της στέγης

Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 122.76 + 17.82 = 140.58 \text{ kN} \quad (2-27)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-28)$$

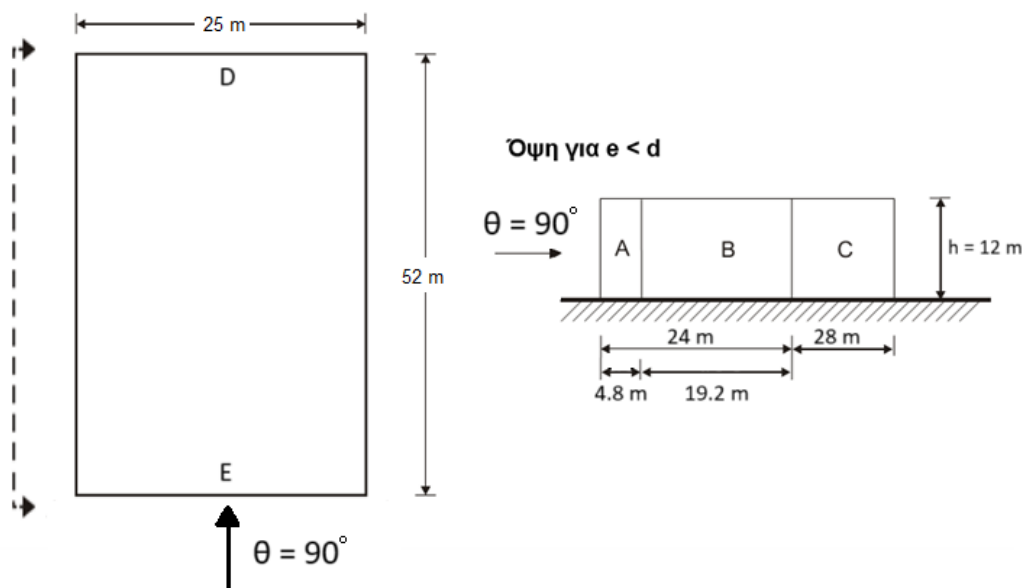
*Κτίρια A&Γ ( $\theta = 90^\circ$ )*

Για τους κατακόρυφους τοίχους ισχύει:

$$e = \min (b ; 2h) = \min (25 ; 24) = 24 \text{ m} < d = 52 \text{ m} \quad (2-29)$$

Άρα θα δημιουργηθούν 3 ζώνες A,B και C με διαστάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-31.





Σχ. 2-31: Χωρισμός των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$

Για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_A = 4.8 \cdot 12 = 57.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_B = 19.2 \cdot 12 = 230.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_C = 28 \cdot 12 = 336 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_D = 25 \cdot 12 = 300 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_E = 25 \cdot 12 = 300 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

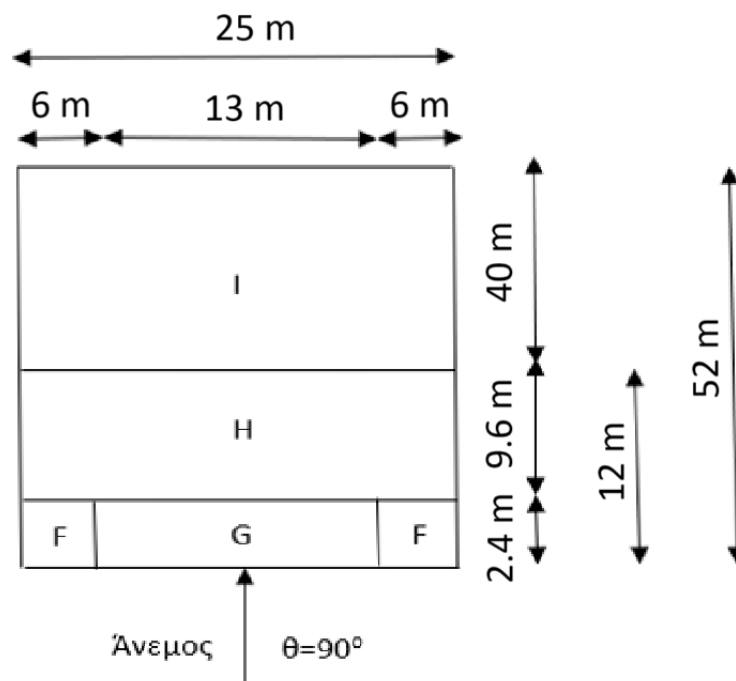
Προκύπτει άρα ότι  $C_{pe} = C_{pe,10}$ .

Για  $h/d = 0.23$ :

$h/d$ \ ZΩNH	A	B	C	D	E
5	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.7
1	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5
$\leq 0.25$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3
0.23	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3

Πίνακας 2-33: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης του υπήνεμου τοίχου σε κάθε ζώνη

Για την στέγη ισχύει πάλι η εξίσωση (2-11), οπότε και χωρίζεται σε 4 ζώνες, F, G, H και I με διαστάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-32.



Σχ. 2-32: Χωρισμός των επιφανειών της στέγης σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$

$c_{pe}$ \ ΖΩΝΗ	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$c_{pe}$	-2.5	-2.0	-1.2	$\pm 0.2$

Πίνακας 2-34: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κάθε ζώνη

Επιλέγεται στέγη με αιχμηρά άκρα, οπότε για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_F = 6 \cdot 2.4 = 14.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_G = 13 \cdot 2.4 = 31.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_H = 9.6 \cdot 25 = 240 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_I = 40 \cdot 25 = 676 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Προκύπτει άρα ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$

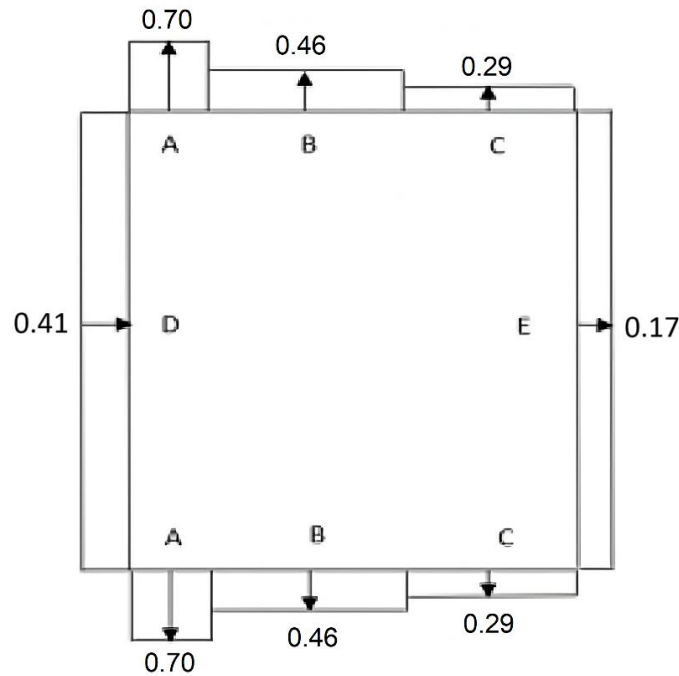
Πίνακας 2-35: Τελικές τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη των τοίχων και της στέγης

*Εξωτερική πίεση*

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				

$C_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3
$W_e$	-0.70	-0.46	-0.29	0.41	-0.17

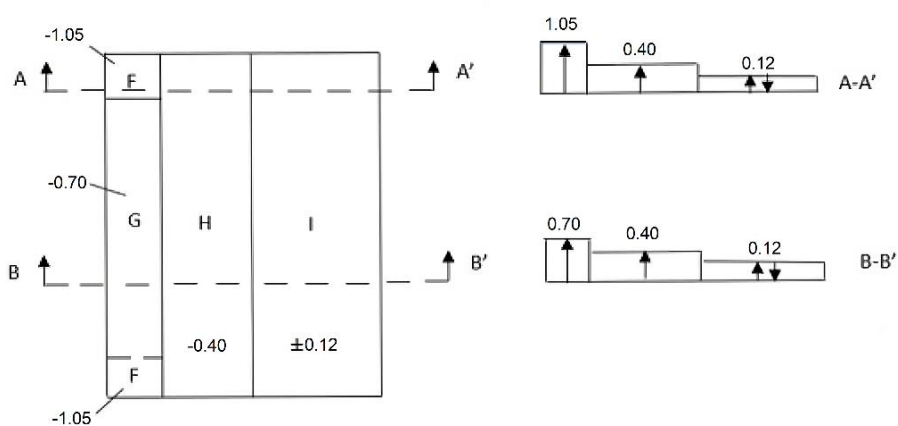
Πίνακας 2-36: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-33: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
$q_p(z_e)$	0.58			
$C_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$W_e$	-1.05	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$

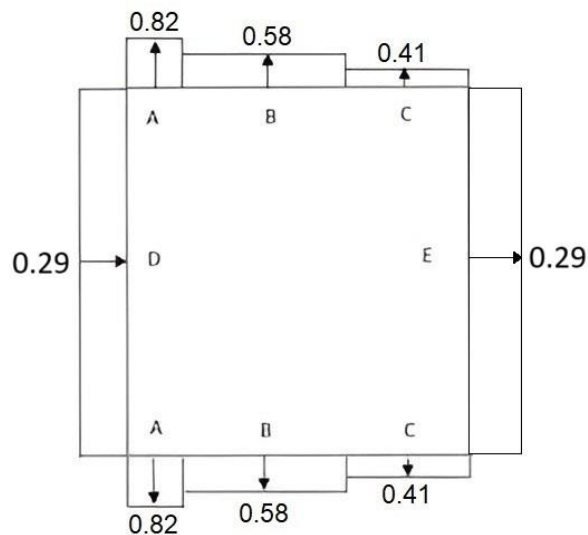
Πίνακας 2-37: Η εξωτερική πίεση για κάθε ζώνη της στέγης



Σχ. 2-34: Εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη ανά ζώνη

ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ  $W_{tot}$ Για  $c_{pi} = +0.20$ :

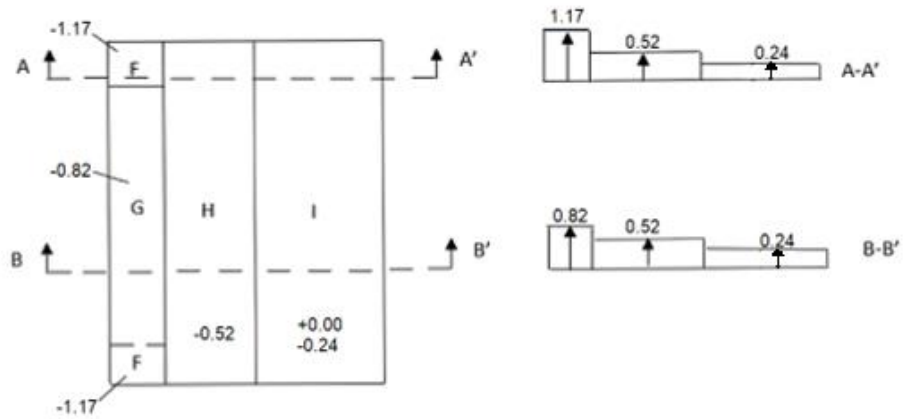
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$C_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3
$W_e$	-0.70	-0.46	-0.29	0.41	-0.17
$C_{pi}$	+0.20				
$W_i$	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12
$W_{tot}$	-0.82	-0.58	-0.41	0.29	-0.29

Πίνακας 2-38: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-35: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$C_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$W_e$	-1.05	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$C_{pi}$	+0.20				
$W_i$	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12	
$W_{tot}$	-1.17	-0.82	-0.52	0	-0.24

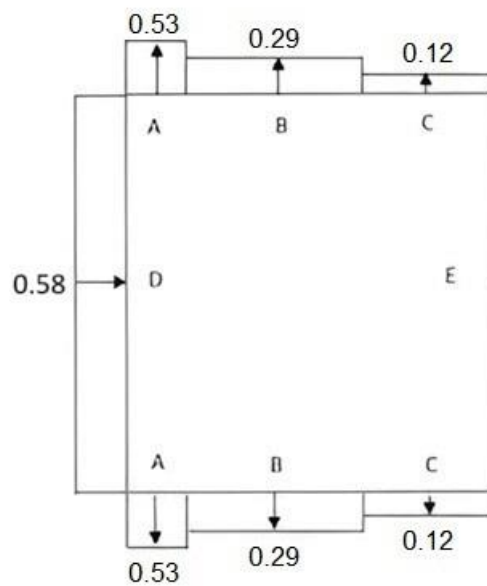
Πίνακας 2-39: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $c_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-36: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

Για  $c_{pi} = -0.30$ :

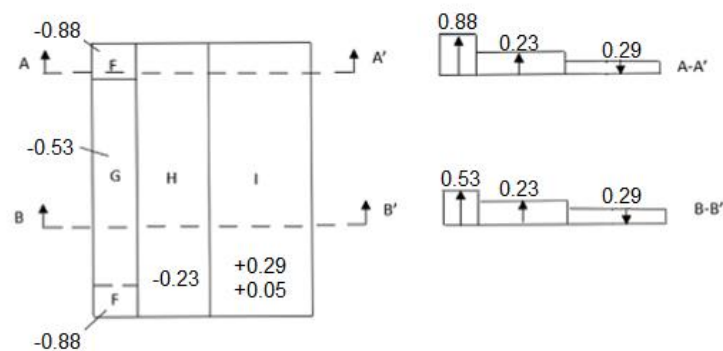
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3
$w_e$	-0.70	-0.46	-0.29	0.41	-0.17
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17
$w_{tot}$	-0.53	-0.29	-0.12	0.58	0

Πίνακας 2-40: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-37: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$w_e$	-1.05	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17	
$w_{tot}$	-0.88	-0.53	-0.23	0.29	0.05

Πίνακας 2-41: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-38: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

Συνολική Δύναμη για  $c_{pi} = +0.20$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.82	-0.58	-0.41	0.29	-0.29
A [m <sup>2</sup> ]	57.6	230.4	336	300	300
F [kN]	-47.23	-133.63	-137.76	87	-87

Πίνακας 2-42: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες των τοίχων

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$w_{tot}$	-1.17	-0.82	-0.52	0	-0.24
A [m <sup>2</sup> ]	14.4	31.2	240	676	
F [kN]	-16.848	-25.584	-124.8	0	-162.24

Πίνακας 2-43: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες της στέγης

Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 87 + 87 = 174 \text{ kN}$$

(2-30)

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-31)$$

Συνολική Δύναμη για  $c_{pi} = -0.30$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.53	-0.29	-0.12	0.58	0
A [m <sup>2</sup> ]	57.6	230.4	336	300	300
F [kN]	-30.53	-66.82	-40.32	174	0

Πίνακας 2-44: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες των τοίχων

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$w_{tot}$	-0.88	-0.53	-0.23	0.29	0.05
A [m <sup>2</sup> ]	14.4	31.2	240	676	
F [kN]	-12.67	-16.54	-55.2	196.04	33.8

Πίνακας 2-45: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες της στέγης

Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 174 + 0 = 174 \text{ kN} \quad (2-32)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

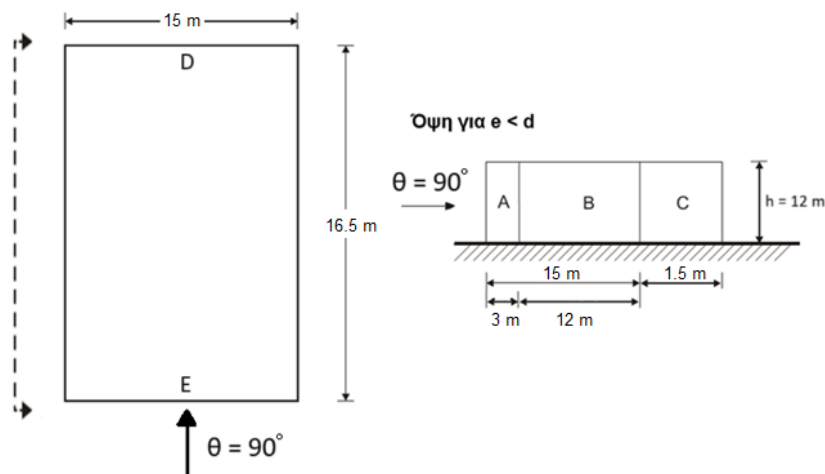
$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-33)$$

Κτίριο B ( $\theta = 90^\circ$ )

Για τους κατακόρυφους τοίχους ισχύει:

$$e = \min (b ; 2h) = \min (15 ; 24) = 15 \text{ m} < d = 16.5 \text{ m} \quad (2-34)$$

Άρα θα δημιουργηθούν 3 ζώνες A,B και C με διαστάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-39.



Σχ. 2-39: Χωρισμός των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$

Για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_A = 3 \cdot 12 = 36 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_B = 12 \cdot 12 = 144 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_C = 1.5 \cdot 12 = 18 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_D = 16.5 \cdot 12 = 180 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

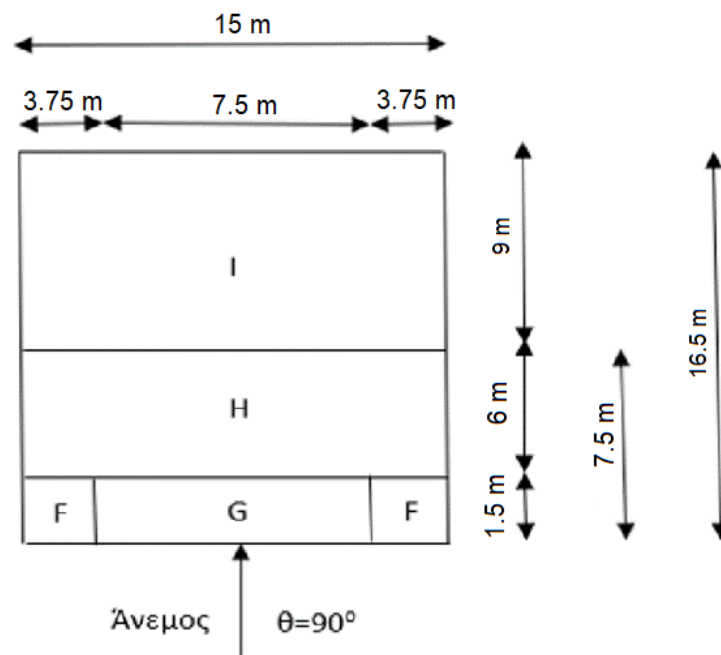
$$E_E = 15.6 \cdot 12 = 180 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Προκύπτει άρα ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$  για όλες τις ζώνες.

Για  $h/d = 0.73$ :

h/d \ ZΩNH	A	B	C	D	E
5	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.7
1	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5
$\leq 0.25$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3
0.73	-1.2	-0.8	-0.5	+0.77	-0.44

Πίνακας 2-46: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης του υπήνεμου τοίχου σε κάθε ζώνη



Σχ. 2-40: Χωρισμός των επιφανειών της στέγης σε ζώνες για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$

$c_{pe}$ \ ZΩNH	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$c_{pe}$	-2.5	-2.0	-1.2	$\pm 0.2$

Πίνακας 2-47: Τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κάθε ζώνη



Επιλέγεται στέγη με αιχμηρά άκρα, οπότε για τις επιφάνειες ισχύουν:

$$E_F = 3.75 \cdot 1.5 = 5.62 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$E_G = 7.5 \cdot 1.5 = 11.25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_H = 6 \cdot 15 = 90 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_I = 9 \cdot 15 = 135 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Προκύπτει άρα ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$  για όλες τις ζώνες εκτός της F.

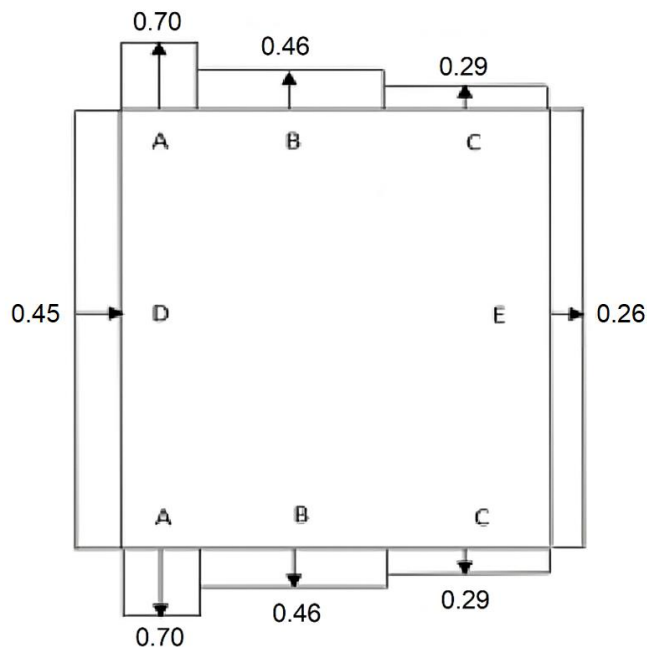
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.77	-0.44	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$

Πίνακας 2-48: Τελικές τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη των τοίχων και της στέγης

### Εξωτερική πίεση

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.77	-0.44
$w_e$	-0.70	-0.46	-0.29	0.45	-0.26

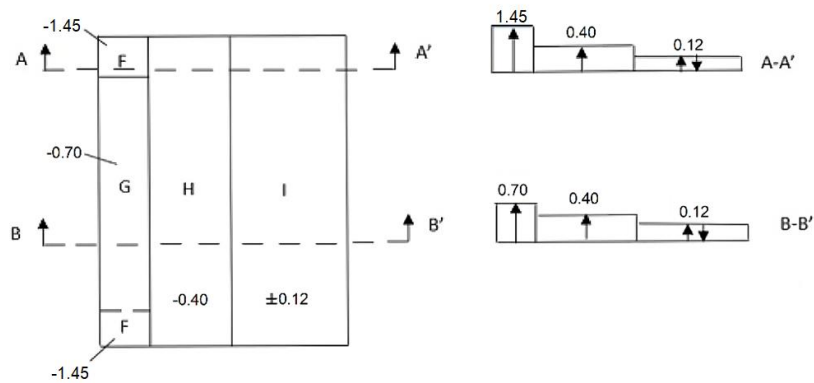
Πίνακας 2-49: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-41: Οι εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
$q_p(z_e)$	0.58			
$c_{pe}$	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$
$w_e$	-1.45	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$

Πίνακας 2-50: Η εξωτερική πίεση για κάθε ζώνη της στέγης

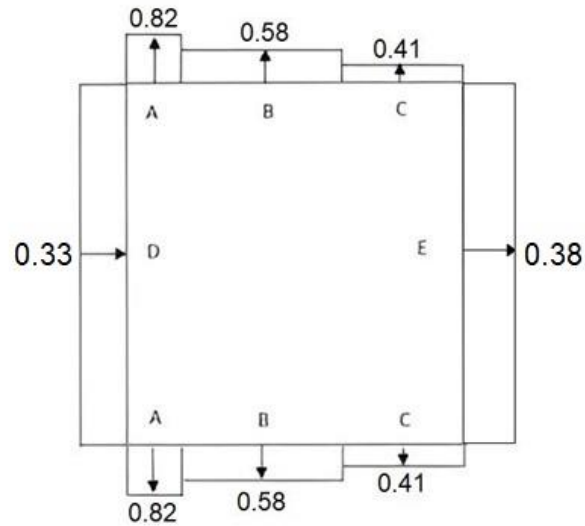


Σχ. 2-42: Εξωτερικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη ανά ζώνη

*ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ  $W_{tot}$* Για  $c_{pi} = +0.20$ :

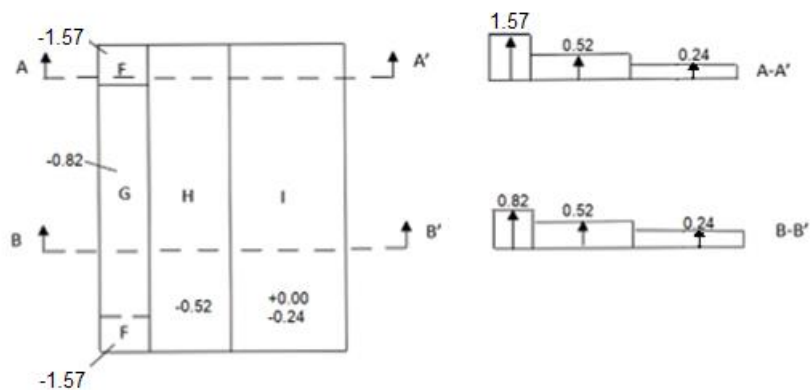
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.77	-0.44
$w_e$	-0.70	-0.46	-0.29	0.45	-0.26
$c_{pi}$	+0.20				
$w_i$	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12
$W_{tot}$	-0.82	-0.58	-0.41	0.33	-0.38

Πίνακας 2-51: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-43: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

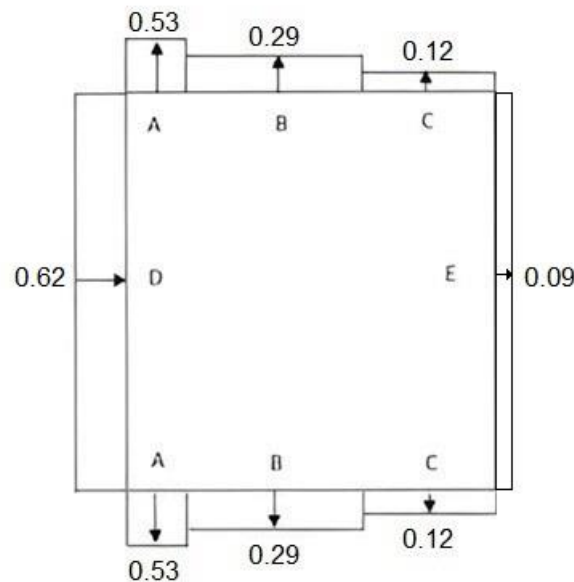
ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$C_{pe}$	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$W_e$	-1.45	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$C_{pi}$	+0.20				
$W_i$	+0.12	+0.12	+0.12	+0.12	
$W_{tot}$	-1.57	-0.82	-0.52	0	-0.24

Πίνακας 2-52: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $C_{pi} = +0.20$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-44: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

Για  $c_{pi} = -0.30$ :

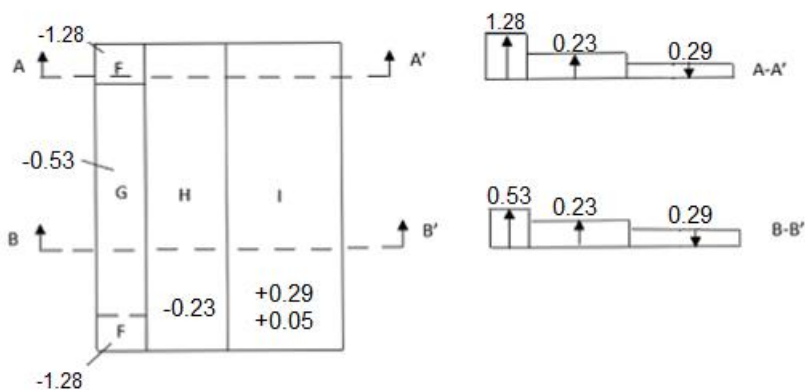
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.77	-0.44
$w_e$	-0.70	-0.46	-0.29	0.45	-0.26
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17
$w_{tot}$	-0.53	-0.29	-0.12	0.62	-0.09

Πίνακας 2-53: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους για  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες

Σχ. 2-45: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$q_p(z_e)$	0.58				
$c_{pe}$	-2.5	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$	
$w_e$	-1.45	-0.70	-0.4	$\pm 0.12$	
$c_{pi}$	-0.30				
$w_i$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17	
$w_{tot}$	-1.28	-0.53	-0.23	0.29	0.05

Πίνακας 2-54: Οι συνολικές πιέσεις που ασκούνται στη στέγη  $c_{pi} = -0.30$  χωρισμένες σε ζώνες



Σχ. 2-46: Απεικόνιση της συνολικής πίεσης στη στέγη

Συνολική Δύναμη για  $c_{pi} = +0.20$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.82	-0.58	-0.41	0.33	-0.38
A [m <sup>2</sup> ]	36	144	18	198	198
F [kN]	-29.5	-83.5	-7.38	65.34	-75.24

Πίνακας 2-55: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες των τοίχων

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$w_{tot}$	-1.57	-0.82	-0.52	0	-0.24
A [m <sup>2</sup> ]	5.62	11.25	90	135	
F [kN]	-8.82	-9.23	-46.80	0.00	-32.4

Πίνακας 2-56: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = +0.20$  στις ζώνες της στέγης

Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 65.34 + 75.27 = 140.61 \text{ kN} \quad (2-35)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-36)$$

Συνολική Δύναμη για  $c_{pi} = -0.30$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_{tot}$ [kPA]	-0.53	-0.29	-0.12	0.62	-0.09
A [m <sup>2</sup> ]	36	144	18	180	180

F [kN]	-19.1	-41.8	-0.9	111.6	-16.2
--------	-------	-------	------	-------	-------

Πίνακας 2-57: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες των τοίχων

ΖΩΝΗ	F	G	H	I	
$W_{tot}$	-1.28	-0.53	-0.23	0.29	0.05
A [m <sup>2</sup> ]	5.62	11.25	90	135	
F [kN]	-7.19	-5.96	-20.70	39.15	6.75

Πίνακας 2-58: Συνολική δύναμη ανέμου για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$  και  $c_{pi} = -0.30$  στις ζώνες της στέγης

Η συνισταμένη δύναμη κατά την διεύθυνση του ανέμου (ζώνες D και E) είναι ίση με:

$$\Sigma F = 111.6 + 16.2 = 127.8 \text{ kN} \quad (2-37)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση από το έδαφος ίση με:

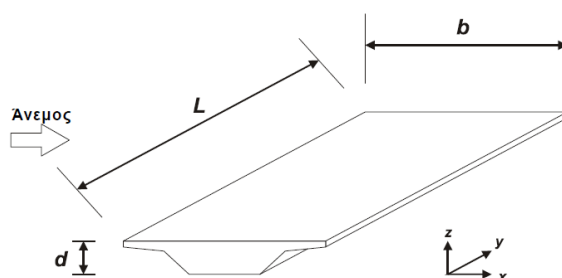
$$z_0 = h / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ m} \quad (2-38)$$

### Γέφυρες

Οι επιφάνειες στις οποίες θα ασκηθούν οι πιέσεις θα είναι το κατάστρωμα και το γυάλινο περίβλημα γύρω από αυτό. Στην είσοδο και έξοδο της γέφυρας δεν θα υπάρξουν ανεμοπιέσεις καθώς αυτά τα σημεία συνδέονται με τα διπλανά κτίρια. Επίσης αγνοείται για τον ίδιο λόγο η εσωτερική ανεμοπίεση.

### Ανεμοπιέσεις Καταστώματος

Για τον υπολογισμό της συνολικής ανεμοπίεσης που δέχονται οι γέφυρες απαιτείται η εύρεση της ανεμοπίεσης που λαμβάνει το κατάστρωμα. Για τον σκοπό αυτό θα χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις του Ευρωκώδικα για ανοικτές πεζογέφυρες, με διευθύνσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 2-47. Σημειώνεται εδώ πως ενδιαφέρει μόνο η κατακόρυφη διεύθυνση z, καθώς στην πραγματικότητα η γέφυρα περιβάλλεται από γυαλί και οι δυνάμεις του ανέμου στις άλλες δύο διευθύνσεις λαμβάνονται από αυτό.



Σχ. 2-47: Διευθύνσεις των δράσεων του ανέμου σε γέφυρες

όπου:

L: μήκος στη διεύθυνση y

b: πλάτος στη διεύθυνση x

d: ύψος στη διεύθυνση z

Οι συντελεστές δύναμης  $c_{f,z}$  θα καθορίζονται για τη δράση του ανέμου στα καταστώματα των γεφυρών κατά τη διεύθυνση  $z$ . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η προτεινόμενη τιμή μπορεί να λαμβάνεται ίση με  $\pm 0,9$ . Αυτή η τιμή λαμβάνει συνολικά υπόψη την επιρροή μιας πιθανής εγκάρσιας κλίσης του καταστώματος, της κλίσης του εδάφους και των διακυμάνσεων της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου με το κατάστρομα λόγω στροβιλισμού.

Αν δεν εμφανίζονται αεροδυναμικά φαινόμενα, η δύναμη ανέμου δίνεται από την εξίσωση (2-39):

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} \quad (2-39)$$

όπου:

$v_b$  = η βασική ταχύτητα ανέμου (m/s)

$\rho$  = η πυκνότητα αέρα ίση με  $1.25 \text{ kg/m}^3$

$C$  = ο συντελεστής ανεμοφόρτισης  $C = c_e \cdot c_{f,z}$

Ο συντελεστής ανεμοφόρτισης  $C$  υπολογίζεται με την σειρά του από την εξίσωση :

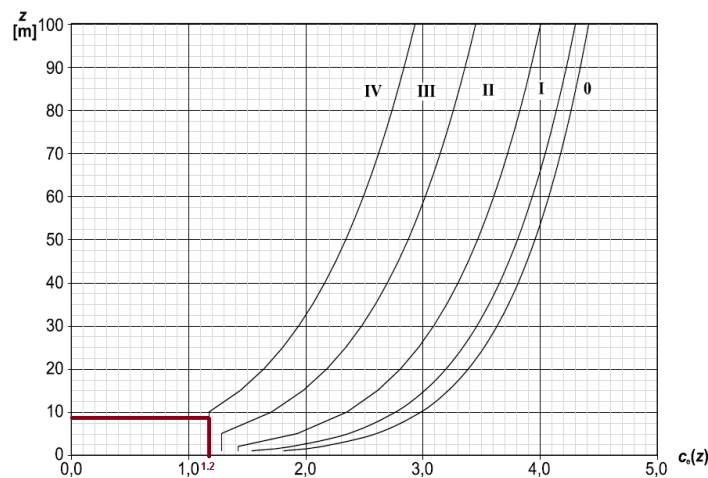
$$C = c_e \cdot c_{f,z} \quad (2-40)$$

όπου:

$c_e$ : ο συντελεστής έκθεσης

$c_{f,z}$  = ο συντελεστής δύναμης στην κατακόρυφη διεύθυνση

Καθώς έχει επιλεγεί κατηγορία εδάφους IV και η απόσταση της γέφυρας από το έδαφος είναι ίση με 8m, ο συντελεστής  $c_e$  μπορεί να προσδιοριστεί για επίπεδο έδαφος από το Σχ. 2-48:



Σχ. 2-48: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$  για  $c_0 = 1.0$ ,  $\kappa_I = 1.0$

Προκύπτει άρα  $c_e = 1.20$ , με τον συντελεστή έκθεσης να ισούται με  $C = 1.20 \cdot 0.90 = 1.08$ .

Η επιφάνεια αναφοράς  $A_{ref,z}$  είναι ίση με την επιφάνεια κάτοψης που απεικονίζεται στο Σχ. 2-47:

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 15 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 45 \text{ m}^2 \quad (2-41)$$

Η τελική δύναμη ανέμου, σύμφωνα με την εξίσωση (2-42), είναι ίση με:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 27^2 \cdot 1.08 \cdot 45 = 22.15 \text{ kN} \text{ ή } 0.49 \text{ kN/m}^2 \quad (2-42)$$

Η δύναμη αυτή γενικά μπορεί να δρα είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω. Στην παρούσα περίπτωση, λόγω του γυαλιού, δρα μόνο προς τα πάνω. Ακόμη, ασκείται έκκεντρα ως προς τον άξονα της γέφυρας με εκκεντρότητα ίση με  $e = b / 4$ .

### Εξωτερική πίεση

Υπάρχουν δύο διαφορετικές προσεγγίσεις για τον υπολογισμό της εξωτερικής πίεσης.

Η πρώτη είναι να θεωρηθεί η γέφυρα ως κτίριο και οι εξωτερικές πιέσεις να υπολογίζονται με την βοήθεια των συντελεστών εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$ , οι οποίοι δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες της γέφυρας.

Φορτιζόμενες επιφάνειες σε αυτή την περίπτωση είναι τα κατακόρυφα στοιχεία πλήρωσης του σκελετού της κατασκευής και η στέγη/κατάστρωμα. Η δράση του ανέμου υπολογίζεται με την χρήση των σχετικών πινάκων του Ευρωκώδικα, οι οποίοι παρέχουν τους συντελεστές εκτίμησης της εξωτερικής πίεσης σε κατακόρυφες επιφάνειες ορθογωνικής κάτοψης κτιρίων και τους αντίστοιχους για στέγες και για διευθύνσεις  $\theta = 0^\circ$ .

Στη δεύτερη μέθοδο θα εφαρμοστεί φορτίο ανέμου όπως και για το κτίριο, αλλά με τη δυναμική προσαύξηση (2-43) για ορθογώνιες διατομές που ορίζεται και από τον Ευρωκώδικα 1-4 (παράγραφος 7.6)

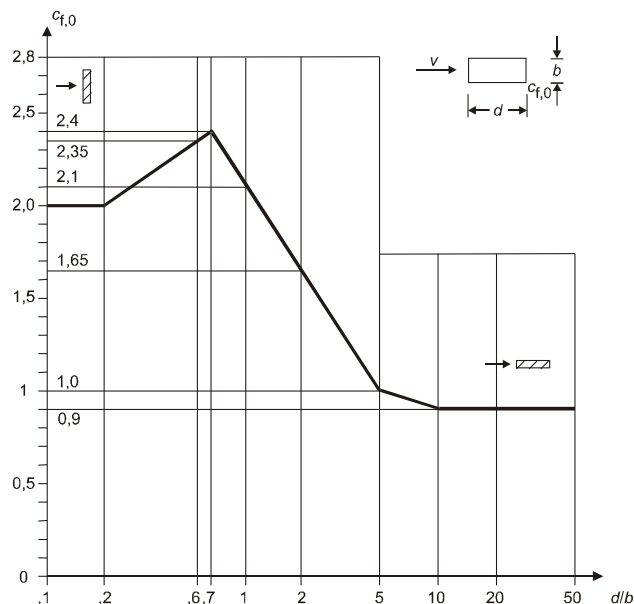
$$c_t = c_{f,0} \cdot \psi_t \cdot \psi_k \quad (2-43)$$

Όπου:

$c_{f,0}$ : ο συντελεστής δύναμης ορθογώνιων διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων όπως δίνεται στο Σχ. 2-49

$\psi_t$ : ο μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες. Λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

$\psi_k$ : ο μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες. Λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα



Σχ. 2-49: Συντελεστές δύναμης  $c_{f,0}$  ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

όπου:

d: το πλάτος της γέφυρας

b: το ύψος της



Έπειτα ο συντελεστής αυτός θα πολλαπλασιαστεί με την πίεση ταχύτητας αιχμής των γεφυρών που υπολογίστηκε στην αρχή του κεφαλαίου σύμφωνα με την εξίσωση (2-10).

Τέλος η τιμή που προκύπτει πολλαπλασιάζεται με το εμβαδόν αναφοράς για την γέφυρα οπότε και υπολογίζεται έτσι η συνολική δύναμη της ανεμοπίεσης.

Η μέθοδος αυτή αποτελεί πιο σωστή αντιμετώπιση αν η γέφυρα περιβάλλεται από υαλοπίνακες, οπότε και επιλέγεται για την συγκεκριμένη εργασία.

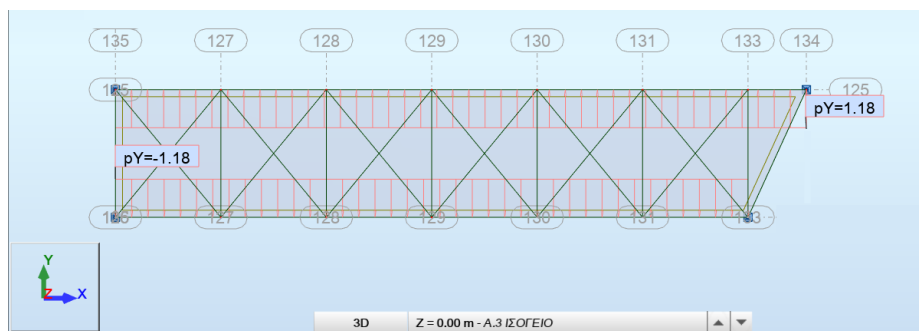
Να σημειωθεί ότι σε καμία από τις δύο προσεγγίσεις δεν γίνεται υπολογισμός για  $\theta = \pm 90^\circ$ , καθώς η  $\theta = 0^\circ$  είναι η μόνη προσήνεμη όψη, και η  $\theta = \pm 90^\circ$  περικλείεται από τα κτίρια.

Άρα για την γέφυρα ισχύει  $d/b = 3 \text{ m} / 3 \text{ m} = 1$ , οπότε σύμφωνα με το Σχ. 2-49 προκύπτει  $c_{f,0} = 2.1$  και κατ' επέκταση  $c_t = 2.1$ .

Πολλαπλασιάζοντας με την πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:

$$w_f = c_t \cdot q_p(z_e) = 2.1 \cdot 0.56 = 1.18 \text{ KN/m}^2 \quad (2-44)$$

Το παραπάνω είναι και το συνολικό φορτίο που θα ασκηθεί στην γέφυρα. Η διεύθυνση άσκησής του θα είναι ίδια με αυτή των διπλανών κτιρίων, όπως φαίνεται στο Σχ. 2-50:



Σχ. 2-50: Φορτίο ανέμου που ασκείται στην γέφυρα

Η επιφάνεια αναφοράς  $A_{ref}$  θα προσδιορίζεται από την σχέση (2-45):

$$A_{ref} = l \cdot b = 15 \cdot 3 = 45 \text{ m}^2 \quad (2-45)$$

όπου:

l: το μήκος του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου

Άρα η συνολική δύναμη είναι ίση με:

$$F = 1.18 \cdot 45 = 53.1 \text{ KN} \quad (2-46)$$

Αυτή τη συνολική δύναμη μπορεί να καταμεμηθεί στο φορέα με πολλούς διαφορετικούς τρόπους, όπως για παράδειγμα ξαναμετατρέποντάς τη σε επιφανειακό φορτίο, διαιρώντας την δια του 2 και του μήκους και εφαρμόζοντάς την στο πάνω και κάτω πέλμα του δικτυώματος της γέφυρας κλπ.

## 2.6 Σεισμικές δράσεις

Ένας σεισμός προκαλεί απότομες κινήσεις του εδάφους, οι οποίες με τη σειρά τους επιφέρουν εκτόπιση του κτιρίου από τη θέση ισορροπίας του και το υποβάλλουν σε εξαναγκασμένη ταλάντωση. Αυτή η ταλάντωση προκαλεί αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες καταπονούν την κατασκευή. Τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή λόγω σεισμικών διεγέρσεων κατατάσσονται στα τυχηματικά.

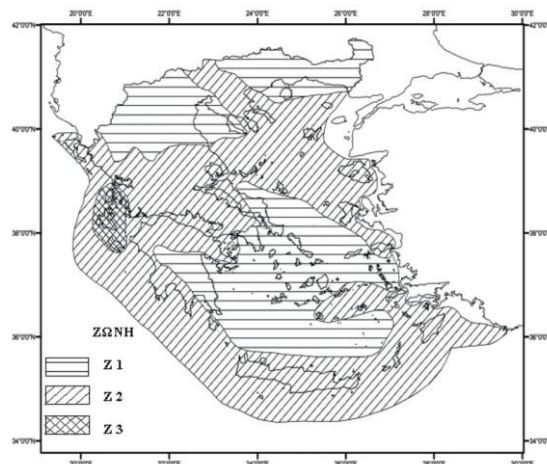
Χαρακτηριστικό των σεισμικών δράσεων είναι ότι εξετάζονται μεμονωμένα, χωρίς να δημιουργούνται συνδυασμοί με άλλες τυχηματικές δυνάμεις ή φορτία όπως του ανέμου και του χιονιού.

Τα κριτήρια, οι απαιτήσεις και οι κανόνες σχεδιασμού για την αντιμετώπιση του φαινομένου αυτού καλύπτονται από τον EN1998-1 [3].

#### Παράμετροι σεισμικής μελέτης

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων χρειάζεται αρχικά η κατάταξη της περιοχής του έργου σε κάποια από τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η χώρα χωρίζεται σε 3 ζώνες, όπως φαίνεται και στο Σχ. 2-51. Ο Δήμος Ζωγράφου ανήκει στην Ζ1, οπότε  $a_{gR} = 0.16$  και  $A = 0.16g$ .



Σχ. 2-51: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Χρειάζεται επίσης να υπολογιστεί ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$ , ο οποίος εκφράζει τις κατά περίπτωση μεγαλύτερες ή μικρότερες απαιτήσεις απόκρισης της κατασκευής.

Σύμφωνα με τις περιγραφές που δίνει ο Πίνακας 2-59, το έργο ανήκει στην 2<sup>η</sup> κατηγορία, και άρα λαμβάνεται η τιμή  $\gamma_i = 1.0$ .

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Πίνακας 2-59: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Στην συγκεκριμένη περίπτωση των κτιρίων με την γέφυρα ζεύξης θα μπορούσε το έργο να συμπεριληφθεί στην κατηγορία III, όπου ισχύει  $\gamma_i = 1.20$ , λόγω της σημαντικότητας ως προς την

ασφάλειά του. Παρ' όλα αυτά, για λόγους συνέχειας με την μελέτη που έγινε στο αντίστοιχο έργο από ΟΣ, διατηρείται ο ίδιος συντελεστής  $\gamma_i = 1.0$ . Άρα ισχύει:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} = 1.00 \cdot 0.16 \cdot g = 1.62 \text{ m/s}^2 \quad (2-47)$$

Ακόμη, απαιτείται καθορισμός της κατηγορίας εδάφους για την αποτίμηση της επιρροής των εδαφικών συνθηκών στη σεισμική φόρτιση. Ο Πίνακας 2-60 κατατάσσει το έδαφος στην Κατηγορία Β.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SP}$ (κρούσεις /30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			

Πίνακας 2-60: Κατηγορία Εδάφους

Τέλος, υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που επιτρέπει τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής λόγω της πλαστικής συμπεριφοράς της. Ο συντελεστής αυτός ουσιαστικά εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια μέσω των κατασκευαστικών διατάξεων και του εκάστοτε σχεδιασμού του κτιρίου.

Επιλέχθηκε Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ), οπότε ο συντελεστής συμπεριφοράς, όπως δείχνει και ο Πίνακας 2-61, θα μπορούσε να ληφθεί ίσος με  $q = 4$  και για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

Δεδομένης όμως της ύπαρξης των γεφυρών και της αλληλοσύνδεσης των κτιρίων μέσω αυτών, επιλέγεται ο αρκετά χαμηλότερος συντελεστής  $q = 1.5$ . Έτσι περιορίζονται οι αρκετά αυξημένες μετακινήσεις που ενδεχομένως να δημιουργούσαν πρόβλημα στους φορείς, ενώ αυξάνονται σχετικά τα μεγέθη των διατομών.

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2.5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
στ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

Πίνακας 2-61: Ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

όπου:

- $\alpha_1$  είναι η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση έτσι ώστε ένα οποιοδήποτε μέλος του φορέα να φτάσει πρώτα την πλαστική του αντοχή, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές,
- $\alpha_w$  είναι η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού, έτσι ώστε να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις σε έναν αριθμό διατομών ικανών να προκαλέσουν συνολική αστάθεια του φορέα, ενώ όλες οι υπόλοιπες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής  $\alpha_w$  μπορεί να λαμβάνεται από μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση του συνόλου.

Για τον συντελεστή συμπεριφοράς που επιλέχθηκε και για ΚΠΜ, τα πλάστιμα μέλη της κατασκευής πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2, όπως υπαγορεύει ο Πίνακας 2-62.

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1.5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

Πίνακας 2-62: Απαιτήσεις της κατηγορίας διατομής των πλάστιμων στοιχείων ανάλογα με την Κατηγορία Πλαστιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς

Σημειώνεται εδώ πως με την επιλογή  $q = 1.5$ , οι φορείς υπάγονται στην χαμηλότερη κατηγορία πλαστιμότητας, όπου και παρουσιάζουν περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά:

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$
Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχές β) ή γ) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	$\leq 4$ περιορίζεται επίσης από τις τιμές του Πίνακα 4.58
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 4.58

Πίνακας 2-63: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.1.2 του EN1998-1 [3], οι κατασκευές υπό την κατηγορία αυτή δεν απαιτούν ικανοτικούς ελέγχους.

#### Φάσμα σχεδιασμού

Εάν η επιτάχυνση  $a_g$  είναι μικρότερη από  $0.25g$  ( $2.5 \text{ m/s}^2$ ), η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη. Ακολουθώντας, εξετάζεται μόνο το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

Το έδαφος στο συγκεκριμένο έργο κατατάσσεται στην κατηγορία Β, οπότε ο Πίνακας 2-64 δίνει τις τιμές:  $S = 1.2$ ,  $T_B = 0.15 \text{ s}$ ,  $T_C = 0.5 \text{ s}$ ,  $T_D = 2.0 \text{ s}$

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

Πίνακας 2-64: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1  
Το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$  για τις οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δράσεων δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2-48)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2-49)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-50)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-51)$$

όπου:

T: περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$a_g$ : εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = 1.62 \text{ m/s}^2$ )

$T_B$ : περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$ : περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$ : η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S: ο συντελεστής εδάφους

$\beta$ : συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Λαμβάνεται ίσος με 0.2

Για την ενσωμάτωση των σεισμικών φορτίων στο πρόγραμμα Robot χρησιμοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης. Εξετάζονται και υπολογίζονται όλες οι ιδιομορφές απόκρισης των κτιρίων, δηλαδή οι δυσμενέστερες μετακινήσεις που είναι πιθανό να προκληθούν από τις σεισμικές δράσεις που ασκούνται σε αυτά και έπειτα λαμβάνεται ένας συνδυασμός αυτών. Για να ληφθούν υπόψη τα συνολικά εντατικά μεγέθη για τις απαιτούμενες ιδιομορφές, θα γίνει επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αναλύσεων μέσω της μεθόδου CQC, η οποία παρέχει μεγαλύτερη ακρίβεια από οποιαδήποτε άλλη μέθοδο και χρησιμοποιείται για ένα μεγάλο εύρος περιπτώσεων.

Για να πραγματοποιηθεί αυτή η ανάλυση πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις:

- Το άθροισμα των ενεργοποιούμενων ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας
- Να εξετάζονται ιδιομορφές με ενεργοποιούμενη μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής

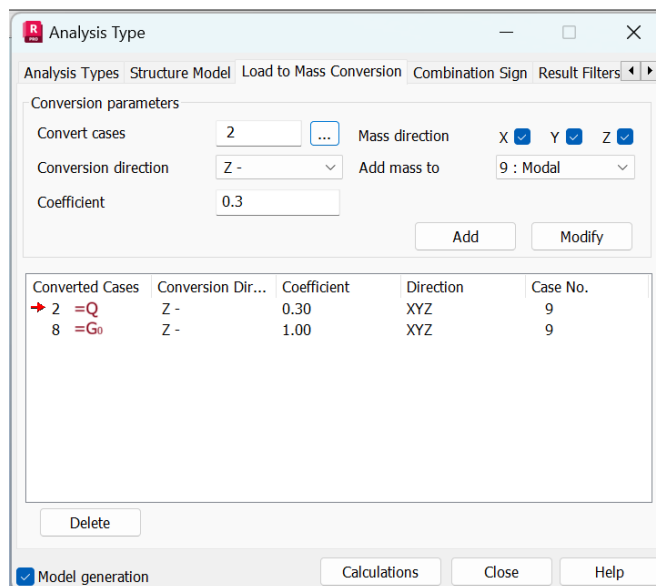
Οι παράμετροι που εισάγονται στο Robot φαίνονται στο Σχ. 2-52:

Σχ. 2-52: Παράμετροι ιδιομορφικής ανάλυσης

Αναλυτικότερα:

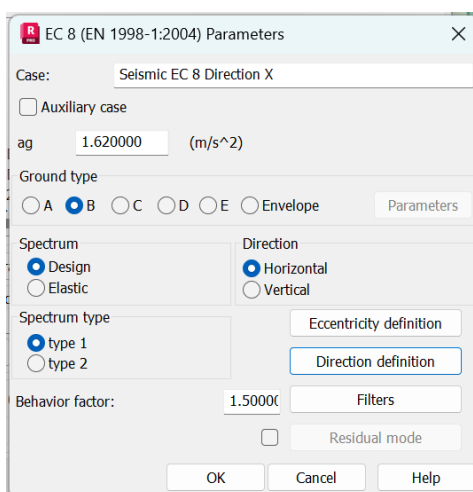
- *"Mass matrix: lamped without rotations"*: Ο διαγώνιος πίνακας δυσκαμψίας χωρίς τους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας
- *"Analysis mode: Seismic"*: Ο τύπος ανάλυσης, όπου θα επιλεχτούν  $n$  δονήσεις από το πρόγραμμα, σύμφωνα με το ποιες ενεργοποιούν το μεγαλύτερο ποσοστό συνολικής μάζας
- *"Limits: Percent of mass participation 90%"*: Συμμετοχή 90% της συνολικής μάζας

Τέλος, το φορτίο που θα οριστεί θα είναι σε όρους μάζας και θα είναι ίσο με  $1 \cdot (G+G_0) + 0.3 \cdot (Q+LR1)$ . Σημειώνεται πώς το ίδιο βάρος  $G$  είναι αυτόματα ορισμένο από το πρόγραμμα.



Σχ. 2-53: Μετατροπή φορτίου σε μάζα

Για την εισαγωγή του ίδιου του σεισμικού φορτίου, λαμβάνονται τα στοιχεία που υπολογίστηκαν παραπάνω, οπότε και προκύπτει το Σχ. 2-54, ενδεικτικά για την διεύθυνση σεισμού κατά  $X$ :



Σχ. 2-54: Ορισμός παραμέτρων σεισμού

## 2.7 Συνδυασμοί δράσεων

### 2.7.1 Εισαγωγή

Οι συνδυασμοί δράσεων αποτελούνται από ορισμένες οριακές καταστάσεις, μετά το πέρας των οποίων ο φορέας δεν ανταποκρίνεται πλέον στους κανονισμούς σχεδιασμού του.

Οι κανονισμοί αυτοί αφορούν την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την διαχρονική αντοχή της κατασκευής και σύμφωνα με τις διατάξεις των EN1990 [4] και EN1991-1 [5], διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

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

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας ( $\gamma$ ) και των μειωτικών συντελεστών ( $\psi$ ) για την περίπτωση ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων μεγεθών των μεταβλητών δράσεων στο φορέα.

Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα.

Στους συνδυασμούς που πραγματοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο των φορέων, συμβολίζονται:

- SW: Ίδιο βάρος μεταλλικών στοιχείων
- SDL: Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας, πρόσθετα μόνιμα φορτία, γραμμικό φορτίο γυαλιού
- LL: κινητό φορτίο
- SN: φορτίο χιονιού
- WIND\_X\_+0.2: φορτίο ανέμου με κατεύθυνση +X και για εσωτερική πίεση  $c_{pi} = 0.2$
- WIND\_X\_-0.3: φορτίο ανέμου με κατεύθυνση +X και για εσωτερική πίεση  $c_{pi} = -0.3$
- WIND\_Y\_+0.2: φορτίο ανέμου με κατεύθυνση +Y και για εσωτερική πίεση  $c_{pi} = 0.2$
- WIND\_Y\_-0.3: φορτίο ανέμου με κατεύθυνση +Y και για εσωτερική πίεση  $c_{pi} = -0.3$
- Seismic EC 8 Direction X: σεισμική δράση κατά X
- Seismic EC 8 Direction Y: σεισμική δράση κατά Y

Διευκρινίζεται ότι οι υπολογισμοί έγιναν για τις διευθύνσεις ανέμου +X,+Y, καθώς τα κτίρια είναι συμμετρικά και τα αποτελέσματα θα είναι τα ίδια και για τις περιπτώσεις ανέμου -X,-Y

### 2.7.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας διακρίνονται τρεις περιπτώσεις συνδυασμών ανάλογα με την συχνότητα και την διάρκεια καταπόνησης των φορτίων:

- Σε καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2-52)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-53)$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-54)$$



όπου:

$G_{k,j}$ : χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

$Q_{k,1}$ : χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ : χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων  $i$  που συνυπάρχουν

$P$ : χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$A_d$ : τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$A_{ed}$ : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_{Q,i}$ : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση  $i$

$\gamma_P$ : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\psi_{0,i}/\psi_{1,i}/\psi_{2,i}$ : συντελεστές σχεδιασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$  αφορούν την προσαύξηση του φορτίου, για να διορθωθούν τυχόν αποκλίσεις που προέκυψαν επειδή παραλείφθηκε άσκοπα μια δυσμενέστερη φόρτιση. Έτσι διακρίνονται δυο καταστάσεις, δυσμένειας ή ευμένειας ενός φορτίου στην συνολική καταπόνηση του φορέα με τις τιμές του συντελεστή να παρουσιάζονται παρακάτω:

Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

- Για μόνιμες δράσεις:

$$\gamma_{G,j,\delta\sigma} = 1.35$$

$$\gamma_{G,j,\delta\sigma} = 1.00$$

- Για μεταβλητές δράσεις:

$$\gamma_{Q,j,\delta\sigma} = 1.50$$

$$\gamma_{Q,j,\delta\sigma} = 1.00$$

Τυχηματικές καταστάσεις (σεισμός):

- $\gamma_{\text{τυχ}} = 1.00$

Για να προσδιοριστούν οι συνδυασμοί των φορτίων απαιτούνται και οι συντελεστές  $\psi$ , οι οποίοι εκφράζουν την πιθανότητα να συνυπάρχουν ταυτόχρονα οι μεταβλητές φορτίσεις. Τις τιμές παρέχει ο **Error! Reference source not found.**, όπως φαίνεται και από το παράρτημα A1.2.2 του EN1990 [4]:

Πίνακας 2-65: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια (συνεχίζεται στην επόμενη σελίδα)

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3) Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
	0,70	0,50	0,20

Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0,50	0,20	0
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m			
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Για την OKA ισχύουν οι παρακάτω συντελεστές:

Κινητά	
$\psi_0$	0,7
$\psi_1$	0,7
$\psi_2$	0,6
Χιονιού	
$\psi_0$	0,5
$\psi_1$	0,2
$\psi_2$	0
Ανέμου	
$\psi_0$	0,6
$\psi_1$	0,2
$\psi_2$	0

Πίνακας 2-66: Συντελεστές  $\psi$  για OKA

Με βάση όλα τα παραπάνω, προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί δράσεων:

Πίνακας 2-67: Συνδυασμοί Φορτίσεων OKA (συνεχίζεται στην επόμενη σελίδα)

Αριθμός	Μόνιμα	Κινητά	Άνεμος Χ	Άνεμος Υ	Χιόνι	Σεισμός Χ	Σεισμός Υ	Σχόλιο	
1	1,35	1,5						Δυσμενής Συνδυασμός	
2	1,35	1,5	0,9		0,75			Βασικό Μεταβλητό τα Κινητά	
3	1,35	1,5		0,9	0,75				
4	1,35	1,5	0,9						
5	1,35	1,5		0,9					
6	1,35	1,5			0,75				
7	1,35	1,05	1,5		0,75			Βασικό Μεταβλητό ο Άνεμος	
8	1,35	1,05		1,5	0,75				
9	1,35	1,05	1,5						
10	1,35	1,05		1,5					
11	1,35	1,05	0,9		1,5			Βασικό Μεταβλητό το Χιόνι	
12	1,35	1,05		0,9	1,5				
13	1,35	1,05			1,5				
14	1	0,3	Για την κάθε διεύθυνση ανέμου (Χ,Υ) δημιουργούνται 2 υποπεριπτώσεις για κάθε $C_{pi}$				1	0,3	Σεισμικός Συνδυασμός
15	1	0,3					-1	0,3	
16	1	0,3					1	-0,3	
17	1	0,3					-1	-0,3	
18	1	0,3					0,3	1	
19	1	0,3					-0,3	1	
20	1	0,3					0,3	-1	

21	1	0,3				-0,3	-1	
----	---	-----	--	--	--	------	----	--

### 2.7.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας διακρίνονται επίσης τρεις περιπτώσεις συνδυασμών:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2-55)$$

- Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-56)$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-57)$$

Οπότε και προκύπτουν οι παρακάτω συνδυασμοί:

Αριθμός	Μόνιμα	Κινητά	Άνεμος Χ	Άνεμος Υ	Χιόνι	Σχόλια
1	1	1				Ευμενής Συνδυασμός
2	1	1	0,6		0,5	Βασικό Μεταβλητό τα Κινητά
3	1	1		0,6	0,5	
4	1	1	0,6			
5	1	1		0,6		
6	1	1			0,5	Βασικό Μεταβλητό ο Άνεμος
7	1	0,7	1		0,5	
8	1	0,7		1	0,5	
9	1	0,7	1			
10	1	0,7		1		Βασικό Μεταβλητό το Χιόνι
11	1	0,7	0,6		1	
12	1	0,7		0,6	1	
13	1	0,7			1	

Πίνακας 2-68: Συνδυασμοί Φορτίσεων ΟΚΑ

Και στον επόμενο πίνακα φαίνονται όλοι οι συνδυασμοί συγκεντρωμένοι μαζί, όπως εισάχθηκαν στο πρόγραμμα μέσω της εντολής *Loads>Manual Combinations*:

Πίνακας 2-69: Συνδυασμοί Φόρτισης ΟΚΑ και ΟΚΛ (συνεχίζεται στην επόμενη σελίδα)

Combinations	Name	Type	Definition
17 (C)	1.35G+1.5Q	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50
18 (C)	1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_+0.2	ULS	(1+8)*1.35+4*0.75+13*0.90+2*1.50
19 (C)	1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50+4*0.75+14*0.90
20 (C)	1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_+0.2	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50+4*0.75+15*0.90
21 (C)	1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50+4*0.75+16*0.90
22 (C)	1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50+13*0.90
23 (C)	1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_-0.3	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50+14*0.90
24 (C)	1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50+15*0.90
25 (C)	1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_-0.3	ULS	(1+8)*1.35+2*1.50+16*0.90

26 (C)	$1.35G+1.5Q+0.75SN$	ULS	$(1+8)*1.35+2*1.50+4*0.75$
27 (C)	$1.35G+1.05Q+0.75SN+1.5WIND\_X\_+0.2$	ULS	$(1+8)*1.35+4*0.75+2*1.05+13*1.50$
28 (C)	$1.35G+1.05Q+0.75SN+1.5WIND\_X\_ -0.3$	ULS	$(1+8)*1.35+4*0.75+2*1.05+14*1.50$
29 (C)	$1.35G+1.05Q+0.75SN+1.5WIND\_Y\_+0.2$	ULS	$(1+8)*1.35+4*0.75+15*1.50+2*1.05$
30 (C)	$1.35G+1.05Q+0.75SN+1.5WIND\_Y\_ -0.3$	ULS	$(1+8)*1.35+4*0.75+16*1.50+2*1.05$
31 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5WIND\_X\_+0.2$	ULS	$(1+8)*1.35+13*1.50+2*1.05$
32 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5WIND\_X\_ -0.3$	ULS	$(1+8)*1.35+14*1.50+2*1.05$
33 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5WIND\_Y\_+0.2$	ULS	$(1+8)*1.35+15*1.50+2*1.05$
34 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5WIND\_Y\_ -0.3$	ULS	$(1+8)*1.35+16*1.50+2*1.05$
35 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5SN+0.9WIND\_X\_+0.2$	ULS	$(1+8)*1.35+4*1.50+13*0.90+2*1.05$
36 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5SN+0.9WIND\_X\_ -0.3$	ULS	$(1+8)*1.35+4*1.50+14*0.90+2*1.05$
37 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5SN+0.9WIND\_Y\_+0.2$	ULS	$(1+8)*1.35+4*1.50+15*0.90+2*1.05$
38 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5SN+0.9WIND\_Y\_ -0.3$	ULS	$(1+8)*1.35+4*1.50+16*0.90+2*1.05$
39 (C)	$1.35G+1.05Q+1.5SN$	ULS	$(1+8)*1.35+4*1.50+2*1.05$
40 (C) (CQC)	$G+0.3Q+Ex+0.3Ey$	ULS	$(1+8+10)*1.00+(2+12)*0.30$
41 (C) (CQC)	$G+0.3Q-Ex+0.3Ey$	ULS	$(1+8)*1.00+(2+12)*0.30+10*-1.00$
42 (C) (CQC)	$G+0.3Q+Ex-0.3Ey$	ULS	$(1+8+10)*1.00+2*0.30+12*-0.30$
43 (C) (CQC)	$G+0.3Q-Ex-0.3Ey$	ULS	$(1+8)*1.00+2*0.30+10*-1.00+12*-0.30$
44 (C) (CQC)	$G+0.3Q+0.3Ex+Ey$	ULS	$(1+8+12)*1.00+(2+10)*0.30$
45 (C) (CQC)	$G+0.3Q-0.3Ex+Ey$	ULS	$(1+8+12)*1.00+2*0.30+10*-0.30$
46 (C) (CQC)	$G+0.3Q+0.3Ex-Ey$	ULS	$(1+8)*1.00+(2+10)*0.30+12*-1.00$
47 (C) (CQC)	$G+0.3Q-0.3Ex-Ey$	ULS	$(1+8)*1.00+2*0.30+10*-0.30+12*-1.00$
48 (C)	$G+Q$	SLS	$(1+8+2)*1.00$
49 (C)	$G+Q+0.5SN+0.6WIND\_X\_+0.2$	SLS	$(1+8+2)*1.00+4*0.50+13*0.60$
50 (C)	$G+Q+0.5SN+0.6WIND\_X\_ -0.3$	SLS	$(1+2+8)*1.00+4*0.50+14*0.60$
51 (C)	$G+Q+0.5SN+0.6WIND\_Y\_+0.2$	SLS	$(2+1+8)*1.00+15*0.60+4*0.50$
52 (C)	$G+Q+0.5SN+0.6WIND\_Y\_ -0.3$	SLS	$(2+1+8)*1.00+16*0.60+4*0.50$
53 (C)	$G+Q+0.6WIND\_X\_+0.2$	SLS	$(1+2+8)*1.00+13*0.60$
54 (C)	$G+Q+0.6WIND\_X\_ -0.3$	SLS	$(1+2+8)*1.00+14*0.60$
55 (C)	$G+Q+0.6WIND\_Y\_+0.2$	SLS	$(1+2+8)*1.00+15*0.60$
56 (C)	$G+Q+0.6WIND\_Y\_ -0.3$	SLS	$(1+2+8)*1.00+16*0.60$
57 (C)	$G+Q+0.5SN$	SLS	$(1+2+8)*1.00+4*0.50$
58 (C)	$G+0.7Q+0.5SN+WIND\_X\_+0.2$	SLS	$(1+8+13)*1.00+4*0.50+2*0.70$
59 (C)	$G+0.7Q+0.5SN+WIND\_X\_ -0.3$	SLS	$(1+8+14)*1.00+4*0.50+2*0.70$
60 (C)	$G+0.7Q+0.5SN+WIND\_Y\_+0.2$	SLS	$(1+8+15)*1.00+4*0.50+2*0.70$
61 (C)	$G+0.7Q+0.5SN+WIND\_Y\_ -0.3$	SLS	$(1+8+16)*1.00+4*0.50+2*0.70$
62 (C)	$G+0.7Q+WIND\_X\_+0.2$	SLS	$(1+8+13)*1.00+2*0.70$
63 (C)	$G+0.7Q+WIND\_X\_ -0.3$	SLS	$(1+8+14)*1.00+2*0.70$
64 (C)	$G+0.7Q+WIND\_Y\_+0.2$	SLS	$(1+8+15)*1.00+2*0.70$
65 (C)	$G+0.7Q+WIND\_Y\_ -0.3$	SLS	$(1+8+16)*1.00+2*0.70$
66 (C)	$G+0.7Q+SN+0.6WIND\_X\_+0.2$	SLS	$(1+4+8)*1.00+13*0.60+2*0.70$
67 (C)	$G+0.7Q+SN+0.6WIND\_X\_ -0.3$	SLS	$(1+4+8)*1.00+14*0.60+2*0.70$
68 (C)	$G+0.7Q+SN+0.6WIND\_Y\_+0.2$	SLS	$(1+4+8)*1.00+15*0.60+2*0.70$
69 (C)	$G+0.7Q+SN+0.6WIND\_Y\_ -0.3$	SLS	$(1+4+8)*1.00+16*0.60+2*0.70$
70 (C)	$G+0.7Q+SN$	SLS	$(1+4+8)*1.00+2*0.70$

## 3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

### 3.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο ακολουθούν κάποια από τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Επίσης πραγματοποιούνται η διαστασιολόγηση και οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ, με την βοήθεια του προγράμματος Comflor για την σύμμικτη πλάκα, του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator για τις σύμμικτες δοκούς και του στατικού προγράμματος Robot για τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία. Δημιουργήθηκαν ομάδες μελών, έτσι ώστε να αποφευχθεί η πληθώρα διαφορετικών διατομών που θα καθιστούσαν την κατασκευή περίπλοκη και αντιοικονομική.

Συγκεκριμένα για τις δοκούς, τόσο κύριες και δευτερεύουσες, επιλέχθηκαν ενδεικτικά οι δυσμενέστερες δοκοί για αναλυτική επίλυση στο χέρι και στο πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator. Έπειτα ελέγχθηκαν όλες οι σιδηροδοκοί μέσω του Robot, για φάσεις πριν και μετά την σκυροδέτηση.

Για τους ελέγχους βελών στα μέλη λήφθηκαν υπόψη περιορισμοί ανάλογα την φάση του έργου. Στη φάση κατασκευής που δεν έχει επιτευχθεί σύμμικτη λειτουργία τα βέλη που δημιουργεί το ίδιο βάρος της δευτερεύουσας δοκού και του νωπού σκυροδέματος παραλαμβάνονται από τη μεταλλική δοκό ενώ στη φάση λειτουργίας δημιουργούνται τα βέλη λόγω των πρόσθετων μόνιμων και κινητών φορτίων και παραλαμβάνονται από τη σύμμικτη δοκό:

- Όρια κατακόρυφων βελών από συνολικά φορτία:  $W_{\max} = L/250$
- Όρια κατακόρυφων βελών από μεταβλητά φορτία:  $W_3 = L/300$

όπου:

L = μήκος μέλους

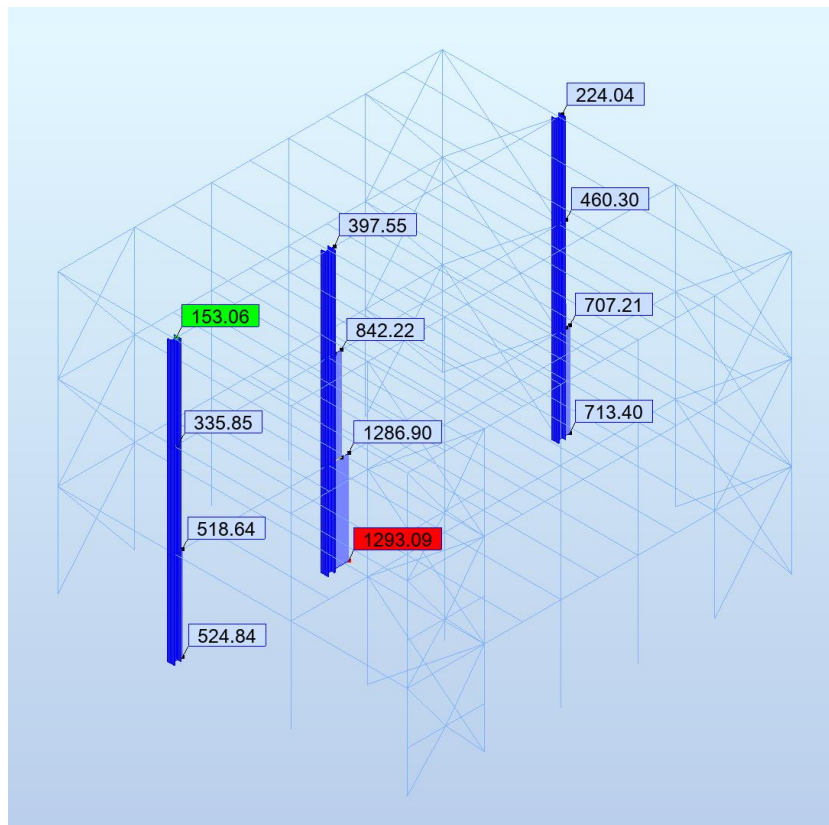
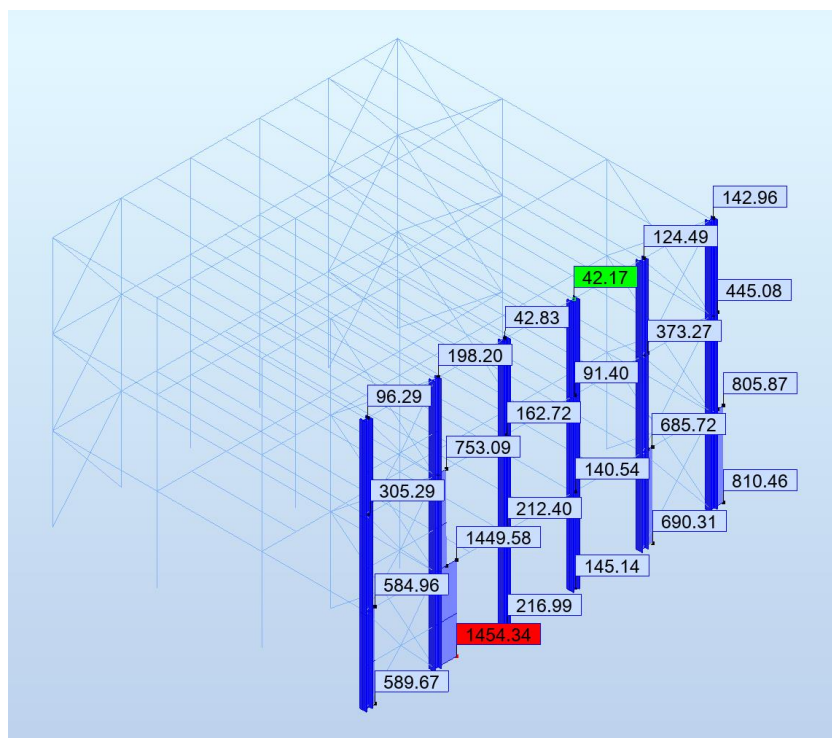
Ο έλεγχος αυτός γίνεται αυτόματα από το Robot για τις καθαρά μεταλλικές διατομές, ενώ για τα σύμμικτα στοιχεία δίνεται από το Comflor, ArcelorMittal Beams Calculator, με μικρές προσαυξήσεις για τις σύμμικτες δοκούς ανάλογα την σύνδεσή τους.

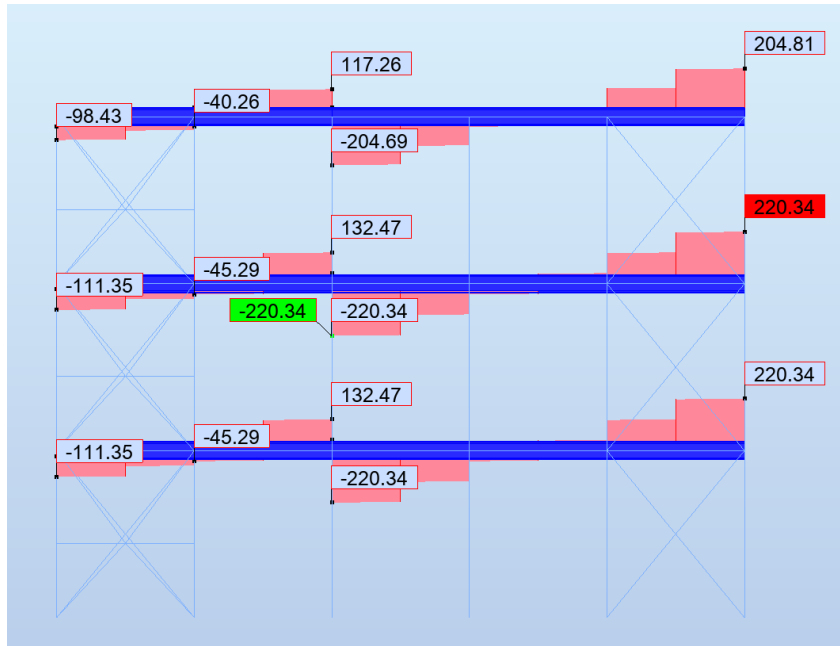
Σημειώνεται εδώ πως μιας και για τη γέφυρα ζεύξης χρησιμοποιήθηκαν μεταλλικές διατομές στο αρχικό θέμα εξαμήνου, δεν υπάρχει ανάγκη για περαιτέρω διαστασιολόγηση και λαμβάνονται οι ίδιες διατομές.

### 3.2 Αποτελέσματα

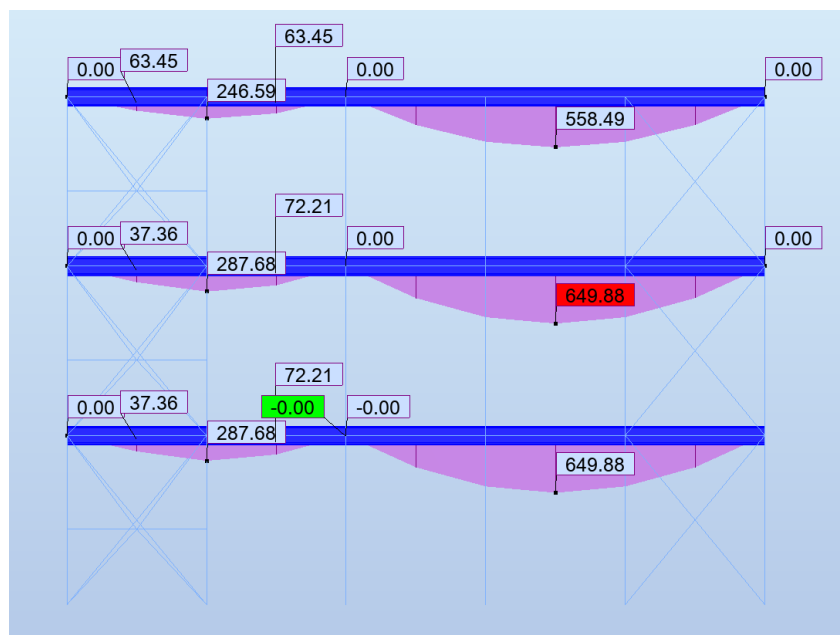
Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστούν ενδεικτικά κάποια από τα εντατικά μεγέθη από ορισμένους συνδυασμούς.

## 3.2.1 Κτίριο Β

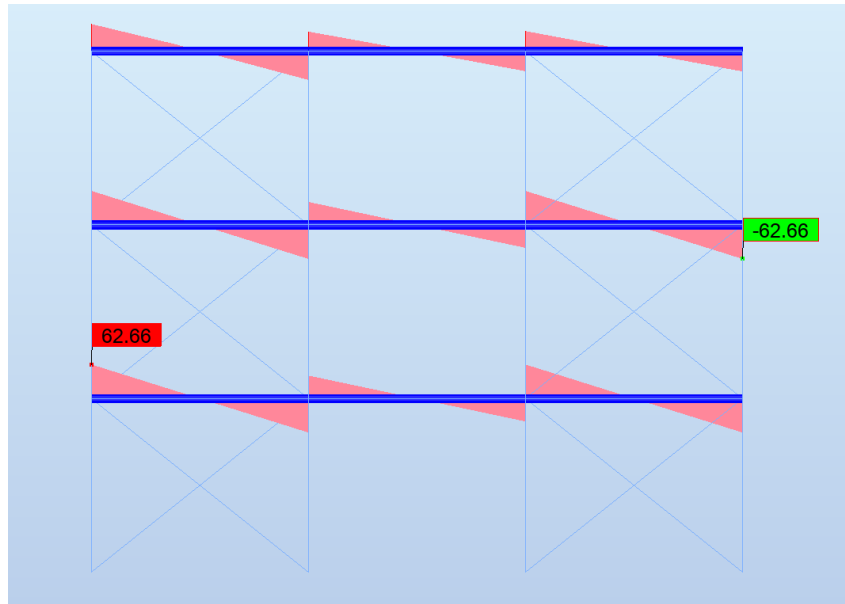
Σχ. 3-1: Αξονικές δυσμενέστερων υποστυλωμάτων για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y_{-0.3}$ Σχ. 3-2: Αξονικές δυσμενέστερων υποστυλωμάτων για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y_{-0.3}$



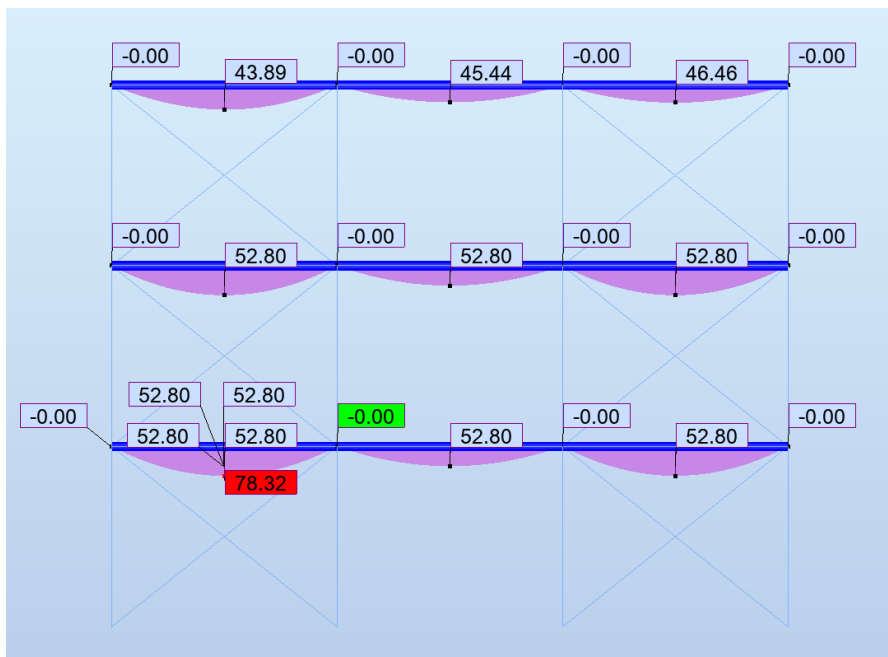
Σχ. 3-3: Τέμνουσες κύριων δοκών HEA 450 για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y\_-0.3



Σχ. 3-4: Ροπές κύριων δοκών HEA 450 για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y\_-0.3

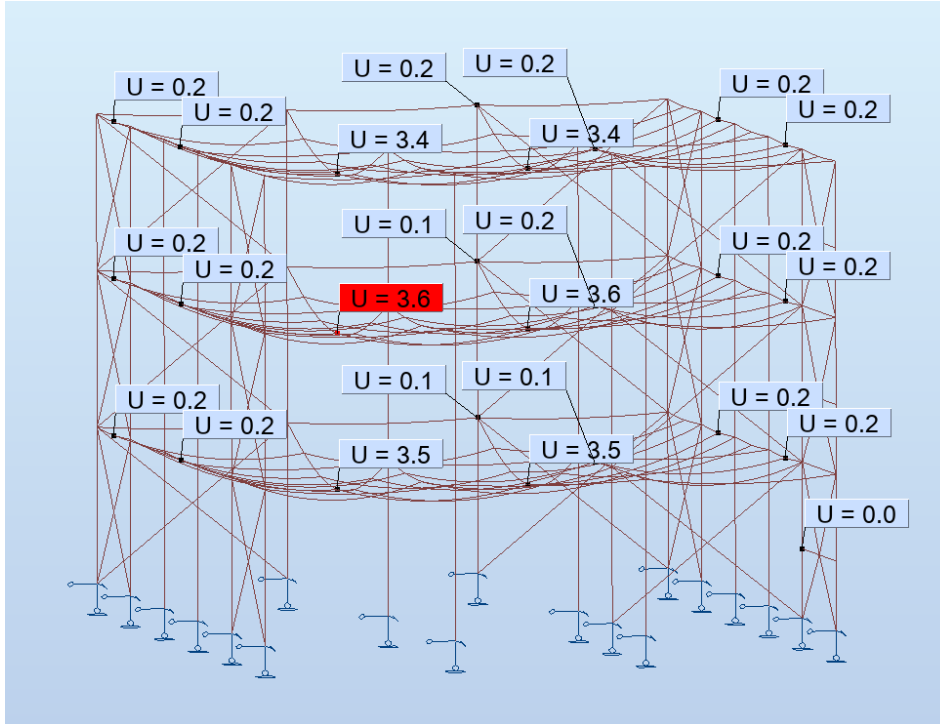


Σχ. 3-5: Τέμνουσες διαδοκίδων HEA 200 για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_X_{-0.3}$



Σχ. 3-6: Ροπές διαδοκίδων HEA 200 για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_X_{-0.3}$





Σχ. 3-7: Βέλη για τον συνδυασμό  $G+Q+0.5SN+0.6WIND\_Y_{-0.3}$

Οι ιδιομορφές του κτιρίου και μια σύγκριση με το αντίστοιχο από οπλισμένο σκυρόδεμα φαίνονται παρακάτω:

Step Type	Period (Sec)	Ux Unitless	Uy Unitless	Rz Unitless	SumUx Unitless	SumUy Unitless	SumRz Unitless
<b>1</b>	0.58	69.41%	0.05%	11.14%	69.41%	0.05%	11.14%
<b>2</b>	0.44	0.09%	77.21%	0.04%	69.50%	77.26%	11.18%
<b>3</b>	0.33	10.41%	0.08%	66.61%	79.91%	77.34%	77.79%
<b>4</b>	0.16	13.60%	0.01%	2.12%	93.51%	77.34%	79.79%
<b>5</b>	0.12	0.00%	0.02%	0.00%	93.51%	77.36%	79.91%
<b>6</b>	0.11	0.00%	0.04%	0.00%	93.51%	77.40%	79.91%
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>9</b>	0.10	0.02%	18.90%	0.02%	<b>93.53%</b>	<b>96.30%</b>	79.93%

Πίνακας 3-1: Ιδιομορφές κτιρίου από ΟΣ

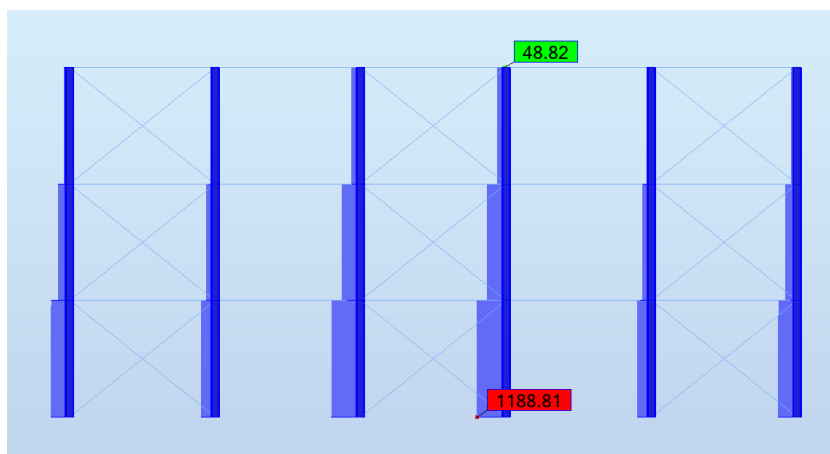
Step Type	Period (Sec)	Ux Unitless	Uy Unitless	Rz Unitless	SumUx Unitless	SumUy Unitless	SumRz Unitless
1	0.43	37.35%	41.29%	✘	37.35%	41.29%	✘
2	0.4	37.40%	43.46%	✘	74.75%	84.76%	✘
...	...	...	...	...	...	...	...
9	0.28	9.87%	0.02%	✓	84.72%	84.78%	✓
10	0.14	11.03%	0.28%	✘	95.76%	85.06%	✘
11	0.13	0.12%	12.42%	✘	<b>95.87%</b>	<b>97.48%</b>	✘

Πίνακας 3-2: Ιδιομορφές κτιρίου από Χάλυβα

Ο λόγος που συναντάται μικρότερη περίοδος στο κτίριο από χάλυβα ενώ το λογικό θα ήταν το ανάποδο είναι ότι στο κτίριο από ΟΣ είχε γίνει πιο εύκαμπτος σχεδιασμός κατά την αρχική μελέτη.

Επίσης, καθώς το Robot υπολογίζει το κέντρο μάζας, και κατ' επέκταση την στρεπτικότητα μιας κατασκευής με διαφορετικό τρόπο από το SAP2000, το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την αρχική μελέτη, επιλέχθηκε η απεικόνιση της μάζας στον Rz με το σύμβολο «✓» για στρεπτική ιδιομορφή και με το σύμβολο «✘» για μη-στρεπτική ιδιομορφή.

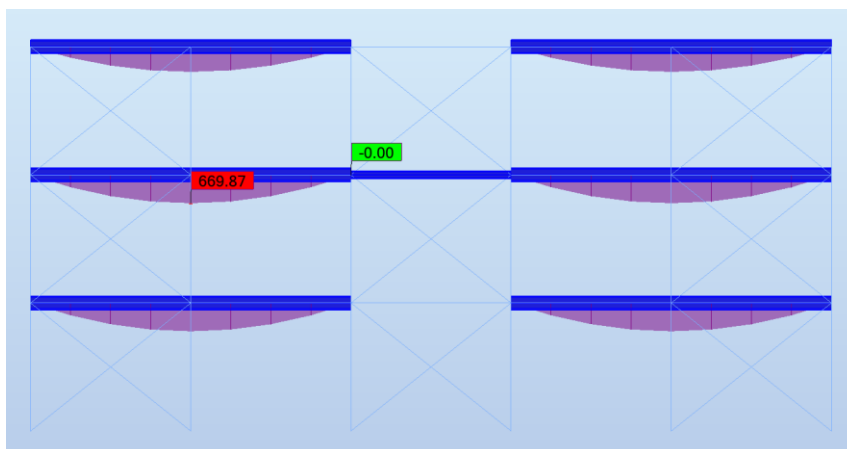
### 3.2.2 Κτίρια Α, Γ



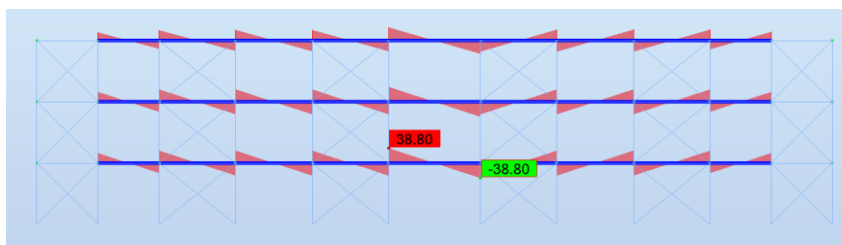
Σχ. 3-8: Αξονικές δυσμενέστερων υποστυλωμάτων για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_X\_-0.3



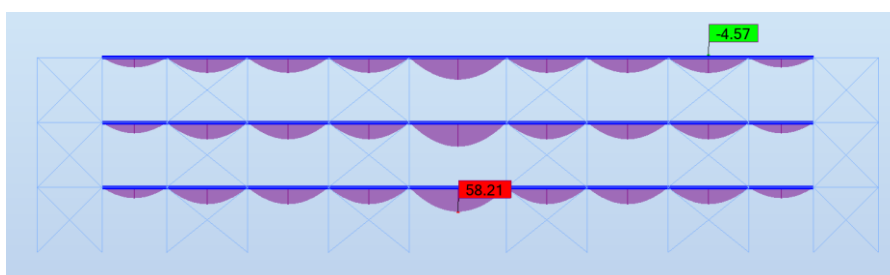
Σχ. 3-9: Τέμνουσες κύριων δοκών HEA 450 για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y\_-0.3$



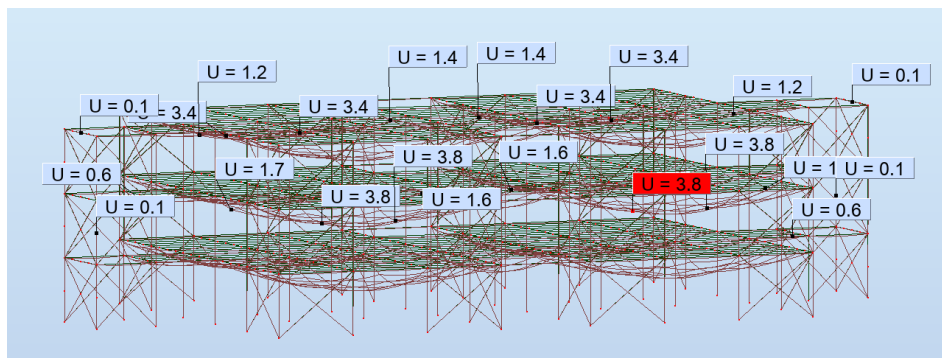
Σχ. 3-10: Ροπές κύριων δοκών HEA 450 για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y\_-0.3$



Σχ. 3-11: Τέμνουσες διαδοκίδων HEA 200 για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_X\_+0.2$



Σχ. 3-12: Ροπές διαδοκίδων HEA 200 για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_X\_-0.3$



Σχ. 3-13: Βέλη για τον συνδυασμό  $G+Q+0.5SN+0.6WIND\_Y\_{-0.3}$

Οι ιδιομορφές του κτιρίου και μια σύγκριση με το αντίστοιχο από οπλισμένο σκυρόδεμα φαίνονται παρακάτω:

Step Type	Period (Sec)	Ux Unitless	Uy Unitless	Rz Unitless	SumUx Unitless	SumUy Unitless	SumRz Unitless
1	0.24	78.26%	0.00%	0.00%	78.26%	0.00%	0.00%
2	0.24	0.00%	80.25%	0.02%	78.26%	80.25%	0.02%
3	0.16	0.00%	1.22%	83.48%	78.26%	81.47%	83.49%
4	0.07	0.00%	15.39%	0.24%	78.26%	96.87%	83.73%
5	0.07	0.06%	0.00%	0.00%	78.33%	96.87%	83.73%
6	0.07	18.49%	0.00%	0.00%	<b>96.82%</b>	<b>96.87%</b>	83.73%

Πίνακας 3-3: Ιδιομορφές κτιρίων από ΟΣ

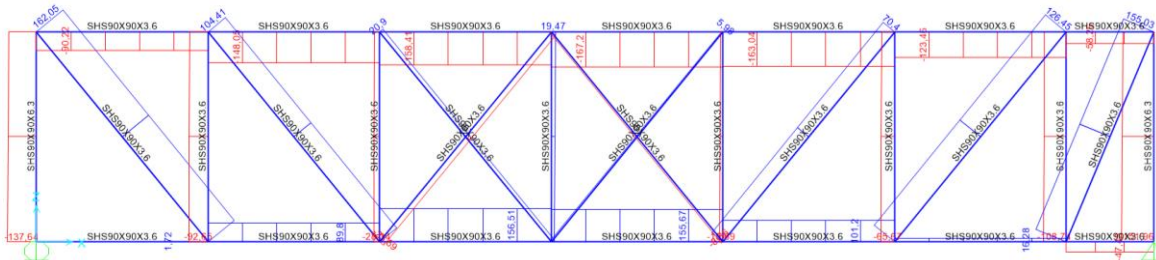
Step Type	Period (Sec)	Ux Unitless	Uy Unitless	Rz Unitless	SumUx Unitless	SumUy Unitless	SumRz Unitless
1	0.39	0.00%	85.20%	✗	0.00%	85.20%	✗
2	0.39	87.40%	0.00%	✗	87.40%	85.20%	✗
...	...	...	...	...	...	...	...
17	0.29	0.00%	0.00%	✓	87.40%	85.20%	✓
...	...	...	...	...	...	...	...
20	0.19	0.00%	12.57%	✗	87.40%	97.77%	✗
21	0.19	10.82%	0.00%	✗	<b>98.22%</b>	<b>97.77%</b>	✗

Πίνακας 3-4: Ιδιομορφές κτιρίων από Χάλυβα

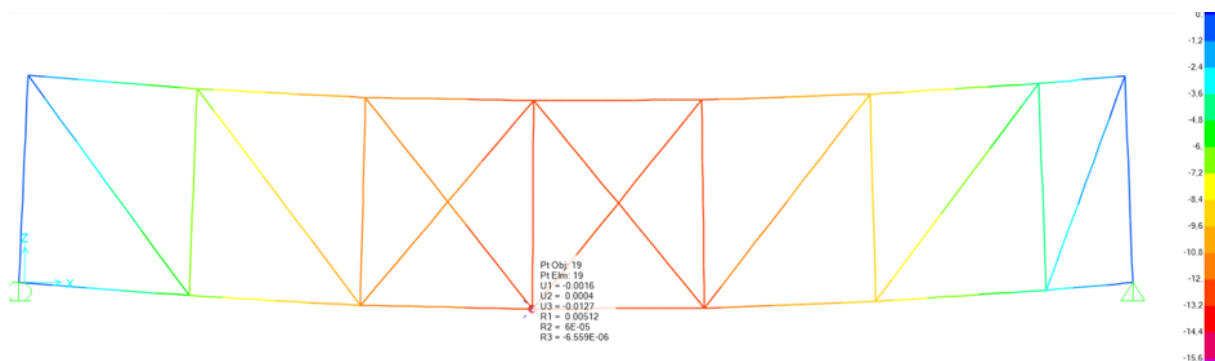
Όπως φαίνεται στους παραπάνω πίνακες, στα κτίρια Α και Γ όπου ο αρχικός σχεδιασμός τα καθιστούσε πολύ πιο δύσκαμπτα από το Β (πολλά περισσότερα τοιχεία κλπ, μεγαλύτερες διατομές κλπ.), οι ιδιοπερίοδοί τους είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες των χαλύβδινων.

### 3.2.3 Γέφυρα

Η γέφυρες ζεύξης αποτελούνται από δικτυώματα και παρουσιάζουν τις αξονικές του Σχ. 3-14 για τον συνδυασμό  $1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y+0.2$ , ενώ το μέγιστο βέλος εμφανίζεται στο Σχ. 3-15 για τον συνδυασμό  $G+Q+0.6WIND\_Y+0.2$ .



Σχ. 3-14: Μέγιστες αξονικές δυνάμεις



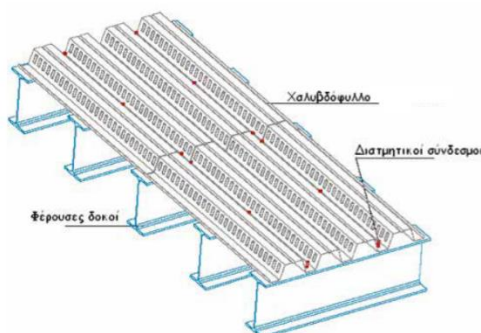
Σχ. 3-15: Μέγιστες παραμορφώσεις

Το μέγιστο βέλος ισούται με  $12.7 \text{ mm} < L/500 = 1500/500 = 30 \text{ mm}$ , οπότε είναι αποδεκτό.

## 3.3 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

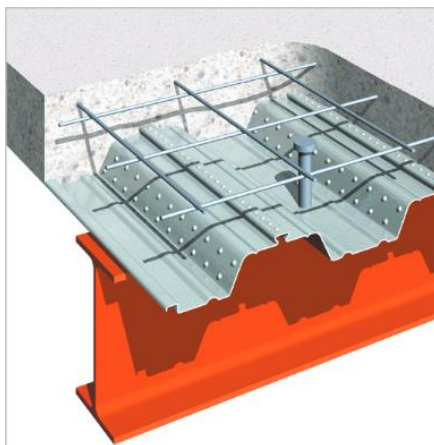
### 3.3.1 Σύμμικτη Πλάκα

Επιλέγεται να ελεγχθεί η πλάκα του κτιρίου Β, στο οποίο οι διαδοκίδες διατάσσονται ανά 1.65 m. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω στις διαδοκίδες και τους μεταβιβάζει τόσο τα κατακόρυφα, όσο και τα σεισμικά φορτία που παραλαμβάνει. Το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιείται ακολουθεί την διάταξη που φαίνεται στο Σχ. 3-16.



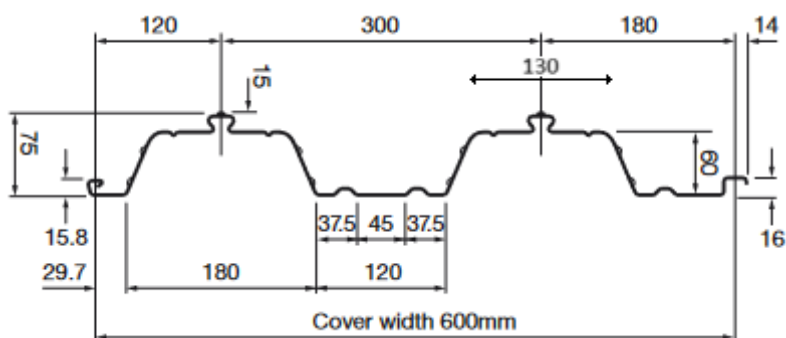
Σχ. 3-16: Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας [6]

Στο άνω μέρος της πλάκας διατάσσεται οπλισμός, συνήθως πλέγμα, για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή των αρνητικών ροπών. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν στην φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα και ως οπλισμός της πλάκας στην φάση λειτουργίας. Η συνεργασία χαλυβδόφυλλου – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη νευρώσεων στο χαλυβδόφυλλο και με διάταξη διατμητικών συνδέσμων (διατμητικών ήλων) στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων. Όλα τα παραπάνω φαίνονται και στο Σχ. 3-17.



Σχ. 3-17: Τρισδιάστατη απεικόνιση του χαλυβδόφυλλου [7]

Η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας συνολικού ύψους 150 mm γίνεται στο πρόγραμμα ComFlor. Συγκεκριμένα, επιλέγεται χαλυβδόφυλλο ComFlor 60 της εταιρείας TATASteel ύψους 60mm (συνολικό ύψος 75 mm) και πάχους 0.9 mm, με ποιότητα χάλυβα S350 ( $f_{yb} = 350$  MPa), όπως φαίνεται και στο Σχ. 3-18. Η ποιότητα αυτή επιλέχτηκε διότι αυτή χρησιμοποιείται από τους πίνακες του κατασκευαστή.



Σχ. 3-18: Γεωμετρική απεικόνιση του χαλυβδόφυλλου μαζί με διαστάσεις

Σύμφωνα με τον EN1994-1-1, εάν η πλάκα λειτουργεί σύμμικτα με τη δοκό ή χρησιμοποιείται ως διάφραγμα, το ολικό ύψος της σύμμικτης πλάκας  $h$  δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 90 mm.

Ακόμη, το πάχος του σκυροδέματος  $h_c$  επάνω από την επίπεδη επιφάνεια της κορυφής των νευρώσεων δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 50 mm. Η πλάκα είναι συνεχής πολλών ανοιγμάτων μήκους 1.65 m το καθένα. Τέλος, χρησιμοποιείται σκυρόδεμα ποιότητας C25/30.

Ο Πίνακας 3-5 δίνει το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου για πάχος 0.90 mm ως  $g_1 = 0.10$  kN/m<sup>2</sup>.

Nominal thickness (mm)	Design thickness (mm)	Cross section area (mm <sup>2</sup> /m)	Profile weight (kN/m <sup>2</sup> )	Height to neutral axis (mm)	Moment of inertia (cm <sup>4</sup> /m)		Ultimate moment capacity (kNm/m)	
					Sagging	Hogging	Sagging	Hogging
0.90	0.86	1276	0.10	33.70	92.77	86.13	9.30	7.50
1.00	0.96	1424	0.11	33.75	106.15	97.95	11.27	9.36
1.20	1.16	1721	0.14	33.85	132.91	121.60	15.21	13.07

Πίνακας 3-5: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου για διάφορα πάχη

Επίσης, στα φορτία προστίθεται το πρόσθετο μόνιμο φορτίο για της επικαλύψεις:  $g_2 = 1.5$  kN/m<sup>2</sup>, καθώς και το ωφέλιμο φορτίο:  $q = 3$  kN/m<sup>2</sup>.

Η σύμμικτη πλάκα λειτουργεί με διαφορετικό τρόπο ανάλογα την φάση στην οποία βρίσκεται.

Κατά την φάση κατασκευής, όταν δηλαδή δεν έχει επιτευχθεί ακόμη πλήρης σκλήρυνση του σκυροδέματος, το χαλυβδόφυλλο είναι αυτό το οποίο καλείται να φέρει όλα τα φορτία της πλάκας (ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου, ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης). Τα φορτία διάστρωσης (λαμβάνονται ως ωφέλιμα) είναι δύο: ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο ίσο με  $0,75 \text{ kN/m}^2$ , και ένα επίσης ίσο με  $0,75 \text{ kN/m}^2$ , το οποίο δρα σε επιφάνεια  $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ . Εδώ συντηρητικά έγινε η παραδοχή ότι δρα και αυτό σε όλο το μήκος.

Κατά την φάση λειτουργίας αντιθέτως, αφού δηλαδή έχει σκληρυνθεί το σκυρόδεμα και η πλάκα λειτουργεί ως σύμμικτη, η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από την αμοιβαία δράση των δύο υλικών.

#### Φάση κατασκευής:

Στην φάση κατασκευής, τα φορτία είναι το ι.β. χαλυβδόφυλλου, το ι.β. του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης.

Ο κατασκευαστής παρέχει πίνακες όπου αναγράφεται το ίδιο βάρος για κάθε φάση του σκυροδέματος (νωπό και μη), συναρτήσει του συνολικού πάχους της πλάκας (Πίνακας 3-6). Οι τιμές αυτές επιβεβαιώνονται και από τις παρακάτω σχέσεις.

Σύμφωνα με το Σχ. 3-18, το πλάτος αναφοράς είναι ίσο με το φάτνωμα. Άρα είναι  $b = 300 \text{ mm}$ .

Για το εμβαδόν και ι.β. νωπού σκυροδέματος ανά φάτνωμα ισχύουν:

$$\begin{aligned} A_c &= (120 + 170) \cdot \frac{60}{2} + (h - h_p) \cdot b = 12600 + (150 - 60) \cdot 300 \\ &= 35700 \text{ mm}^2 / \text{φάτνωμα} \end{aligned} \quad (3-1)$$

Το ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος για το φάτνωμα ισούται με:

$$h_{c,eq} = \frac{A_c}{b} = \frac{35700 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm}} = 119 \text{ mm} \quad (3-2)$$

Το επιπλέον ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος εντός τραπεζίου ισούται με:

$$h_{c,eq} = 60 \cdot \frac{120 + 300 - 2 \cdot \frac{130}{2}}{2 \cdot 300 \text{ mm}} = 29 \text{ mm} \quad (3-3)$$

Επιβεβαιώνεται άρα το συνολικό πάχος των  $150 \text{ mm} \approx 119 + 29 = 148 \text{ mm}$ .

Άρα το ι.β. του σκυροδέματος ισούται με:

$$g_c = 25 \cdot 10^{-3} \cdot (h_{c,eq} + h - h_p) = 25 \cdot 10^{-3} \cdot (29 + 150 - 60) = 2.97 \text{ KN/m}^2 \quad (3-4)$$

Ο Πίνακας 3-6 δίνει το ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος για πάχος πλάκας  $150 \text{ mm}$  ίσο με  $2.96 \text{ KN/m}^2$ , οπότε επιβεβαιώνεται και η εξίσωση (3-4).

Slab depth (mm)	Concrete volume (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Weight of concrete (kN/m <sup>2</sup> )			
		Normal weight concrete		Lightweight concrete	
		Wet	Dry	Wet	Dry
110	0.078	–	–	1.57	1.49
120	0.088	2.21	2.12	1.77	1.68
130	0.098	2.46	2.36	1.97	1.87
140	0.108	2.71	2.60	2.17	2.06
150	0.118	2.96	2.84	2.37	2.25
160	0.128	3.21	3.08	2.57	2.44
170	0.138	3.46	3.32	2.77	2.63
180	0.148	3.71	3.56	2.97	2.82
190	0.158	3.96	3.80	3.17	3.01
200	0.168	4.21	4.04	3.37	3.20
210	0.178	4.46	4.28	3.57	3.39
220	0.188	4.71	4.52	3.77	3.58
250	0.218	5.46	5.24	4.37	4.15

Πίνακας 3-6: Πίνακας όγκου και βάρους σκυροδέματος συναρτήσει του πάχους της πλάκας

Σημειώνεται εδώ πως ο παραπάνω πίνακας ισχύει για συγκεκριμένες τιμές πυκνότητας δοσμένες επίσης από τον κατασκευαστή. Οι τιμές αυτές είναι 25 kN/m<sup>3</sup> για νωπό σκυρόδεμα και 24 kN/m<sup>3</sup> για ξηρό. Συνηθίζεται οι πυκνότητες αυτές να αυξάνονται κατά 1 kN/m<sup>3</sup> λόγω του οπλισμού που περιέχουν οι κατασκευές από ΟΣ.

Στην περίπτωση όμως των συμμίκτων πλακών, ο κατασκευαστής κρίνει την αύξηση αυτή μη αναγκαία, καθώς το πλέγμα οπλισμού που χρησιμοποιείται είναι αρκετά ελαφρύ (Σχ. 3-19).

#### Allowance for the weight of wet concrete and reinforcement

The densities and self-weight of construction materials are given in BS EN 1991-1-1, and the data is informative. However, SCI believe that the increase in density of concrete due to the reinforcement of 1 kN/m<sup>3</sup> given in BS EN 1991-1-1, Annex A, Table A.1 is appropriate for reinforced concrete but not for composite floors, which have only a relatively light mesh. It is also noted that the weight of wet concrete is to be treated as a variable action. For composite slabs then, SCI recommends the following loads for the weight of concrete and reinforcement:

1. 24kN/m<sup>3</sup> for dry normal concrete and 19kN/m<sup>3</sup> for dry lightweight aggregate concrete.
2. 25kN/m<sup>3</sup> for wet normal concrete and 20kN/m<sup>3</sup> for wet lightweight aggregate concrete.
3. The weight of the reinforcement for the specified mesh; the value should thus be determined on a case-by-case basis.
4. The self weight of the wet concrete is treated as a variable action for the construction condition.
5. The self weight of the reinforcement is treated as a permanent action.

Σχ. 3-19: Πυκνότητες Σκυροδέματος και σχετικά σχόλια του κατασκευαστή

Για τον έλεγχο του χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση κατασκευής ισχύουν:

$$G = g_p = 0.10 \text{ kN/m}^2 \quad (3-5)$$

$$q = 2.96 + 0.75 + 0.75 = 4.46 \text{ kN/m}^2 \quad (3-6)$$



$$\text{OKA: } q_{Ed} = 1.35 \cdot 0.10 + 1.5 \cdot 4.46 = 6.83 \text{ kN/m}^2 \quad (3-7)$$

$$\text{OKL: } q = 1.0 \cdot 0.10 + 1.0 \cdot 4.46 = 4.56 \text{ kN/m}^2 \quad (3-8)$$

Εξετάζεται έπειτα το βέλος κάμψης για το μεσαίο άνοιγμα, το οποίο συντηρητικά λαμβάνεται ως αμφιέριστο:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.65^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 92.77 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}} = 22.58 \cdot 10^{-4} \text{ m} \\ &= 2.26 \text{ mm} < \frac{L_e}{250} = \frac{0.7 \cdot 1.65 \text{ m}}{250} = 4.62 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3-9)$$

όπου  $I$  η ροπή αδράνειας που δίνει ο Πίνακας 3-5.

Για τον έλεγχο βελών για τυχόν αύξηση πάχους πλάκας ισχύουν:

$$p = g_p + g_c = 0.10 + 2.96 = 3.06 \text{ kN/m}^2 \quad (3-10)$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 3.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.65^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 92.77 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}} = 15.13 \cdot 10^{-4} \text{ m} = \\ &= 1.51 \text{ mm} < \frac{L_e}{250} = \frac{0.7 \cdot 1.65 \text{ m}}{250} = 4.62 \text{ mm και } < 20 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3-11)$$

Επομένως δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αύξηση του πάχους (και του βάρους) λόγω βέλους.

#### Φάση λειτουργίας:

Τα φορτία που δρουν κατά την φάση λειτουργίας είναι το  $i.$ β. του χαλυβδόφυλλου, το  $i.$ β. του ξηρού σκυροδέματος (Πίνακας 3-6) και οι επικαλύψεις:

$$g_{tot} = g_p + g_c + g_{coat} = 0.10 + 2.84 + 1.5 = 4.44 \text{ kN/m}^2 \quad (3-12)$$

Σημειώνεται εδώ πως δεν απαιτείται επιπλέον στήριξη κατά την φάση λειτουργίας καθώς ισχύει:

$$M_{ed} = 1.35 \cdot g_{tot} \cdot \frac{l^2}{8} = 1.35 \cdot 4.44 \cdot \frac{1.65^2}{8} = 2.04 \text{ kNm/m} < M_{b,Rd} = 9.30 \text{ kNm/m} \quad (3-13)$$

όπου η ροπή αντοχής του χαλυβδόφυλλου δίνεται από τον κατασκευαστή, όπως δείχνει ο Πίνακας 3-5.

Ακόμη δρουν τα κινητά, τα οποία λαμβάνονται ίσα με  $q = 3 \text{ kN/m}^2$ .

$$\text{OKA: } q_d = 1.35 \cdot 4.44 + 1.5 \cdot 3 = 10.5 \text{ kN/m}^2 \quad (3-14)$$

$$\text{OKL: } q_{OKL} = 1.0 \cdot 4.44 + 1.0 \cdot 3 = 7.44 \text{ kN/m}^2 \quad (3-15)$$

#### Υπολογισμός ροπής αντοχής (θετικής και αρνητικής)

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο ( $A_p = 12.76 \text{ cm}^2/\text{m}$ , Πίνακας 3-5):

$$N_p = A_p \cdot f_{ypd} = 12.76 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 350000 \text{ kN/m}^2 = 446.60 \text{ kN/m} \quad (3-16)$$

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος (λαμβάνεται υπόψη μόνο το σκυροδέμα πάνω από το χαλυβδόφυλλο και άρα το  $A_c$  θα είναι το συμπαγές τμήμα της πλάκας και ίσο με  $150 - 75 = 75 \text{ mm}^2/\text{m} = 0.075 \text{ m}^2/\text{m}$ ):

$$N_{cpl} = A_c \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 0.075 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \cdot 0.85 \cdot \frac{25000}{1.5} \text{ kN/m}^2 = 1062.50 \text{ kN/m} \quad (3-17)$$

Ισχύει  $N_p < N_{cpl}$ , άρα ο ουδέτερος άξονας είναι πάνω από τα χαλυβδόφυλλα για θετικές ροπές.

*Θετικές πλαστικές ροπές*

Θέση ουδέτερου άξονα:

$$\begin{aligned} N_{cf} = N_p \rightarrow x_{pl} &= \frac{A_p \cdot f_{ypd}}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{446.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1 \cdot 0.85 \cdot \frac{25000}{1.5} \text{ kN/m}^2} = 0.0315 \text{ m} = \\ &= 3.15 \text{ cm} < h_c = 7.5 \text{ cm} \end{aligned} \quad (3-18)$$

Η απόσταση του κ.β. του χαλυβδόφυλλου από το κάτω πέλμα (ύψος κ.β. τραπεζίου) ισούται με:

$$z_s = \frac{h \cdot (B + 2b)}{3 \cdot (B + b)} = \frac{60 \cdot (180 + 2 \cdot 120)}{3 \cdot (180 + 120)} = 28 \text{ mm} \quad (3-19)$$

και άρα η θέση του κ.β. του χαλυβδόφυλλου θα είναι:

$$d_p = h - z_s = 150 - 28 = 122 \text{ mm} \quad (3-20)$$

οπότε:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd^+} &= N_p \cdot \left( d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right) = 1062.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left( 122 - \frac{31.5}{2} \right) \text{ mm} \cdot 10^{-3} = \\ &= 112.89 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (3-21)$$

*Αρνητικές πλαστικές ροπές*

Η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται και γίνεται η παραδοχή θεώρησης σταθερού πάχους της αυλάκωσης σκυροδέματος.

Το μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου ισούται με:

$$b_p = \frac{180 + 120}{2} = 150 \text{ mm} \quad (3-22)$$

Ο υπολογισμός ρομών και τα αποτελέσματα που προκύπτουν εξαρτώνται άμεσα από το είδος ανάλυσης που επιλέγεται. Για κτιριακά έργα χρησιμοποιείται η ανάλυση ανεξάρτητων αμφιέρειστων πλακών.

Οπότε για το άνοιγμα ισχύει:

$$\text{ΟΚΑ: } M_{Ed} = q_d \cdot \frac{l^2}{8} = 10.5 \cdot \frac{1.65^2}{8} = 3.57 \text{ kNm/m} < M_{pl,Rd^+} = 112.89 \text{ kNm/m} \quad (3-23)$$

Σχετικά με τον οπλισμό που θα τοποθετηθεί, ο Ευρωκώδικας υποδεικνύει πως το ποσόν του οπλισμού και στις δύο κατευθύνσεις δεν πρέπει να είναι μικρότερο από  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ , καθώς και ότι οι αποστάσεις των ράβδων οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνουν το  $2h$  και τα  $350 \text{ mm}$ , όποιο από τα δύο είναι μικρότερο. Επίσης πάνω από τα στηρίγματα και επί μήκους  $1.2 \text{ m}$  εκατέρωθεν αυτών, τοποθετείται οπλισμός ρηγμάτωσης με ποσοστό  $0.2\%$ :

$$A_s = 0.002 \cdot A_{c,ανω} = 0.002 \cdot (h - h_p) = 0.002 \cdot (15 - 6) \cdot 100 \text{ cm}^2 = 1.8 \text{ cm}^2 \quad (3-24)$$

Τελικά τοποθετείται άνω οπλισμός  $\Phi 12/150$  με  $A_s = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$  σε απόσταση 5 cm από την άνω ίνα και κάτω οπλισμός  $\Phi 12/150$  με  $A_s = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$  σε απόσταση 10 cm από την άνω ίνα.

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη οπλισμού ανά φάτνωμα ( $= 0.3 \text{ m}$ ):

$$N_s = A_s \cdot f_{sd} = 7.54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1.15} = 136.58 \text{ kN/m} \quad (3-25)$$

Μέγιστη θλιπτική δύναμη σκυροδέματος ανά φάτνωμα:

$$N_c = A_c \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 35700 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \cdot 0.85 \cdot \frac{25000}{1.5} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 505.75 \text{ kN} > N_s = 136.58 \text{ kN/m} \quad (3-26)$$

Θέση ουδέτερου άξονα:

$$N_c = N_s \rightarrow x_{pl} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{136.58 \text{ kN/m}}{0.15 \cdot 0.85 \cdot \frac{25000}{1.5} \text{ kN/m}^2} = 0.064 \text{ m} < h_p = 0.075 \text{ m} \quad (3-27)$$

Πλαστική ροπή αντοχής για το φάτνωμα:

$$M_{pl,Rd^-} = N_s \cdot \left( 0.15 - 0.03 - \frac{0.041}{2} \right) = 13.59 \text{ kNm} \quad (3-28)$$

Πλαστική ροπή αντοχής ανά μέτρο:

$$M_{pl,Rd^-} = -\frac{13.59}{0.3} = -45.3 \text{ kNm/m} \quad (3-29)$$

Έλεγχος τεμνουσών ΟΚΑ:

$$V_{Ed} = q_d \cdot \frac{l}{2} = 10.5 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{1.65 \text{ m}}{2} = 8.66 \text{ kN/m} \quad (3-30)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{122}} = 2.28 > 2 \rightarrow k = 2 \quad (3-31)$$

Σύμφωνα με το Σχ. 3-18:

$$b_0 = \frac{120 + 300 - 2 \cdot \frac{130}{2}}{2} = 145 \text{ mm} \cdot 136.58 \quad (3-32)$$

$$\rho_l = \frac{A_p \cdot b}{b_0 \cdot d_p} = \frac{12.76 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 0.3 \text{ m}}{1.45 \text{ cm} \cdot 1.22 \text{ cm}} = 0.0216 > 0.02 \rightarrow \rho_l = 0.02 \quad (3-33)$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{25} = 0.495 \text{ MPa} \quad (3-34)$$

$$\tau_{Rd} = C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} = 1.33 \text{ MPa} > v_{\min} \quad (3-35)$$

Αντοχή πλάκας έναντι τέμνουσας:

$$V_{Rd,c} = b_0 \cdot d_p \cdot \frac{\tau_{Rd}}{b} = 145 \cdot 122 \cdot \frac{1.33}{300} \cdot 10^{-3} = 78.43 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 8.66 \text{ kN/m} \quad (3-36)$$

*Έλεγχος σε ΟΚΛ:*

Γίνεται απλοποιητικά η παραδοχή αμφιέριστης ισοδύναμης πλάκας με συμπαγές σταθερό ύψος που δίνεται από την εξίσωση (3-2) και είναι ίσο με:

$$h_{c,eq} = 0.12 \text{ cm} \quad (3-37)$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης πλάκας για λωρίδα 1 m:

$$I = 1.0 \cdot \frac{h_{eq}^3}{12} = 14400 \text{ cm}^4 \quad (3-38)$$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων:

Για σκυρόδεμα ποιότητας C25 ισχύει  $E = 30.5 \text{ GPa}$  και άρα:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.65^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 30.5 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14400 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}} = 0.66 \cdot 10^{-4} \text{ m} \\ &= 0.066 \text{ mm} < \frac{L_e}{350} = \frac{1.65 \text{ m}}{350} = 4.71 \text{ mm} \text{ και } < 20 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3-39)$$

Βέλος λόγω συνολικών φορτίων  $q = 4.44 + 3 = 7.44 \text{ kN/m}^2$ :

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 7.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.65^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 30.5 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 14400 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}} = 1.63 \cdot 10^{-4} \text{ m} \\ &= 0.16 \text{ mm} < \frac{L_e}{250} = \frac{1.65 \text{ m}}{250} = 6.6 \text{ mm} \text{ και } < 30 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3-40)$$

*Ρηγμάτωση:*

Τοποθετείται κατασκευαστικός οπλισμός. Οι απαιτήσεις είναι:

$$\text{Στηρίξεις: } \rho = 0.2\% \rightarrow A_s = 0.2 \cdot (h - h_p) = 0.2 \cdot (150 - 60) = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3-41)$$

$$\text{Ανοίγματα: } \rho = 0.1\% \rightarrow A_s = 0.1 \cdot (h - h_p) = 0.1 \cdot (150 - 60) = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3-42)$$

Έχει τοποθετηθεί ήδη επαρκής οπλισμός.

*Ταλαντώσεις:*

Το φορτίο συχνού συνδυασμού ισούται με:

$$q = 1.0 \cdot g + 0.3 \cdot q = 1.0 \cdot 4.44 + 0.3 \cdot 3 = 5.34 \text{ kN/m}^2 \quad (3-43)$$

Υπολογίζεται αρχικά ο δείκτης  $\mu$ , ο οποίος αποτελεί το κλάσμα της κατανεμημένης μάζας προς την μονάδα μήκους ( $\text{kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^2$ ).

$$\mu = \frac{q}{b} = \frac{5.34 \text{ kN/m}^2}{9.81 \text{ m/sec}^2 \cdot 1 \text{ m}} = 0.54 \text{ kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^2 \quad (3-44)$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Παράρτημα του EN1993-1-1, για συνήθη κτίρια η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα πρέπει να είναι  $\geq 3 \text{ Hz}$ .

Για αμφιέρειστες δοκούς υπό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο η πρώτη ιδιοτιμή είναι ίση με:

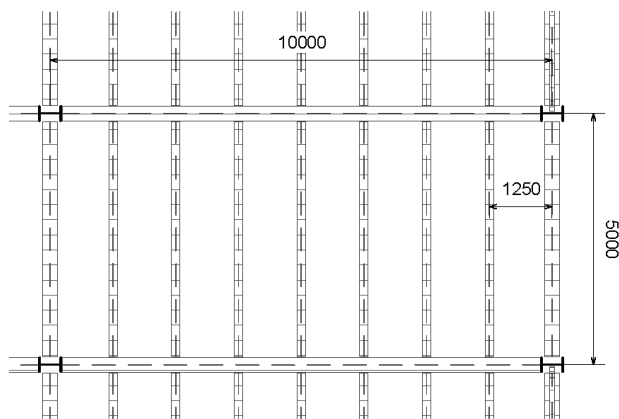
$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \left(\frac{1.571}{L}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \left(\frac{1.571}{1.65}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{3100 \cdot 9277 \cdot 10^{-4}}{0.54}} = 10.5 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz} \quad (3-45)$$

Επομένως η σύμμικτη πλάκα που επιλέξαμε ικανοποιεί όλους τους ελέγχους.

### 3.3.2 Σύμμικτες κύριες δοκοί

Επιλέγεται αρχικά να γίνει αναλυτικός έλεγχος στην δυσμενέστερη κύρια δοκό των κτιρίων Α, Γ. Η διαστασιολόγησή της έγινε στο πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator, τα αποτελέσματα του οποίου φαίνονται στο παράρτημα Α. Οι υπόλοιπες κύριες δοκοί αναλύονται παρακάτω μέσω του Robot.

Η δοκός με διατομή HEA 450 από χάλυβα S355 έχει μήκος 10 m και μήκος επιρροής 5 m, όπως φαίνεται στο Σχ. 3-20.



Σχ. 3-20: Διάταξη των κύριων σύμμικτων δοκών κατά την διεύθυνση Υ

Διατομή HEA 450:  $h = 440 \text{ mm}$ ,  $b_f = 300 \text{ mm}$ ,  $t_w = 11.5 \text{ mm}$ ,  $t_f = 21 \text{ mm}$ ,  $r = 27 \text{ mm}$ ,  $A_a = 178 \text{ cm}^2$ ,  $I_a = 63720 \text{ cm}^4$ ,  $I_z = 9470 \text{ cm}^4$ ,  $I_w = 4146000 \text{ cm}^6$ ,  $I_t = 245 \text{ cm}^3$ ,  $W_{pl,a} = 3216 \text{ cm}^3$ .

Τάση σχεδιασμού δομικού χάλυβα:  $f_{ad} = f_y/\gamma_{M0} = 35.5/1.0 = 35.5 \text{ kN/cm}^2$

Τάση σχεδιασμού σκυροδέματος:  $f_{cd} = f_{yk}/\gamma_c = 2.5/1.5 = 1.667 \text{ kN/cm}^2$

Τάση χάλυβα οπλισμού:  $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s = 50/1.15 = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

Το ίδιο βάρος της σύμμικτης διατομής ισούται με:

$$I.B_{\text{συμμ}} = 0.0178 \text{ m}^2 \cdot 78.5 \text{ kN/m}^3 + 3.06 \text{ kN/m} = 4.46 \text{ kN/m} \quad (3-46)$$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος:

$$\eta = E_\alpha / E_{cm} = 210 / 30 = 7 \quad (3-47)$$

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής:

$$A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} = 178 + \frac{15 \cdot 500}{7} = 1249.43 \text{ cm}^2 \quad (3-48)$$

Ροπή αδράνειας διατομής σκυροδέματος:

$$I_c = \frac{b \cdot d^3}{12} = \frac{500 \cdot 15^3}{12} = 140625 \text{ cm}^4 \quad (3-49)$$

Κέντρο βάρους (από άνω ίνα σκυροδέματος):

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + \frac{A_c \cdot z_c}{\eta}}{A_e} = \frac{178 \cdot (15 + \frac{44}{2}) + \frac{(500 \cdot 15) \cdot \frac{15}{2}}{7}}{1249.43} = 11.7 \text{ cm} \quad (3-50)$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής:

$$\begin{aligned} I_e &= I_a + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{\eta} + \left(\frac{A_c}{\eta}\right) \cdot (z_c - z_e)^2 = \\ &= 63720 + 178 \cdot (37 - 11.7)^2 + \frac{140625}{7} + \left(\frac{500 \cdot 15}{7}\right) \cdot \\ &\quad \cdot (7.5 - 11.7)^2 = 216645 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (3-51)$$

$A_{s1} = 7.54 \cdot 5 = 37.7 \text{ cm}^2$  άνω οπλισμός, σε απόσταση  $z_{s1} = 5 \text{ cm}$  από την άνω ίνα της πλάκας

$A_{s2} = 7.54 \cdot 5 = 37.7 \text{ cm}^2$  κάτω οπλισμός, σε απόσταση  $z_{s2} = 10 \text{ cm}$  από την άνω ίνα της πλάκας

Το συνολικό κατανεμημένο φορτίο που ασκείται στις κύριες δοκούς στη διεύθυνση X και Y είναι ίσο με:

$$\frac{4.46 \text{ kN/m}}{5} = 0.89 \text{ kN/m}^2 \quad (3-52)$$

#### Θετική Πλαστική Ροπή Αντοχής

Συνολική εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

$$Z = f_{ad} \cdot A_a = 35.5 \cdot 178 = 6319 \text{ kN} \quad (3-53)$$

Συνολική θλιπτική δύναμη πλάκας σκυροδέματος:

$$D = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c = 0.85 \cdot 1.667 \cdot 500 \cdot 15 = 10627 \text{ kN} \quad (3-54)$$

Καθώς προκύπτει  $D > Z$ , ο πλαστικός ουδέτερος άξονας (OA) θα είναι για θετικές ροπές εντός του σκυροδέματος.

Απόσταση OA από την άνω ίνα της πλάκας σκυροδέματος:

$$z_0 = \frac{Z}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{6319}{500 \cdot 0.85 \cdot 1.667} = 8.92 < d = 15 \text{ cm} \quad (3-55)$$

Άρα ισχύει η υπόθεση για τη θέση του OA και η θετική πλαστική ροπή αντοχής είναι:

$$M_{pl,Rd}^+ = Z \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right) = 6319 \cdot \left(37 - \frac{8.92}{2}\right) \cdot 10^{-2} = 2056.2 \text{ kNm} \quad (3-56)$$

Ολόκληρη η χαλύβδινη διατομή εφελκύεται, επομένως είναι κατηγορία 1 και επιτρέπεται ο σχεδιασμός της με βάση την πλαστική ροπή αντοχής.

#### Αρνητική Πλαστική Ροπή Αντοχής

Το σκυρόδεμα βρίσκεται στην εφελκυστική περιοχή και έτσι η επιρροή του αγνοείται. Αν ληφθεί υπόψη και ο οπλισμός, η αντοχή υπολογίζεται για τη ρηγματωμένη σύμμικτη κατασκευή.

$$D = A_a \cdot f_{ad} = 178 \cdot 35.5 = 6319 \text{ kN} \quad (3-57)$$

$$Z_{s1} = A_{s1} \cdot f_{sd} = 26.2 \cdot 43.478 = 1139.1 \text{ kN} < D \quad (3-58)$$

Άρα ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της χαλύβδινης διατομής

$$Z_{s2} = A_{s2} \cdot f_{sd} = 16.75 \cdot 43.478 = 728.2 \text{ kN} \quad (3-59)$$

Με την υπόθεση ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της σιδηροδοκού ισχύει:

$$z_0 = d + \frac{D - Z_{s1} - Z_{s2}}{2 \cdot b_{f0} \cdot f_{ad}} = 15 + \frac{6319 - 1139.1 - 728.2}{2 \cdot 30 \cdot 35.5} = 17 \text{ cm} \quad (3-60)$$

Είναι  $d = 15 \text{ cm} < z_0 = 17 \text{ cm} < d + t_{f0} = 15 + 2.1 = 17.1 \text{ cm}$ , επομένως ισχύει η υπόθεση για τη θέση του ουδέτερου άξονα.

Η εφελκυστική δύναμη του άνω πέλματος ισούται με:

$$Z_f = 2 \cdot f_{ad} \cdot b_{f0} \cdot (z_0 - d) = 2 \cdot 35.5 \cdot 30 \cdot (17 - 15) = 4260 \text{ kN} \quad (3-61)$$

Η αρνητική πλαστική ροπή αντοχής είναι ίση με:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd}^- &= D \cdot z_a - Z_{s1} \cdot z_{s1} - Z_f \cdot \frac{z_0 + d}{2} = \\ &= \left( 6319 \cdot 37 - 1139.1 \cdot 5 - 4260 \cdot \frac{17 + 15}{2} \right) \cdot 10^{-2} \\ &= 1600 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (3-62)$$

*Έλεγχος έναντι τέμνουσας (ΟΚΑ)*

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος, τα οποία φαίνονται στο παράρτημα Α, προκύπτουν:

$$V_{pl,Rd} = 1310.3 \text{ kN} > V_{Ed,max} = R_{y,1} = R_{y,2} = 141.98 \text{ kN} \quad (3-63)$$

Λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση τέμνουσας και κάμψης και στη συνέχεια γίνεται ο υπολογισμός της ροπής αντοχής με απομειωμένη τάση διαρροής κορμού  $(1 - \rho) \cdot f_y$ :

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed,max}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( 2 \cdot \frac{142}{1310.3} - 1 \right)^2 = 0.61 \rightarrow (1 - \rho) = 0.39 \quad (3-64)$$

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd}^- &= \Sigma(F_i z_i) - Z_{s1} z_{s1} - Z_{s2} z_{s2} - Z_f \left( d + \frac{t_{f0}}{2} \right) - Z_w \left( z_0 + d + \frac{t_{f0}}{2} \right) = \\ &= 1509.47 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (3-65)$$

Συγκριτικά με την τιμή που προκύπτει εάν αγνοείτο η αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας, η διαφορά είναι μικρή, επομένως το φαινόμενο είναι αμελητέο.

Ένα μέρος του κορμού υπόκειται σε κάμψη και ένα σε θλίψη:

$$a_c = 17 - 15 = 2 \text{ cm}, c = 44 \text{ cm} \rightarrow a = \frac{2}{44} = 0.05 < 0.5 \quad (3-66)$$

$$\text{Κορμός: } h - 2c / t_w = 34.4 / 1.15 = 29.9 < \frac{36\epsilon}{0.1} = 583.2 \rightarrow \text{κατηγορία 1} \quad (3-67)$$

$$\begin{aligned} \text{Κάτω πέλμα: } c / t_{f0} &= \left( \frac{30}{2} - \frac{1.15}{2} - 2.7 \right) / 2.1 = 5.58 < 9\epsilon = 7.29 \\ &\rightarrow \text{κατηγορία 1} \end{aligned} \quad (3-68)$$

Άρα η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1, όπου επιτρέπεται σχεδιασμός με βάση την πλαστική ροπή αντοχής.

*Προσδιορισμός διαμήκους διάτμησης*

Για να προσδιοριστεί η διαμήκης διάτμηση, απαιτείται πλαστική ανάλυση υπό ορισμένες προϋποθέσεις:

- Οικοδομικά έργα
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- Όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών συνδέσμων ( $16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$ ,  $h \geq 4d$ )

*Οριακή κατάσταση αστοχίας*

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι με διάμετρο  $d = 19 \text{ mm}$ , άρα πρέπει να ισχύουν:

$$\begin{aligned} 16 \text{ mm} \leq d = 19 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm} \\ h \geq 4d = 4 \cdot 19 = 76 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3-69)$$

Η διαμήκης διάτμηση προκύπτει από τη συνθήκη ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός κρίσιμου μήκους της δοκού (απόσταση ανάμεσα σε διατομές όπου συμβαίνει μηδενισμός τέμνουσας), το οποίο ισούται με:

$$l_k = \frac{10}{2} = 5 \text{ m} \quad (3-70)$$

και η διαμήκης διάτμηση υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_l = \min(N_{pl,a,Rd}, D_{c,pl,Rd}) = \min(6319, 3507) = 6319 \text{ kN} \quad (3-71)$$

όπου:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{ad} \cdot A_a = 35.5 \cdot 53.8 = 6319 \text{ kN} \quad (3-72)$$

$$D_{c,pl,Rd} = D = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c = 0.85 \cdot 1.667 \cdot 500 \cdot 15 = 10627 \text{ kN} \quad (3-73)$$

Στην κάθε δοκό ασκείται:

$$p_d = q_d \cdot b = 10.5 \cdot 5 = 52.5 \text{ kN/m} \quad (3-74)$$

όπου  $q_d$  δίνεται από την σχέση (3-14).

Άρα δρώσα ροπή είναι ίση με:

$$M_{Ed} = q_d \cdot \frac{L^2}{8} = 52.5 \cdot \frac{10^2}{8} = 656.3 \text{ kNm} < M_{pl,Rd+} = 2056.2 \text{ kNm} \quad (3-75)$$

*Ύψος ήλου:*

Για τον καθορισμό του ύψους του ήλου, πρέπει να υπολογιστεί η απαιτούμενη επικάλυψη, κατ' αντιστοιχία με τις ράβδους οπλισμού, όπως ορίζει ο EN1992-1-1 [8]:

- Περιβαλλοντικές συνθήκες XC3 για σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρα υγρασία
- Ελάχιστη επικάλυψη λόγω συνάφειας:  $c_{min,b} = 10 \text{ mm} =$  ράβδος οπλισμού Φ10
- Κατηγορία Κατασκευής S3 (S4 για διάρκεια ζωής 50 ετών, -1 λόγω δομικού στοιχείου πλάκας)
- Ελάχιστη επικάλυψη λόγω περιβαλλοντικών συνθηκών:  $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$
- $\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

Οπότε ισχύει:

$$\begin{aligned} c_{min} &= \max(c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10) = \\ &= \max(10, 20, 10) = 20 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3-76)$$

Επικάλυψη ράβδων οπλισμού:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} \quad (3-77)$$



Επικάλυψη ήλων:

$$c_{studs} = \max (c_{nom} - 5, 20) = \max (30 - 5, 20) = 25 \text{ mm} \quad (3-78)$$

Ύψος ήλου:

$$h \leq 150 - c_{studs} = 150 - 25 = 125 \text{ mm} \rightarrow h = 125 \text{ mm} \quad (3-79)$$

και άρα ο λόγος h/d θα είναι ίσος με:

$$h / d = 125 / 19 = 6.58 > 4 \rightarrow \alpha = 1 \quad (3-80)$$

$P_{Rd,s} = 0.8 \cdot f_u \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v$	$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$		$\alpha = 0.2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right)$ για $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ $\alpha = 1$ για $4 < \frac{h}{d}$
	d	d <sub>2</sub>	h
Τυπικές διαστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής:	16	29	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200
	19	32	75, 100, 125, 150, 200
	22	35	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250
	25	38	100, 125, 150, 175, 200, 250

Πίνακας 3-7: Τυπικές διαστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής

Οριακή αντοχή ήλου εντός συμπαγούς πλάκας:

$$\begin{aligned}
 P_{Rd} &= \min(P_{Rd,s}, P_{Rd,c}) = \\
 &= \min \left( 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} / \gamma_v, 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \right) = \\
 &= \min \left( 0.8 \cdot 45 \cdot \frac{\pi \cdot 1.9^2}{4} / 1.25, 0.29 \cdot 1 \cdot 1.9^2 \cdot \sqrt{2.5 \cdot 3100} / 1.25 \right) = \\
 &= \min (81.66, 73.73) = 73.73 \text{ kN}
 \end{aligned} \quad (3-81)$$

όπου η  $f_u$  δεν θα λαμβάνεται μεγαλύτερη από 450 N/mm<sup>2</sup>.

Οι παραπάνω τιμές της αντοχής απομειώνονται καθώς υπάρχει χαλυβδόφυλλο. Ο μειωτικός συντελεστής δίνεται στον EN 1994-1-1 [9], για την περίπτωση χαλυβδόφυλλου με τις αυλακώσεις παράλληλες προς τις υποστηρίζουσες δοκούς:

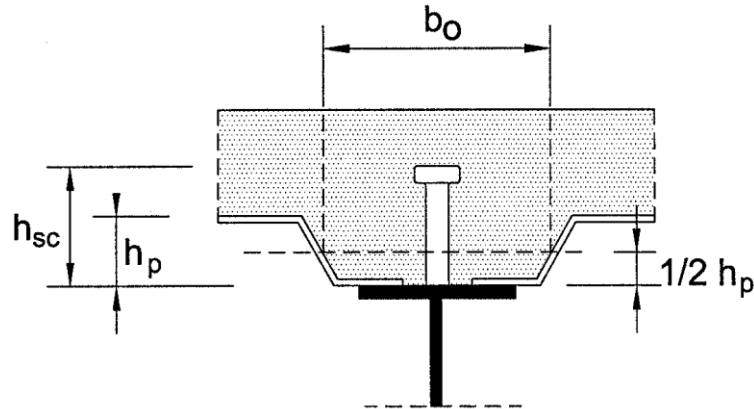
$$k_1 = 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (3-82)$$

όπου:

$b_0$ : το μέγιστο πλάτος αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου

$h_p$ : το ύψος της αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου

$h_{sc}$ : το ύψος του διατμητικού ήλου, όχι μεγαλύτερο από  $h_p + 75 \text{ mm}$



Σχ. 3-21: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο παράλληλο προς τη δοκό

Άρα ισχύει:

$$k_1 = 0.6 \cdot \frac{120 + 2 \cdot 12.5}{60} \cdot \left( \frac{125}{60} - 1 \right) = 1.57 \geq 1.0 \rightarrow k_1 = 1.0 \quad (3-83)$$

Άρα τελικά ισχύει:

$$P_{Rd} = 73.73 \text{ kN} \quad (3-84)$$

#### Διατμητική Σύνδεση

Αρχικά ελέγχεται αν επιτρέπεται η ομοιόμορφη πλαστική κατανομή:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} \leq 2.5 \rightarrow \frac{M_{pl,Rd}}{W_{pl,a} \cdot f_y} \leq 2.5 \rightarrow \frac{2056.2}{3216 \cdot 35.5 \cdot 10^{-2}} \leq 2.5 \rightarrow 1.8 \leq 2.5 \quad (3-85)$$

Οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή των διατμητικών ήλων.

Επιλέγεται για τις κύριες δοκούς μερική διατμητική σύνδεση, με προϋπόθεση να χρησιμοποιείται μόνο στις περιοχές θετικών ροπών.

Ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων για πλήρη διατμητική σύνδεση ισούται με:

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{6319}{73.73} = 85.7 \rightarrow 86 \text{ ήλοι} \quad (3-86)$$

Για ισοδύναμο άνοιγμα της δοκού  $L_e = 10 \text{ m} < 25 \text{ m}$  και συμμετρική διατομή, ο υπάρχων αριθμός συνδέσμων εντός του κρίσιμου μήκους του φορέα ισούται με:

$$\eta = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (0.75 - 0.03 \cdot L_e) = 0.55 \geq 0.4 \quad (3-87)$$

Οπότε προκύπτει ότι ο απομειωμένος αριθμός συνδέσμων για μερική σύνδεση είναι:

$$\eta_\mu = 0.55 \cdot 86 = 47.3 \rightarrow 48 \text{ ήλοι} \quad (3-88)$$

Άρα συνολικά τοποθετούνται 48 ήλοι (24 ζεύγη) στην μισή διατομή (96 στην ολόκληρη). Η ικανότητα τοποθέτησης δύο ήλων ανά τομή εξετάζεται παρακάτω και επαληθεύεται.

Η αντοχή μόνο της σιδηροδοκού ισούται με:

$$M_{pl,a,Rd} = f_y \cdot W_{pl,a} = 35.5 \cdot 3216 = 1141.68 \text{ kNm} \quad (3-89)$$

Και άρα οριακή ροπή σύμμικτης δοκού με μερική διάτμηση είναι ίση με:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) = 1141.68 + 0.55 \cdot (2056.2 - 1141.68) = 1644.67 \text{ kNm} \quad (3-90)$$

Αν  $M_{Rd} = M_{Ed} = 656.3 \text{ kNm}$  (3-75) και  $M_{pl,Rd} = 2056.2 \text{ kNm}$  (3-56), τότε θα ισχύει:

$$\eta_{\text{απαιτ}} = \frac{656.3 - 1141.68}{2056.2 - 1141.68} = -0.53 \quad (3-91)$$

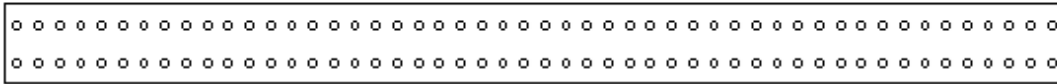
Η παραπάνω αρνητική τιμή δεν έχει κάποιο φυσικό νόημα, απλώς δείχνει ότι πρακτικά η διατομή δεν χρειαζόταν να γίνει σύμμικτη.

Η διαμήκης απόσταση θα είναι ίση με:

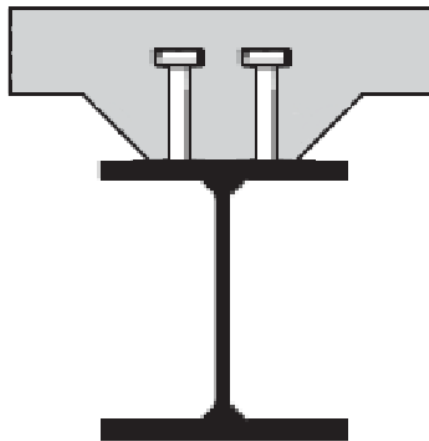
$$e_L = \frac{1000}{48} = 20.83 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm ή } 200 \text{ mm} \quad (3-92)$$

Άρα τοποθετούνται 2 ήλοι M19/200, οπότε τελικά προκύπτουν 100 ήλοι στο συνολικό μήκος των 10 m.

**100 connectors**



Σχ. 3-22: Τελικός αριθμός συνδέσμων (κάτοψη άνω πέλματος)



Σχ. 3-23: Τομή εγκάρσια στην δοκό



Σχ. 3-24: Τομή παράλληλη στην δοκό

*Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων*

Για σύμμικτες πλάκες με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο, σύμφωνα με τον EN1994-1-1 [9], ισχύουν:

Διαμήκης απόσταση:

$$5d = 95 \text{ mm} < e_L = 200 < \min(6h_c + 6h_p, 800) = \min(1260, 800) = 800 \text{ mm} \quad (3-93)$$

Εγκάρσια απόσταση μεταξύ ήλων (για χαλυβδόφυλλο με  $b = 120 \text{ mm}$ ):

$$\min e_T = 4d = 76 \text{ mm} \rightarrow e_T = 80 \text{ mm} \quad (3-94)$$

Εγκάρσια απόσταση ακραίου ήλου από το άκρο του πέλματος:

$$\min e_R = 20 \text{ mm} \leq \frac{120 - 80}{2} = 20 \text{ mm} \quad (3-95)$$

Ελάχιστο πλάτος τραπεζίου χαλυβδόφυλλου:

$$\min b_0 = 50 \text{ mm} < b = 120 \text{ mm} \quad (3-96)$$

Ύψος ήλου μείον ύψος χαλυβδόφυλλου:

$$h_{sc} - h_p \geq 2d \rightarrow 125 - 60 \geq 2 \cdot 19 \rightarrow 65 \text{ mm} \geq 38 \text{ mm} \quad (3-97)$$

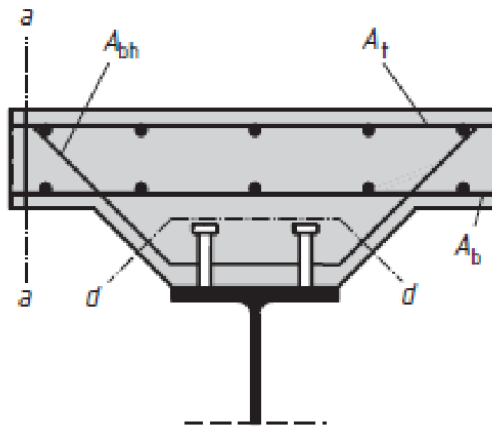
Οι πρόσθετοι περιορισμοί για θλιβόμενα άνω πέλματα ισχύουν όταν η διατομή είναι κατηγορίας 3 ή 4, οπότε σε αυτή την περίπτωση δεν απαιτείται να ελεγχθούν, καθώς το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Μεταβιβαζόμενη διαμήκης διάτμηση:

$$\text{Για 2 ήλους M19/200: } V_{l,Rd} = \frac{73.73}{0.2} = 368.65 \text{ kN/m} \quad (3-98)$$

*Έλεγχος σύμμικτης πλάκας σε διαμήκη διάτμηση*

Οι επιφάνειες που πρέπει να ελεγχθούν φαίνονται παρακάτω:



Σχ. 3-25: Πιθανές επιφάνειες διατμητικής αστοχίας

Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού:

$$\rho_{\min} = \frac{A_{sf}}{s_f \cdot h_c} = 0.16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.16 \cdot \frac{2.6}{500} = 0.083 \% \quad (3-99)$$

και άρα απαιτείται οπλισμός ίσος με:

$$A_{sf}/s_f = \rho_{\min} \cdot h_c = 0.00083 \cdot 150 = 0.12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3-100)$$

Τοποθετείται πλέγμα Φ12/150 άνω και κάτω (a-a) και Φ16/150 (d-d) για τα οποία ισχύει:

$$\text{Για την a - a: } A_{sf} / s_f = 2 \cdot (\pi \cdot 1.2^2 / 4) / 0.15 = 15.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Για την d - d: } A_{sf} / s_f = 2 \cdot (\pi \cdot 1.6^2 / 4) / 0.15 = 26.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Διατμητική ροή:

$$V_{l,Ed} = \frac{V_l}{l_k} = \frac{6319}{5} = 1263.8 \text{ kN/m} \quad (3-101)$$

*Έλεγχος τομής a-a:*

Δρώσα διατμητική ροή (θλιβόμενο πέλμα):

$$V_{\ell c,Ed} = V_{l,Ed} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} = 1263.8 \cdot [(500 - 15)/2]/500 = 612.95 \text{ kN/m} \quad (3-102)$$

Έλεγχος αντοχής λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος:

$$V_{c,Rd} = \frac{0.75 \cdot L_v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0.75 \cdot 0.15 \cdot 16670}{1.2 + 1/1.2} = 922.31 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-103)$$

Έλεγχος αντοχής εγκάρσιων οπλισμών:

$$V_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = 15.08 \cdot 43.478 \cdot 1.2 = 786.78 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-104)$$

*Έλεγχος τομής d-d:*

$$V_{\ell c,Ed} = V_{l,Ed} = 1263.8 \text{ kN/m} \quad (3-105)$$

$$L_v = 2h' + 2d_2 + e_T = 2 \cdot 32.5 + 2 \cdot 32 + 80 = 209 \text{ mm} \quad (3-106)$$

και άρα:

$$V_{c,Rd} = \frac{0.75 \cdot L_v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0.75 \cdot 0.324 \cdot 16670}{1.2 + 1/1.2} = 1285.09 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-107)$$

$$V_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = 26.81 \cdot 43.478 \cdot 1.2 = 1398.68 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-108)$$

Επομένως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι.

*Έλεγχος ρηγμάτωσης (ΟΚΛ)*

Ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης:

$$A_{s,min} = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0.9 \cdot 0.66 \cdot 0.8 \cdot 3 \cdot \frac{7500}{280} = 38.2 \text{ cm}^2 \quad (3-109)$$

όπου:

$k_s$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της μείωσης της αξονικής δύναμης της πλάκας λόγω ρηγμάτωσης και ολίσθησης των ήλων. Λαμβάνεται ίσος με 0.9

$k$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατανομή ανομοιομόρφων αυτεντατικών τάσεων. Λαμβάνεται ίσος με 0.8

$f_{ct,eff}$ : η ενεργός εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος τη στιγμή της ρηγμάτωσης (Λαμβάνεται η προσεγγιστική τιμή 3 MPa, η οποία είναι ανεξάρτητη από την ποιότητα του σκυροδέματος)

$A_{ct}$ : το εμβαδόν της εφελκυσόμενης ζώνης του σκυροδέματος. Ισούται με  $500 \cdot 15 = 7500 \text{ cm}^2$

$\sigma_s$ : η εκτιμώμενη τάση του οπλισμού κατά τη στιγμή της ρηγμάτωσης. Λαμβάνεται ίση με 320 MPa

Για τον υπολογισμό της παραπάνω σχέσης χρειάζεται ο συντελεστής  $k_c$ , ο οποίος ισούται με:

$$k_c = \frac{z_0}{z_0 + \frac{h_c}{2}} + 0.3 = \frac{4.203}{4.203 + \frac{15}{2}} + 0.3 = 0.66 < 1.0 \quad (3-110)$$

όπου:

$$z_0 = \frac{A_a \cdot z'_a}{A_a + \frac{A_c}{\eta_0}} = \frac{178 \cdot (37 - \frac{15}{2})}{178 + \frac{7500}{7}} = 4.203 \text{ cm} \quad (3-111)$$

Η απαίτηση του ελάχιστου οπλισμού καλύπτεται από τον οπλισμό που θα τοποθετηθεί λόγω των ελέγχων ΟΚΑ και ΟΚΛ.

Τάση άνω στρώσης οπλισμού:

$$\sigma_{s1,0} = \frac{M_{ek}}{W_{s1}} = 0.51 \text{ MPa} \quad (3-112)$$

όπου:

$$W_{s1} = \frac{I_{e,st}}{z_{e,st} - z_{s1}} = \frac{216645}{11.7 - 5} = 32335.07 \text{ cm}^3 \quad (3-113)$$

Πρόσθετη τάση λόγω συμμετοχής του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 \cdot f_{ctm}}{a_{st} \cdot \rho_s} = \frac{0.4 \cdot 2.6}{53.87 \cdot 0.0096} = 2.01 \text{ MPa} \quad (3-114)$$

όπου:

$$\alpha_{st} = \frac{A_e \cdot I_e}{A_a \cdot I_a} = \frac{1249.43 \cdot 216645}{178 \cdot 63720} = 53.87 \quad (3-115)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{26.81 + 10.47}{7500} = 0.0096 = 0.96 \% \quad (3-116)$$

Τάση άνω στρώσης οπλισμού μετά την ρηγμάτωση:

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s1,0} + \Delta\sigma_s = 2.01 + 0.51 = 2.52 \text{ MPa} \quad (3-117)$$

Λαμβάνεται συντηρητικά  $\sigma_{s1} = 280 \text{ MPa}$ .

Σύμφωνα με τους παρακάτω πίνακες προκύπτει η μέγιστη διάμετρος των ράβδων ίση με Φ16 και μέγιστη απόσταση ράβδων ίση με 200 mm. Επομένως οι οπλισμοί που έχουν τοποθετηθεί (Φ16/150 και Φ12/150 αντίστοιχα) ικανοποιούν τις απαιτήσεις.

Τάση οπλισμού $\sigma_s$ σε MPa	Μέγιστη διάμετρος ράβδου $\Phi^*$ (mm) για άνοιγμα ρωγμής $w_k$		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

Πίνακας 3-8: Επιλογή μέγιστης διαμέτρου ράβδου με βάση την τάση οπλισμού και το άνοιγμα ρωγμής

Τάση οπλισμού $\sigma_s$ σε MPa	Μέγιστη απόσταση ράβδου για άνοιγμα ρωγμής $w_k$		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

Πίνακας 3-9: Μέγιστες αποστάσεις ράβδου με βάση την τάση οπλισμού και το άνοιγμα ρωγμής

### Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Οι περισσότεροι απαιτούμενοι έλεγχοι για τις διαδοκίδες πραγματοποιούνται από το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator, εκτός από αυτόν για αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Κρίσιμη ροπή λυγισμού:

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2}{\pi^2} \cdot \frac{G \cdot I_{t,eq}}{E \cdot I_z} + \frac{c_\theta}{E \cdot I_z} \cdot \frac{(k \cdot L)^4}{\pi^4}} \\
 &= 1.132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 9470}{(2 \cdot 1000)^2} \\
 &\cdot \sqrt{\left(\frac{2}{1}\right)^2 \cdot \frac{4146000}{9470} + \frac{(2 \cdot 1000)^2}{\pi^2} \cdot \frac{8100 \cdot 21.1}{21000 \cdot 9470} + \frac{4.96}{21000 \cdot 9470} \cdot \frac{(2 \cdot 1000)^4}{\pi^4}} \\
 &= 555.46 \cdot 77.34 = 42959 \text{ kNcm} = 429.59 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{3-118}$$

όπου:

$I_{t,eq}$ : ισοδύναμη ροπή στρέψης

$$I_{t,eq} = I_t + c_\theta \cdot \frac{(k \cdot L)^2}{G \cdot \pi^2} = 21.1 + 4.96 \cdot \frac{(2 \cdot 10)^2}{81 \cdot 10^6 \cdot \pi^2} = 21.1 \text{ cm}^3 \tag{3-119}$$

$c_\theta$ : ολική σταθερά του στροφικού ελατηρίου, με το οποίο προσομοιώνεται η στροφική δέσμευση από το χαλυβδόφυλλο προς το θλιβόμενο τμήμα της δοκού.

$$\frac{1}{c_\theta} = \frac{1}{c_{\theta,e}} + \frac{1}{c_{\theta,\sigma}} + \frac{1}{c_{\theta,p}} \rightarrow \frac{1}{c_\theta} = \frac{1}{270.2} + \frac{1}{5.2} + \frac{1}{188.87} \rightarrow c_\theta = 4.96 \text{ kNm/m} \tag{3-120}$$

όπου:

$c_{\theta,\sigma}$ : σταθερά ελατηρίου λόγω παραμόρφωσης της σύνδεσης η οποία ισούται με 5.2 kNm/m όταν το χαλυβδόφυλλο συνδέεται στο κάτω στενό πέλμα τους με τη δοκό

$c_{\theta,e}$ : σταθερά ελατηρίου λόγω παραμόρφωσης του χαλυβδόφυλλου

$$c_{\theta,e} = k \cdot \frac{EI}{\alpha} = 2 \cdot \frac{210 \cdot 10^6 \cdot 106.15 \cdot 10^{-8}}{1.65} = 270.2 \text{ kNm/m} \tag{3-121}$$

όπου:

$k$ : ίσο με 2 για αμφιέριστα φύλλα ή συνεχή δύο ανοιγμάτων

$\alpha$ : απόσταση δύο διαδοχικών στηρίξεων του χαλυβδόφυλλου

$c_{\theta,p}$ : σταθερά ελατηρίου λόγω παραμόρφωσης της διατομής

$$c_{\theta,p} = 5770 \cdot \frac{1}{\frac{h}{t_w^3} + c \cdot \frac{b_f}{t_f^3}} = 5770 \cdot \frac{1}{\frac{44}{1.15^3} + 0.5 \cdot \frac{30}{2.1^3}} = 188.87 \text{ kNm/m} \tag{3-122}$$

όπου:

h: ύψος της διατομής

b<sub>f</sub>: πλάτος του πέλματος

t<sub>f</sub>: πάχος του πέλματος

t<sub>w</sub>: πάχος του κορμού

c: ίσο με 0.5 για διατομές διπλού-ταυ

Καθώς για την HEA 450 ισχύει  $h/b_{\min} < 2$ , επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a, οπότε  $\alpha_{LT} = 0.21$

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 ισχύει  $W_y = W_{pl,y}$ .

Η ανηγμένη λυγηρότητα ισούται με:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{3216 \cdot 35.5 / 42959} = 1.63 > 0.2 \quad (3-123)$$

και άρα:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (1.63 - 0.2) + 1.63^2] = 1.979 \quad (3-124)$$

οπότε και προκύπτει μειωτικός συντελεστής:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{1.979 + \sqrt{1.979^2 - 1.63^2}} = 0.322 \quad (3-125)$$

Τελικά προκύπτει αντοχή ίση με:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.322 \cdot 35.5 \cdot 42959}{1.00} = 491744.77 \text{ kNcm} = 4917.45 \text{ kNm} \quad (3-126)$$

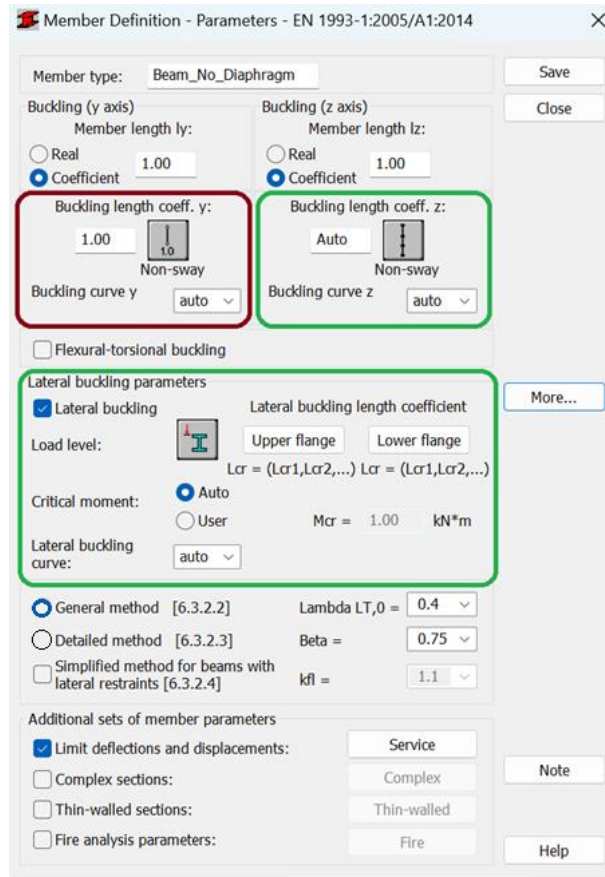
Σύμφωνα με τους υπολογισμούς του προγράμματος που βρίσκονται στο παράρτημα A, η μέγιστη ροπή στην φάση κατασκευής είναι ίση με 355.02 kNm < 4917.45 kNm.

Επομένως η σύμμικτη δοκός HEA 450 επαρκεί. Εκτός από την αναλυτική επίλυση για την σύμμικτη διατομή, γίνεται και ο ακόμη δυσμενέστερος έλεγχος μέσω του Robot, για την καθαρά μεταλλική διατομή.

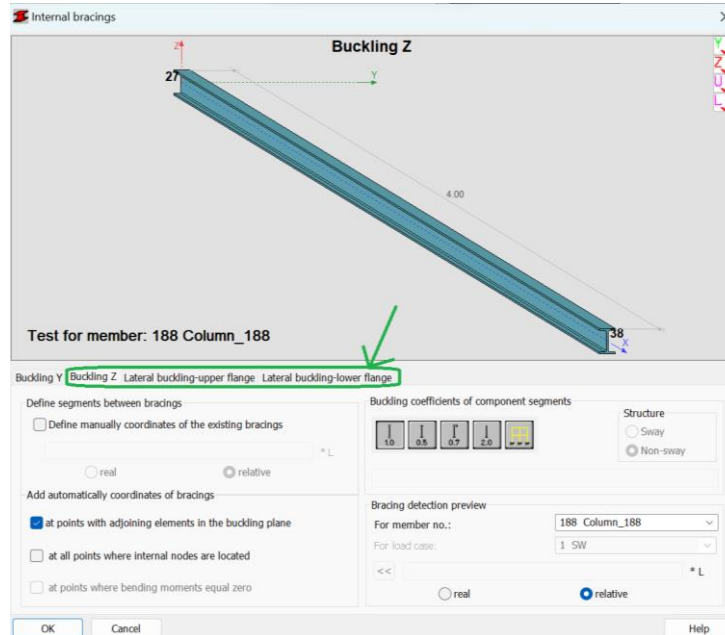
Για την διαστασιολόγηση των δοκών χρειάστηκε η δημιουργία αντίστοιχων member group στο Robot, επιλέγοντας από το drop-down menu *Steel/Aluminum Design* και έπειτα την επιλογή του toolbar *Design>Steel Members Design - Options>Code parameters*. Για τις δοκούς δημιουργήθηκαν δύο group, ένα για την φάση πριν την σκυροδέτηση, όπου οι δοκοί δεν εξασφαλίζονται από την σύμμικτη πλάκα και πρέπει να οριστούν μήκη λυγισμού (Σχ. 3-26), και ένα για την φάση μετά την σκυροδέτηση, όπου τον έλεγχο αναλαμβάνει το πρόγραμμα ανάλυσης συμμίκτων μελών (Σχ. 3-28). Στο group για πριν την σκυροδέτηση, στο Robot γίνεται έλεγχος μόνο για τα φορτία σκυροδέτησης και η εύρεση του μήκους λυγισμού γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα με την επιλογή *Internal Bracings* (Σχ. 3-27).

Σημειώνεται ότι Buckling αποτελεί ο «καμπτικός» λυγισμός ή αλλιώς λυγισμός λόγω θλίψης, όπου αναπτύσσεται αξονική δύναμη, και Lateral-Torsional Buckling αποτελεί ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, όπου αναπτύσσεται και καμπτική ροπή και αξονική δύναμη.

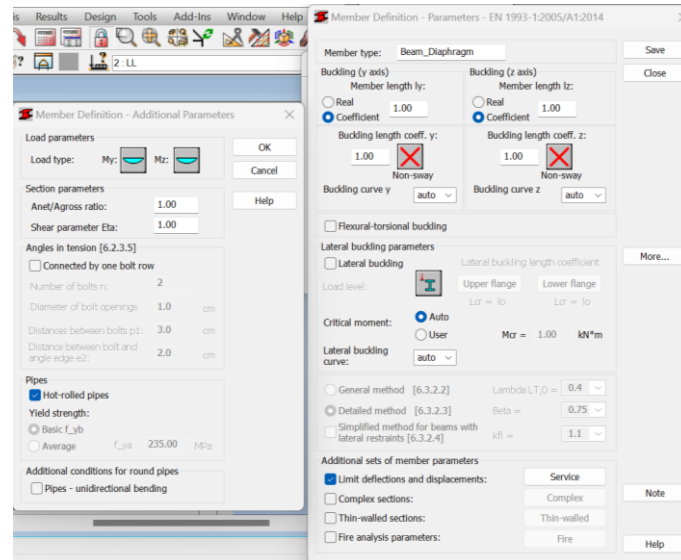




Σχ. 3-26: Δοκοί πριν την φάση σκυροδέτησης



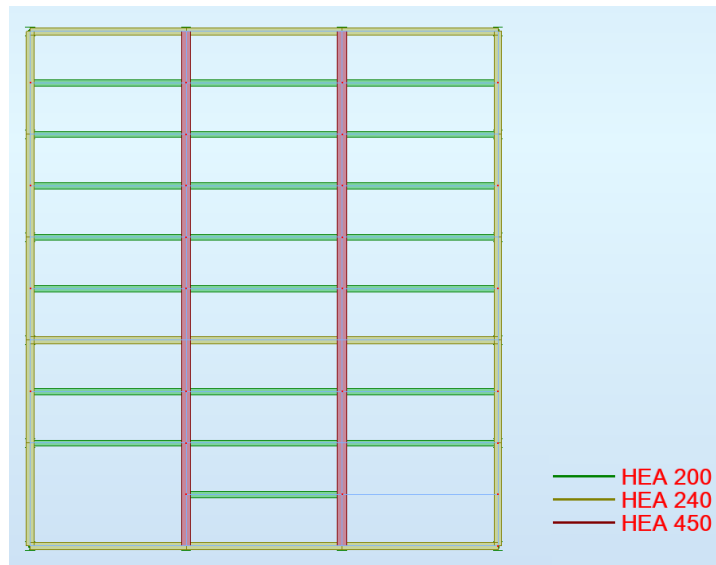
Σχ. 3-27: Αυτόματη εύρεση του μήκους λυγισμού με τα Internal Bracings



Σχ. 3-28: Δοκοί μετά την φάση σκυροδέτησης

Για την επιλογή των διατομών, έγινε προσπάθεια για ομαδοποίηση όπου δυνατόν, με κατάληξη να υπάρχουν 3 διατομές ανά δάπεδο και περισσότερες όμοιες συνδέσεις.

Τελικά, έπειτα από αρκετούς ελέγχους προκύπτουν οι παρακάτω διατομές για το κτίριο Β (Σχ. 3-29) και κτίρια Α,Γ (Σχ. 3-36) αντίστοιχα. Για τις περισσότερες δοκούς χρησιμοποιήθηκε διατομή HEA 240 ή HEA 260, για τα κτίρια Β και Α/Γ αντίστοιχα, ενώ σε συγκεκριμένες θέσεις που παρουσίασαν μεγαλύτερες απαιτήσεις χρησιμοποιήθηκε η HEA 450, με τις διαδοκίδες να έχουν οριστεί ως HEA 200.



Σχ. 3-29: Διαστασιολόγηση των δοκών του κτιρίου Β

Για το κτίριο Β και για την φάση πριν την σκυροδέτηση, οι δοκοί με διατομή HEA 450 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-30, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.34 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G.

Στο Σχ. 3-31 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
120 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.33	22.63	0.34	72 1.35G
66 Beam_No_Dia	HEA 450	S 355	52.33	22.63	0.34	72 1.35G
121 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.33	22.63	0.34	72 1.35G
67 Beam_No_Dia	HEA 450	S 355	52.33	22.63	0.34	72 1.35G
12 Beam_No_Dia	HEA 450	S 355	52.33	22.63	0.34	72 1.35G
13 Beam_No_Dia	HEA 450	S 355	52.33	22.63	0.34	72 1.35G
122 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	34.89	22.63	0.15	72 1.35G
68 Beam_No_Dia	HEA 450	S 355	34.89	22.63	0.15	72 1.35G
14 Beam_No_Dia	HEA 450	S 355	34.89	22.63	0.15	72 1.35G
254 Member_254	HEA 450	S 355	17.44	22.63	0.04	72 1.35G
259 Member_259	HEA 450	S 355	17.44	22.63	0.04	72 1.35G
258 Member_258	HEA 450	S 355	17.44	22.63	0.04	72 1.35G
256 Member_256	HEA 450	S 355	17.44	22.63	0.04	72 1.35G
257 Member_257	HEA 450	S 355	17.44	22.63	0.02	72 1.35G
255 Member_255	HEA 450	S 355	17.44	22.63	0.02	72 1.35G

Σχ. 3-30: Έλεγχος της διατομής HEA 450 του κτιρίου Β πριν την σκυροδέτηση

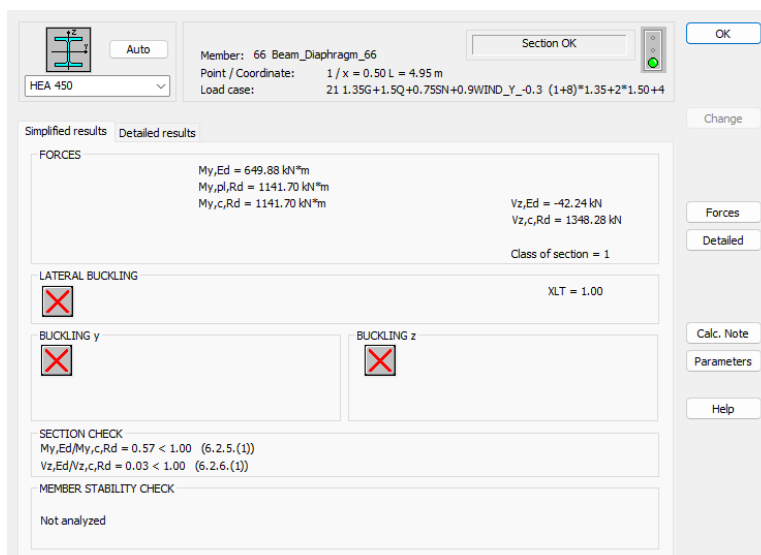
Σχ. 3-31: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 450 του κτιρίου Β πριν την σκυροδέτηση

Για το κτίριο Β και για την φάση μετά την σκυροδέτηση, οι δοκοί με διατομή HEA 450 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-32, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.57 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_X\_-0.3.

Στο Σχ. 3-33 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
66 Beam_Diaphra	HEA 450	S 355	52.33	135.77	0.57	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
12 Beam_Diaphra	HEA 450	S 355	52.33	135.77	0.57	18 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_+0.2
67 Beam_Diaphra	HEA 450	S 355	52.33	135.77	0.57	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
13 Beam_Diaphra	HEA 450	S 355	52.33	135.77	0.57	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
120 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	52.33	135.77	0.53	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
121 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	52.33	135.77	0.53	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
68 Beam_Diaphra	HEA 450	S 355	34.89	90.51	0.25	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
14 Beam_Diaphra	HEA 450	S 355	34.89	90.51	0.25	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
122 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	34.89	90.51	0.23	26 1.35G+1.5Q+0.75SN
254 Member_254	HEA 450	S 355	17.44	45.26	0.06	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
256 Member_256	HEA 450	S 355	17.44	45.26	0.06	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
259 Member_259	HEA 450	S 355	17.44	45.26	0.06	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
258 Member_258	HEA 450	S 355	17.44	45.26	0.06	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
255 Member_255	HEA 450	S 355	17.44	45.26	0.03	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3

Σχ. 3-32: Έλεγχος της διατομής HEA 450 του κτιρίου Β μετά την σκυροδέτηση



Σχ. 3-33: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 450 του κτιρίου Β μετά την σκυροδέτηση

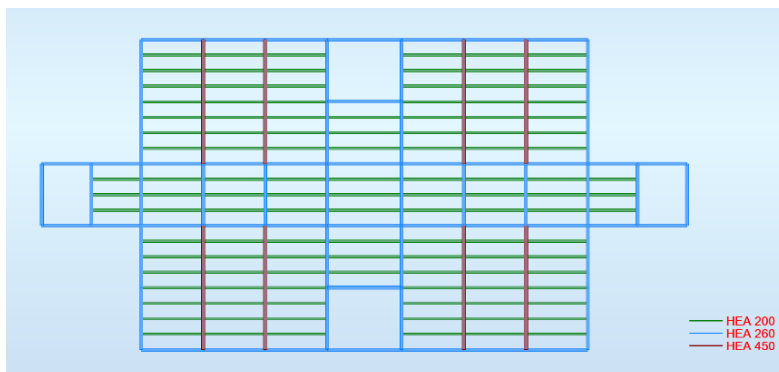
Σημειώνεται εδώ πως οι δοκοί με διατομή HEA 240 παρουσίασαν αρκετά μικρότερα ποσοστά εκμετάλλευσης (της τάξης του 30%, όπως φαίνεται και στα Σχ. 3-34 & Σχ. 3-35), οπότε θα μπορούσε και να επιλεγεί μια μικρότερη διατομή (πχ HEA 160). Για λόγους σχετικής ομοιομορφίας ανάμεσα στα δύο κτίρια, καθώς και λόγους σύνδεσης, επιλέχθηκε να παραμείνει η HEA 240.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
88 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
65 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
78 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
132 Beam_No_Di	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
24 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
44 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
151 Beam_No_Di	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
42 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
142 Beam_No_Di	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
98 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
96 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
119 Beam_No_Di	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
11 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G
34 Beam_No_Dia	HEA 240	S 355	49.74	83.29	0.20	3 1.35G

Σχ. 3-34: Έλεγχος της διατομής HEA 240 του κτιρίου Β πριν την σκυροδέτηση

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
78 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
24 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	50 G+Q+0.55N+0.6WIND_X_-0.3
88 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	50 G+Q+0.55N+0.6WIND_X_-0.3
96 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	50 G+Q+0.55N+0.6WIND_X_-0.3
42 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
44 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
98 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	51 G+Q+0.55N+0.6WIND_Y_+0.2
65 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	51 G+Q+0.55N+0.6WIND_Y_+0.2
11 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	51 G+Q+0.55N+0.6WIND_Y_+0.2
34 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
142 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.28	50 G+Q+0.55N+0.6WIND_X_-0.3
132 Beam_Diaphra	HEA 240	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.28	57 G+Q+0.55N

Σχ. 3-35: Έλεγχος της διατομής HEA 240 του κτιρίου Β μετά την σκυροδέτηση



Σχ. 3-36: Διαστασιολόγηση των δοκών των κτιρίων Α,Γ

Αντίστοιχα για τα κτίρια Α και Γ πριν την σκυροδέτηση, οι δοκοί με διατομή HEA 450 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-37, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.34 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G, ενώ αυτές με διατομή HEA 260 παρουσίασαν τα αποτελέσματα του Σχ. 3-38, με μέγιστο λόγο 0.35 για τον συνδυασμό 1.35G.

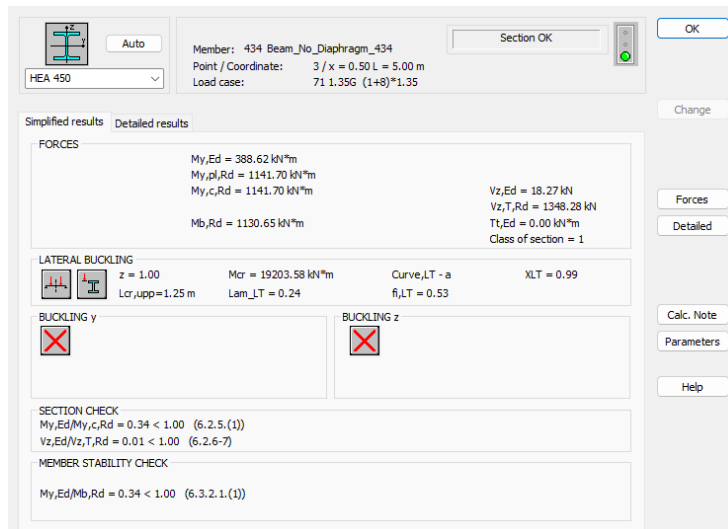
Στα Σχ. 3-39 & Σχ. 3-40 παρουσιάζεται η καταπόνηση των δυσμενέστερων αυτών μελών.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
434 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
364 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
294 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
334 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
264 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
404 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
435 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
365 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
295 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
327 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
467 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
397 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
398 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
328 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
468 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
298 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
438 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
368 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
261 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
331 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
401 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
433 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
363 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G
293 Beam_No_Di	HEA 450	S 355	52.86	17.14	0.34	71 1.35G

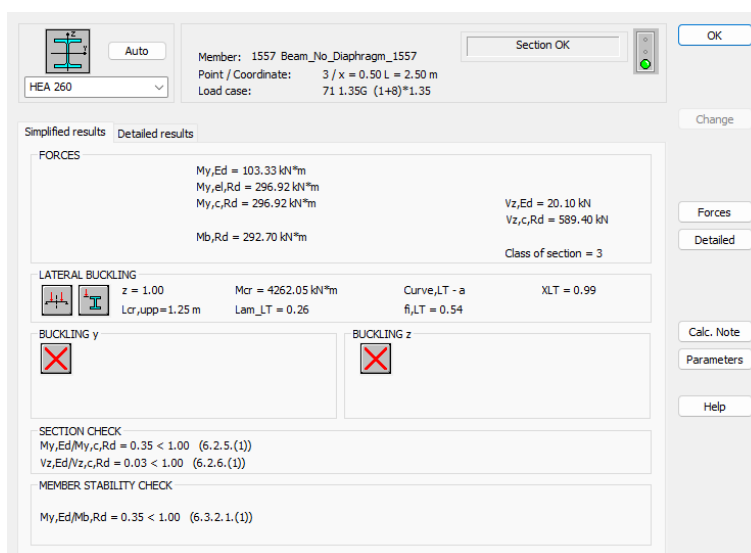
Σχ. 3-37: Έλεγχος της διατομής HEA 450 των κτιρίων Α,Γ πριν την σκυροδέτηση

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
1557 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1261 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1246 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
326 Beam_No_Di	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1542 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
311 Beam_No_Di	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1523 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
292 Beam_No_Di	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1227 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
277 Beam_No_Di	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1508 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1212 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1201 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
266 Beam_No_Di	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1497 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1235 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G
1531 Beam_No_	HEA 260	S 355	45.56	19.23	0.35	71 1.35G

Σχ. 3-38: Έλεγχος της διατομής HEA 240 των κτιρίων Α,Γ πριν την σκυροδέτηση



Σχ. 3-39: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 450 των κτιρίων Α,Γ πριν την σκυροδέτηση



Σχ. 3-40: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 260 των κτιρίων Α,Γ πριν την σκυροδέτηση

Μετά την σκυροδέτηση, οι δοκοί με διατομή HEA 450 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-41, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.59 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.9WIND\_X\_+0.2, ενώ αυτές με διατομή HEA 260 παρουσίασαν τα αποτελέσματα του Σχ. 3-42, με μέγιστο λόγο 0.71 για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75SN.


Στα Σχ. 3-43 & Σχ. 3-44 παρουσιάζεται η καταπόνηση των δυσμενέστερων αυτών μελών.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
364 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
294 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
334 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
264 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
365 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
295 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
327 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
397 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
398 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
328 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
298 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
368 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
261 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
331 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
363 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
293 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.59	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
434 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.54	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
435 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.54	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
467 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.54	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
468 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.54	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
438 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.54	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
433 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.54	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
404 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	52.86	137.14	0.53	26 1.35G+1.5Q+0.75SN

Σχ. 3-41: Έλεγχος της διατομής HEA 450 των κτιρίων Α,Γ μετά την σκυροδέτηση

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1221 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.71	26 1.35G+1.5Q+0.75SN
1255 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.71	26 1.35G+1.5Q+0.75SN
277 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	17 1.35G+1.5Q
292 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	18 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_+0.2
1261 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
1227 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
326 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	17 1.35G+1.5Q
311 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
1212 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
1246 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
1201 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
266 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	20 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_+0.2
300 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
1235 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.61	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
1557 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.56	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1523 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.56	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
1542 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.56	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1531 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.56	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1244 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.55	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
1211 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.55	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
275 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.55	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2
1210 Beam_Diaphragm	HEA 260	S 355	45.56	76.93	0.55	22 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_+0.2

Σχ. 3-42: Έλεγχος της διατομής HEA 260 των κτιρίων Α,Γ μετά την σκυροδέτηση



HEA 450

Member: 364 Beam\_Diaphragm\_364

Point / Coordinate: 3 / x = 0.50 L = 5.00 m

Load case: 22 1.35G+1.5Q+0.9WIND\_X\_+0.2 13\*0.90+(8+1)\*1.35+2\*1.50

Section OK

OK

---

Simplified results

FORCES

My,Ed = 669.87 kN\*m  
My,p,Rd = 1141.70 kN\*m  
My,c,Rd = 1141.70 kN\*m

Vz,Ed = 32.34 kN  
Vz,T,Rd = 1348.28 kN  
Tt,Ed = 0.00 kN\*m  
Class of section = 1

Change

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

---

LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

BUCKLING z

---

SECTION CHECK

My,Ed/My,c,Rd = 0.59 < 1.00 (6.2.5.(1))

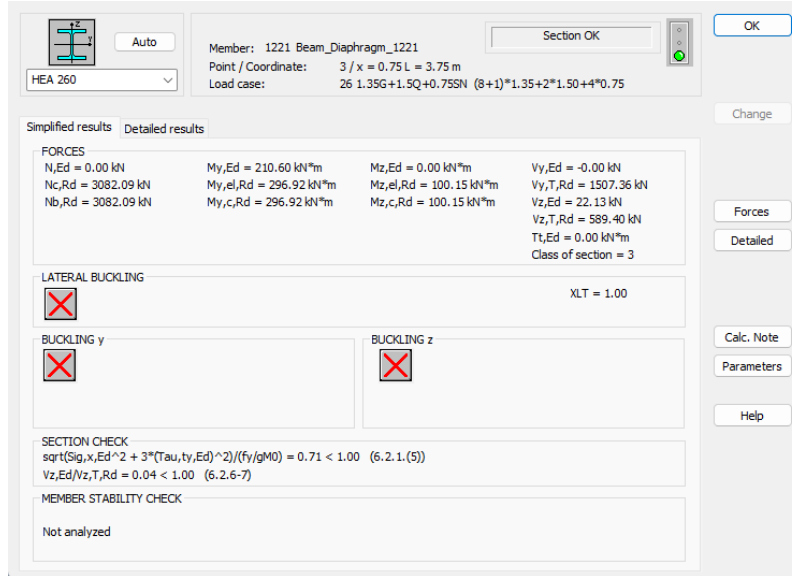
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)

---

MEMBER STABILITY CHECK

Not analyzed

Σχ. 3-43: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 450 των κτιρίων Α,Γ μετά την σκυροδέτηση

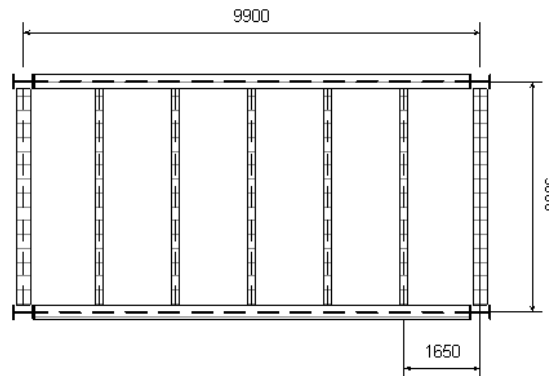


Σχ. 3-44: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 260 των κτιρίων Α,Γ μετά την σκυροδέτηση

### 3.3.3 Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί

Όλα τα κτίρια αποτελούνται από σύμμικτες δευτερεύουσες δοκούς. Η διαστασιολόγησή τους έγινε στο πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator, τα αποτελέσματα του οποίου φαίνονται στο παράρτημα Α. Επιλέγεται για αναλυτικότερη επίλυση μια τυπική δευτερεύουσα δοκός με διατομή HEA 200, από χάλυβα S355 και με συνολικό πάχος σύμμικτης πλάκας 0.15 m, όπως υπολογίστηκε παραπάνω. Πιο συγκεκριμένα ελέγχεται μια τυπική δευτερεύουσα δοκός από το κτίριο Β, όπου το πλάτος επιρροής είναι μεγαλύτερο (ίσο με 1.65 m) σε σχέση αυτό των κτιρίων Α,Γ (ίσο με 1.25 m).

Τοποθετούνται πέντε δευτερεύουσες δοκοί παράλληλες στον άξονα Χ ανά 1,65 m καλύπτοντας ένα πλάτος 9.90 m, όπως φαίνεται στο Σχ. 3-45.



Σχ. 3-45: Διάταξη των δευτερεύουσων σύμμικτων δοκών κατά την διεύθυνση Χ

Διατομή HEA 200:  $h = 190 \text{ mm}$ ,  $b_f = 200 \text{ mm}$ ,  $t_w = 6.5 \text{ mm}$ ,  $t_f = 10 \text{ mm}$ ,  $r = 18 \text{ mm}$   $A_a = 53.8 \text{ cm}^2$ ,  $I_a = 3690 \text{ cm}^4$ ,  $I_z = 1340 \text{ cm}^4$ ,  $I_w = 108000 \text{ cm}^6$ ,  $I_t = 21.1 \text{ cm}^3$ ,  $W_{pl,a} = 429 \text{ cm}^3$ .

Τάση σχεδιασμού δομικού χάλυβα:  $f_{ad} = f_y/\gamma_{M0} = 35.5/1.0 = 35.5 \text{ kN/cm}^2$

Τάση σχεδιασμού σκυροδέματος:  $f_{cd} = f_{yk}/\gamma_c = 2.5/1.5 = 1.667 \text{ kN/cm}^2$

Τάση χάλυβα οπλισμού:  $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s = 50/1.15 = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

Το ίδιο βάρος της σύμμικτης διατομής ισούται με:

$$I. B. \sigma_{\mu\mu} = 0.00538 \text{ m}^2 \cdot 78.5 \text{ kN/m}^3 + 3.06 \text{ kN/m} = 3.48 \text{ kN/m} \quad (3-127)$$



Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος:

$$\eta = E_{\alpha} / E_{cm} = 210 / 30 = 7 \quad (3-128)$$

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής:

$$A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} = 53.8 + \frac{15 \cdot 165}{7} = 407.37 \text{ cm}^2 \quad (3-129)$$

Ροπή αδράνειας διατομής σκυροδέματος:

$$I_c = \frac{b \cdot d^3}{12} = \frac{165 \cdot 15^3}{12} = 46406.25 \text{ cm}^4 \quad (3-130)$$

Κέντρο βάρους (από άνω ίνα σκυροδέματος):

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + \frac{A_c \cdot z_c}{\eta}}{A_e} = \frac{53.8 \cdot (15 + \frac{19}{2}) + \frac{(165 \cdot 15) \cdot \frac{15}{2}}{7}}{407.37} = 9.75 \text{ cm} \quad (3-131)$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής:

$$\begin{aligned} I_e &= I_a + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{\eta} + \left(\frac{A_c}{\eta}\right) \cdot (z_c - z_e)^2 = \\ &= 3690 + 53.8 \cdot (24.5 - 9.75)^2 + \frac{46406.25}{7} + \left(\frac{165 \cdot 15}{7}\right) \cdot \\ &\quad \cdot (7.5 - 9.75)^2 = 23814 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (3-132)$$

$A_{s1} = 7.54 \cdot 5 = 37.7 \text{ cm}^2$  άνω οπλισμός, σε απόσταση  $z_{s1} = 5 \text{ cm}$  από την άνω ίνα της πλάκας

$A_{s2} = 7.54 \cdot 5 = 37.7 \text{ cm}^2$  κάτω οπλισμός, σε απόσταση  $z_{s2} = 10 \text{ cm}$  από την άνω ίνα της πλάκας

Το συνολικό κατανεμημένο φορτίο που ασκείται στις κύριες δοκούς στη διεύθυνση X και Y είναι ίσο με:

$$\frac{3.48 \text{ kN/m}}{1.65} = 2.11 \text{ kN/m}^2 \quad (3-133)$$

*Θετική Πλαστική Ροπή Αντοχής*

Συνολική εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

$$Z = f_{ad} \cdot A_a = 35.5 \cdot 53.8 = 1909.9 \text{ kN} \quad (3-134)$$

Συνολική θλιπτική δύναμη πλάκας σκυροδέματος:

$$D = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c = 0.85 \cdot 1.667 \cdot 2475 = 3507 \text{ kN} \quad (3-135)$$

Καθώς προκύπτει  $D > Z$ , ο πλαστικός ουδέτερος άξονας (OA) θα είναι για θετικές ροπές εντός του σκυροδέματος.

Απόσταση OA από την άνω ίνα της πλάκας σκυροδέματος:

$$z_0 = \frac{Z}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{1910}{165 \cdot 0.85 \cdot 1.667} = 8.17 < d = 15 \text{ cm} \quad (3-136)$$

Άρα ισχύει η υπόθεση για τη θέση του OA και η θετική πλαστική ροπή αντοχής είναι:

$$M_{pl,Rd}^+ = Z \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right) = 1909.9 \cdot \left(24.5 - \frac{8.17}{2}\right) \cdot 10^{-2} = 389.9 \text{ kNm} \quad (3-137)$$

Ολόκληρη η χαλύβδινη διατομή εφελκύεται, επομένως είναι κατηγορία 1 και επιτρέπεται ο σχεδιασμός της με βάση την πλαστική ροπή αντοχής.

#### Αρνητική Πλαστική Ροπή Αντοχής

Το σκυρόδεμα βρίσκεται στην εφελκυσόμενη περιοχή και έτσι η επιρροή του αγνοείται. Αν ληφθεί υπόψη και ο οπλισμός, η αντοχή υπολογίζεται για τη ρηγματωμένη σύμμικτη κατασκευή.

$$D = A_a \cdot f_{ad} = 53.8 \cdot 35.5 = 1909.9 \text{ kN} \quad (3-138)$$

$$Z_{s1} = A_{s1} \cdot f_{sd} = 8.65 \cdot 43.478 = 376.1 \text{ kN} < D \quad (3-139)$$

Άρα ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της χαλύβδινης διατομής

$$Z_{s2} = A_{s2} \cdot f_{sd} = 5.53 \cdot 43.478 = 240.4 \text{ kN} \quad (3-140)$$

Με την υπόθεση ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της σιδηροδοκού ισχύει:

$$z_0 = d + \frac{D - Z_{s1} - Z_{s2}}{2 \cdot b_{f0} \cdot f_{ad}} = 15 + \frac{1909.9 - 376.1 - 240.4}{2 \cdot 20 \cdot 35.5} = 15.91 \text{ cm} \quad (3-141)$$

Είναι  $d = 15 \text{ cm} < z_0 = 15.91 \text{ cm} < d + t_{f0} = 15 + 1 = 16 \text{ cm}$ , επομένως ισχύει η υπόθεση για τη θέση του ουδέτερου άξονα.

Η εφελκυστική δύναμη του άνω πέλματος ισούται με:

$$Z_f = 2 \cdot f_{ad} \cdot b_{f0} \cdot (z_0 - d) = 2 \cdot 35.5 \cdot 20 \cdot (15.91 - 15) = 1292.2 \text{ kN} \quad (3-142)$$

Η αρνητική πλαστική ροπή αντοχής είναι ίση με:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd}^- &= D \cdot z_a - Z_{s1} \cdot z_{s1} - Z_f \cdot \frac{z_0 + d}{2} = \\ &= \left( 1909.9 \cdot 24.5 - 376.1 \cdot 5 - 1292.2 \cdot \frac{15.91 + 15}{2} \right) \cdot 10^{-2} \\ &= 249.4 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (3-143)$$

#### Έλεγχος έναντι τέμνουσας (ΟΚΑ)

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος, τα οποία φαίνονται στο παράρτημα, προκύπτουν:

$$V_{pl,Rd} = 370.59 \text{ kN} > V_{Ed,max} = R_{y,1} = R_{y,2} = 23.30 \text{ kN} \quad (3-144)$$

Λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση τέμνουσας και κάμψης και στη συνέχεια γίνεται ο υπολογισμός της ροπής αντοχής με απομειωμένη τάση διαρροής κορμού  $(1 - \rho) \cdot f_y$ :

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed,max}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( 2 \cdot \frac{23.08}{370.59} - 1 \right)^2 = 0.77 \rightarrow (1 - \rho) = 0.23 \quad (3-145)$$

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd}^- &= \Sigma(F_i z_i) - Z_{s1} z_{s1} - Z_{s2} z_{s2} - Z_f \left( d + \frac{t_{f0}}{2} \right) - Z_w \left( z_0 + d + \frac{t_{f0}}{2} \right) = \\ &= 202.47 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (3-146)$$

Συγκριτικά με την τιμή που προκύπτει εάν αγνοείτο η αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας, η διαφορά είναι μικρή, επομένως το φαινόμενο είναι αμελητέο.

Ένα μέρος του κορμού υπόκειται σε κάμψη και ένα σε θλίψη:

$$a_c = 15.91 - 15 = 0.91 \text{ cm}, c = 19 \text{ cm} \rightarrow a = \frac{0.91}{19} = 0.05 < 0.5 \quad (3-147)$$

$$\text{Κορμός: } h - 2c / t_w = 13.4 / 0.65 = 20.6 < \frac{36\varepsilon}{\alpha} = 583.2 \rightarrow \text{κατηγορία 1} \quad (3-148)$$

$$\text{Κάτω πέλμα: } c / t_{f0} = \left( \frac{20}{2} - \frac{0.65}{2} - 1.8 \right) / 1.0 = 7.87 < 10\varepsilon = 8.1 \quad (3-149)$$

→ κατηγορία 2

Άρα η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 2, όπου επιτρέπεται σχεδιασμός με βάση την πλαστική ροπή αντοχής.

#### Προσδιορισμός διαμήκους διάτμησης

Για να προσδιοριστεί η διαμήκης διάτμηση, απαιτείται πλαστική ανάλυση υπό ορισμένες προϋποθέσεις:

- Οικοδομικά έργα
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- Όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών συνδέσμων ( $16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$ ,  $h \geq 4d$ )

#### Οριακή κατάσταση αστοχίας

Επιλέγονται διατμητικοί ήλιοι με διάμετρο  $d = 19 \text{ mm}$ , άρα πρέπει να ισχύουν:

$$\begin{aligned} 16 \text{ mm} &\leq d = 19 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm} \\ h &\geq 4d = 4 \cdot 19 = 76 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3-150)$$

Η διαμήκης διάτμηση προκύπτει από τη συνθήκη ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός κρίσιμου μήκους της δοκού (απόσταση ανάμεσα σε διατομές όπου συμβαίνει μηδενισμός τέμνουσας), το οποίο ισούται με:

$$l_k = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ m} \quad (3-151)$$

και η διαμήκης διάτμηση υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_l = \min(N_{pl,a,Rd}, D_{c,pl,Rd}) = \min(1909.9, 3507) = 1909.9 \text{ kN} \quad (3-152)$$

όπου:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{ad} \cdot A_a = 35.5 \cdot 53.8 = 1909.9 \text{ kN} \quad (3-153)$$

$$D_{c,pl,Rd} = D = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c = 0.85 \cdot 1.667 \cdot 2475 = 3507 \text{ kN} \quad (3-154)$$

Στην κάθε διαδοκίδα ασκείται:

$$p_d = q_d \cdot b = 10.5 \cdot 1.65 = 17.33 \text{ kN/m} \quad (3-155)$$

όπου  $q_d$  δίνεται από την σχέση (3-14).

Άρα δρώσα ροπή είναι ίση με:

$$M_{Ed} = q_d \cdot \frac{L^2}{8} = 17.33 \cdot \frac{5^2}{8} = 54.16 \text{ kNm} < M_{pl,Rd+} = 389.9 \text{ kNm} \quad (3-156)$$

Ύψος ήλου:

Για τον καθορισμό του ύψους του ήλου, πρέπει να υπολογιστεί η απαιτούμενη επικάλυψη, κατ' αντιστοιχία με τις ράβδους οπλισμού, όπως ορίζει ο EN1992-1-1 [8]:

- Περιβαλλοντικές συνθήκες XC3 για σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρα υγρασία
- Ελάχιστη επικάλυψη λόγω συνάφειας:  $c_{\min,b} = 10 \text{ mm}$  = ράβδος οπλισμού Φ10
- Κατηγορία Κατασκευής S3 (S4 για διάρκεια ζωής 50 ετών, -1 λόγω δομικού στοιχείου πλάκας)
- Ελάχιστη επικάλυψη λόγω περιβαλλοντικών συνθηκών:  $c_{\min,dur} = 20 \text{ mm}$
- $\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

Οπότε ισχύει:

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10) = \max(10, 20, 10) = 20 \text{ mm} \quad (3-157)$$

Επικάλυψη ράβδων οπλισμού:

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} \quad (3-158)$$

Επικάλυψη ήλων:

$$c_{studs} = \max(c_{nom} - 5, 20) = \max(30 - 5, 20) = 25 \text{ mm} \quad (3-159)$$

Ύψος ήλου:

$$h \leq 150 - c_{studs} = 150 - 25 = 125 \text{ mm} \rightarrow h = 125 \text{ mm} \quad (3-160)$$

και άρα ο λόγος h/d θα είναι ίσος με:

$$h/d = 125/19 = 6.58 > 4 \rightarrow \alpha = 1 \quad (3-161)$$

$P_{Rd,s} = 0.8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) / \gamma_v$	$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$			$\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right)$ για $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ $\alpha = 1$ για $4 < \frac{h}{d}$
Τυπικές διαστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής:	d	d <sub>2</sub>	h	
	16	29	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200	
	19	32	75, 100, 125, 150, 200	
	22	35	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250	
	25	38	100, 125, 150, 175, 200, 250	

Πίνακας 3-10: Τυπικές διαστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής

Οριακή αντοχή ήλου εντός συμπαγούς πλάκας:

$$\begin{aligned} P_{Rd} &= \min(P_{Rd,s}, P_{Rd,c}) = \\ &= \min\left(0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} / \gamma_v, 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v\right) = \\ &= \min\left(0.8 \cdot 45 \cdot \frac{\pi \cdot 1.9^2}{4} / 1.25, 0.29 \cdot 1 \cdot 1.9^2 \cdot \sqrt{2.5 \cdot 3100} / 1.25\right) \\ &= \min(81.66, 73.73) = 73.73 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3-162)$$

όπου η  $f_u$  δεν θα λαμβάνεται μεγαλύτερη από  $450 \text{ N/mm}^2$ .

Οι παραπάνω τιμές της αντοχής απομειώνονται καθώς υπάρχει χαλυβδόφυλλο. Ο μειωτικός συντελεστής δίνεται στον EN 1994-1-1 [9], για την περίπτωση χαλυβδόφυλλου με τις αυλακώσεις εγκάρσιες προς τις υποστηρίζουσες δοκούς:

$$k_t = \frac{0.7 b_0}{\sqrt{n_r} h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (3-163)$$

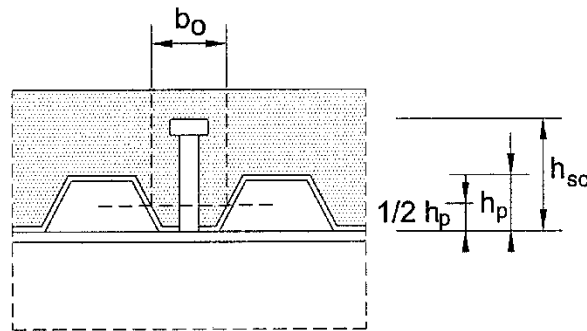
όπου:

$n_r$ : ο αριθμός των διατμητικών ήλων σε μία νεύρωση στη διασταύρωση με τη δοκό, που δεν θα υπερβαίνει το 2 στους υπολογισμούς, και τα άλλα σύμβολα όπως ορίζονται στο Σχ. 3-46.

$b_0$ : το μέγιστο πλάτος αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου

$h_p$ : το ύψος της αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου

$h_{sc}$ : το ύψος του διατμητικού ήλου



Σχ. 3-46: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό

Άρα ισχύει:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \cdot \frac{120 + 2 \cdot 12.5}{60} \cdot \left( \frac{125}{60} - 1 \right) = 1.29 \quad (3-164)$$

Ο παραπάνω συντελεστής δεν πρέπει να ξεπερνάει τις τιμές που ορίζει ο Πίνακας 3-11:

Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νεύρωση	Πάχος $t$ του χαλύβδινου φύλλου (mm)	Ήλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου	Χαλυβδόφυλλο με οπές και ήλοι διαμέτρου 19 mm ή 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1.0$	0.85	0.75
	$> 1.0$	1.0	0.75
$n_r = 2$	$\leq 1.0$	0.70	0.60
	$> 1.0$	0.8	0.60

Πίνακας 3-11: Ανω όρια  $k_{t,max}$  για τον μειωτικό συντελεστή  $k_t$

Για  $n_r = 2$ , πάχος  $0.9 \text{ mm} < 1.0 \text{ mm}$  και ήλους με διάμετρο 19 mm συγκολλημένους δια μέσου του χαλυβδόφυλλου ισχύει:

$$P_{Rd} = 0.7 \cdot 73.73 = 51.61 \text{ kN} \quad (3-165)$$

*Διατμητική Σύνδεση*

Αρχικά ελέγχεται αν επιτρέπεται η ομοιόμορφη πλαστική κατανομή:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} \leq 2.5 \rightarrow \frac{M_{pl,Rd}}{W_{pl,a} \cdot f_y} \leq 2.5 \rightarrow \frac{389.9}{429 \cdot 35.5 \cdot 10^{-2}} \leq 2.5 \rightarrow 2.5 \leq 2.5 \quad (3-166)$$

Οπότε οριακά μπορεί να θεωρηθεί ότι υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή των διατμητικών ήλων.

Η διατμητική σύνδεση μπορεί να είναι είτε πλήρης είτε μερική. Στην δεύτερη περίπτωση, δεν εξαντλείται πλήρως η αντοχή της σύμμικτης δοκού διότι η δρώσα ροπή που ασκείται είναι μικρότερη από την πλαστική ( $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ ). Αυτό επιτρέπει να τοποθετηθούν λιγότεροι σύνδεσμοι από αυτούς που είναι στατικώς απαιτούμενο, με αποτέλεσμα να υπάρχει και μερική ολίσθηση μεταξύ πλάκας και σιδηροδοκού.

Επιλέγεται λοιπόν μερική διατμητική σύνδεση με προϋπόθεση να χρησιμοποιείται μόνο στις περιοχές θετικών ροπών, καθώς σε περιοχές αρνητικών ροπών όπου το σκυρόδεμα βρίσκεται σε εφελκυσμό, η σύνδεση πρέπει να είναι πλήρης.

Ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων για πλήρη διατμητική σύνδεση ισούται με:

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{1909.90}{51.61} = 37.01 \rightarrow 38 \text{ ήλοι} \quad (3-167)$$

Για ισοδύναμο άνοιγμα της δοκού  $L_e = 5 \text{ m} < 25 \text{ m}$  και συμμετρική διατομή, ο υπάρχων αριθμός συνδέσμων εντός του κρίσιμου μήκους του φορέα ισούται με:

$$\eta = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (0.75 - 0.03 \cdot L_e) = 0.4 \geq 0.4 \quad (3-168)$$

Οπότε προκύπτει ότι ο απομειωμένος αριθμός συνδέσμων για μερική σύνδεση είναι:

$$n_\mu = 0.4 \cdot 38 = 15.2 \rightarrow 16 \text{ ήλοι} \quad (3-169)$$

Στο κρίσιμο μήκος των 2.5 m μπορούν να υλοποιηθούν  $2 \cdot 2500 \text{ mm} / 300 \text{ mm} = 16$  ήλοι Άρα συνολικά τοποθετούνται 16 ήλοι (8 ζεύγη) στην μισή διατομή (32 στην ολόκληρη).

Η αντοχή μόνο της σιδηροδοκού ισούται με:

$$M_{pl,a,Rd} = f_y \cdot W_{pl,a} = 35.5 \cdot 429 = 152.30 \text{ kNm} \quad (3-170)$$

Και άρα οριακή ροπή σύμμικτης δοκού με μερική διάτμηση είναι ίση με:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) = 152.3 + 0.4 \cdot (389.9 - 152.3) = 247.34 \text{ kNm} \quad (3-171)$$

Αν  $M_{Rd} = M_{Ed} = 54.16 \text{ kNm}$  (3-156) και  $M_{pl,Rd} = 389.90 \text{ kNm}$  (3-137), τότε θα ισχύει:

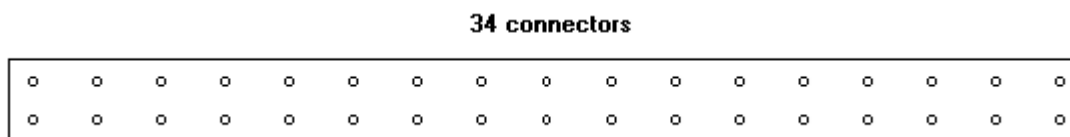
$$\eta_{\alpha\pi\alpha\iota\tau} = \frac{32.82 - 152.3}{389.9 - 152.3} = -0.53 \quad (3-172)$$

Η παραπάνω αρνητική τιμή δεν έχει κάποιο φυσικό νόημα, απλώς δείχνει ότι πρακτικά η διατομή δεν χρειαζόταν να γίνει σύμμικτη.

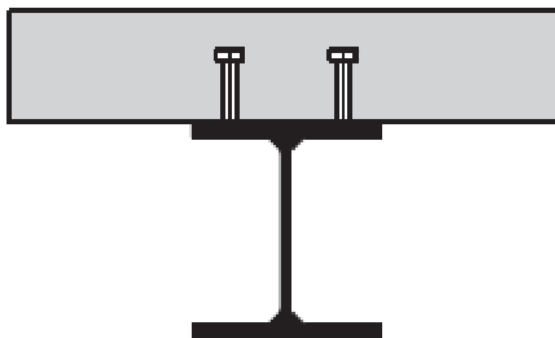
Η διαμήκης απόσταση θα είναι ίση με:

$$e_L = \frac{500}{16} = 31.25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm ή } 300 \text{ mm} \quad (3-173)$$

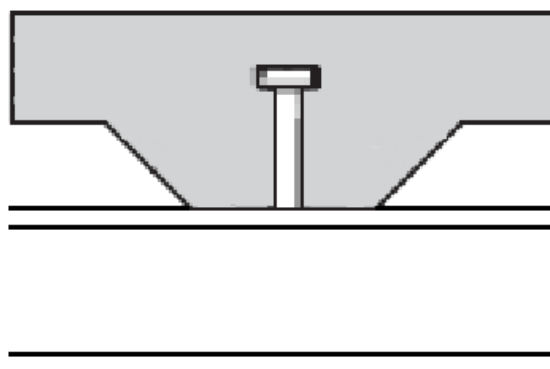
Άρα τοποθετούνται 2 ήλοι M19/300, οπότε τελικά προκύπτουν 34 ήλοι στο συνολικό μήκος των 5 m.



Σχ. 3-47: Τελικός αριθμός συνδέσμων (κάτοψη άνω πέλματος)



Σχ. 3-48: Τομή εγκάρσια στην δοκό



Σχ. 3-49: Τομή παράλληλη στην δοκό

#### Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων

Για σύμμικτες πλάκες με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο, σύμφωνα με τον EN1994-1-1 [9], ισχύουν:

Διαμήκης απόσταση:

$$5d = 95 \text{ mm} < e_L = 300 < \min(6h_c + 6h_p, 800) = \min(1260, 800) = 800 \text{ mm} \quad (3-174)$$

Εγκάρσια απόσταση μεταξύ ήλων (για χαλυβδόφυλλο με  $b = 120 \text{ mm}$ ):

$$\min e_T = 4d = 76 \text{ mm} \rightarrow e_T = 80 \text{ mm} \quad (3-175)$$

Εγκάρσια απόσταση ακραίου ήλου από το άκρο του πέλματος:

$$\min e_R = 20 \text{ mm} \leq \frac{120}{2} = 60 \text{ mm} \quad (3-176)$$

Ελάχιστο πλάτος τραπεζίου χαλυβδόφυλλου:

$$\min b_0 = 50 \text{ mm} < b = 120 \text{ mm} \quad (3-177)$$

Ύψος ήλου μείον ύψος χαλυβδόφυλλου:

$$h_{sc} - h_p \geq 2d \rightarrow 125 - 60 \geq 2 \cdot 19 \rightarrow 65 \text{ mm} \geq 38 \text{ mm} \quad (3-178)$$

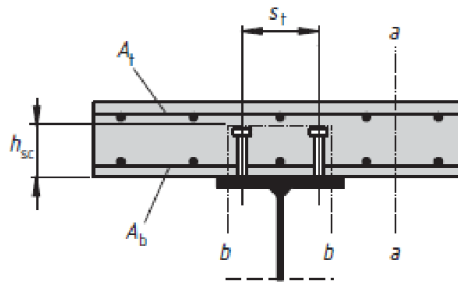
Οι πρόσθετοι περιορισμοί για θλιβόμενα άνω πέλματα ισχύουν όταν η διατομή είναι κατηγορίας 3 ή 4, οπότε σε αυτή την περίπτωση δεν απαιτείται να ελεγχθούν, καθώς το πέλμα είναι κατηγορίας 2.

Μεταβιβαζόμενη διαμήκης διάτμηση:

$$\text{Για 2 ήλους M19/300: } V_{l,Rd} = \frac{2 \cdot 51.61}{0.3} = 344.1 \text{ kN/m} \quad (3-179)$$

*Έλεγχος σύμμικτης πλάκας σε διαμήκη διάτμηση*

Οι επιφάνειες που πρέπει να ελεγχθούν φαίνονται παρακάτω:



Σχ. 3-50: Πιθανές επιφάνειες διατμητικής αστοχίας

Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού:

$$\rho_{\min} = \frac{A_{sf}}{s_f \cdot h_c} = 0.16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.16 \cdot \frac{2.6}{500} = 0.083 \% \quad (3-180)$$

και άρα απαιτείται οπλισμός ίσος με:

$$A_{sf}/s_f = \rho_{\min} \cdot h_c = 0.00083 \cdot 150 = 0.12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3-181)$$

Τοποθετείται πλέγμα Φ12/150 άνω και κάτω για το οποίο ισχύει:

$$A_{sf}/s_f = 2 \cdot (\pi \cdot 1.2^2 / 4) / 0.15 = 15.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Διατμητική ροή:

$$V_{l,Ed} = \frac{V_l}{l_k} = \frac{1909.9}{2.5} = 763.96 \text{ kN/m} \quad (3-182)$$

*Έλεγχος τομής a-a:*

Δρώσα διατμητική ροή (θλιβόμενο πέλμα):

$$V_{\ell c,Ed} = V_{\ell,Ed} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} = 763.96 \cdot [(165 - 15)/2]/165 = 334.98 \text{ kN/m} \quad (3-183)$$

Έλεγχος αντοχής λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος:

$$V_{c,Rd} = \frac{0.75 \cdot L_v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0.75 \cdot 0.15 \cdot 16670}{1.2 + 1/1.2} = 922.31 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-184)$$

Έλεγχος αντοχής εγκάρσιων οπλισμών:

$$V_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = 9.05 \cdot 43.478 \cdot 1.2 = 786.76 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-185)$$



Έλεγχος τομής b-b:

$$V_{\ell c,Ed} = V_{\ell,Ed} = 763.96 \text{ kN/m} \quad (3-186)$$

$$L_v = 2h + 2d_2 + e_T = 2 \cdot 125 + 2 \cdot 32 + 80 = 394 \text{ mm} \quad (3-187)$$

και άρα:

$$V_{c,Rd} = \frac{0.75 \cdot L_v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0.75 \cdot 0.394 \cdot 16670}{1.2 + 1/1.2} = 2422.62 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-188)$$

$$V_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = 9.05 \cdot 43.478 \cdot 1.2 = 786.76 \text{ kN/m} > V_{\ell c,Ed} \quad (3-189)$$

Επομένως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι.

Έλεγχος ρηγμάτωσης (ΟΚΛ)

Ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης:

$$A_{s,min} = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0.9 \cdot 0.53 \cdot 0.8 \cdot 3 \cdot \frac{2475}{280} = 10.11 \text{ cm}^2 \quad (3-190)$$

όπου:

$k_s$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της μείωσης της αξονικής δύναμης της πλάκας λόγω ρηγμάτωσης και ολίσθησης των ήλων. Λαμβάνεται ίσος με 0.9

$k$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατανομή ανομοιομόρφων αυτεντατικών τάσεων. Λαμβάνεται ίσος με 0.8

$f_{ct,eff}$ : η ενεργός εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος τη στιγμή της ρηγμάτωσης (Λαμβάνεται η προσεγγιστική τιμή 3 MPa, η οποία είναι ανεξάρτητη από την ποιότητα του σκυροδέματος)

$A_{ct}$ : το εμβαδόν της εφελκυσόμενης ζώνης του σκυροδέματος. Ισούται με  $165 \cdot 15 = 2475 \text{ cm}^2$

$\sigma_s$ : η εκτιμώμενη τάση του οπλισμού κατά τη στιγμή της ρηγμάτωσης. Λαμβάνεται ίση με 280 MPa

Για τον υπολογισμό της παραπάνω σχέσης χρειάζεται ο συντελεστής  $k_c$ , ο οποίος ισούται με:

$$k_c = \frac{z_0}{z_0 + \frac{h_c}{2}} + 0.3 = \frac{2.245}{2.245 + \frac{15}{2}} + 0.3 = 0.53 < 1.0 \quad (3-191)$$

όπου:

$$z_0 = \frac{A_a \cdot z'_a}{A_a + \frac{A_c}{\eta_0}} = \frac{53.8 \cdot (24.5 - \frac{15}{2})}{53.8 + \frac{2475}{7}} = 2.245 \text{ cm} \quad (3-192)$$

Η απαίτηση του ελάχιστου οπλισμού καλύπτεται από τον οπλισμό που θα τοποθετηθεί λόγω των ελέγχων ΟΚΑ και ΟΚΛ.

Τάση άνω στρώσης οπλισμού:

$$\sigma_{s1,0} = \frac{M_{ek}}{W_{s1}} = 1.30 \text{ MPa} \quad (3-193)$$

όπου:

$$W_{s1} = \frac{I_{e,st}}{z_{e,st} - z_{s1}} = \frac{23814}{9.75 - 5} = 5013.47 \text{ cm}^3 \quad (3-194)$$

Πρόσθετη τάση λόγω συμμετοχής του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 \cdot f_{ctm}}{a_{st} \cdot \rho_s} = \frac{0.4 \cdot 2.6}{48.87 \cdot 0.015} = 1.42 \text{ MPa} \quad (3-195)$$

όπου:

$$\alpha_{st} = \frac{A_e \cdot I_e}{A_a \cdot I_a} = \frac{407.37 \cdot 23814}{53.8 \cdot 3690} = 48.87 \quad (3-196)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{26.81 + 10.47}{2475} = 0.015 = 1.5 \% \quad (3-197)$$

Τάση άνω στρώσης οπλισμού μετά την ρηγμάτωση:

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s1,0} + \Delta\sigma_s = 1.30 + 1.42 = 2.72 \text{ MPa} \quad (3-198)$$

Λαμβάνεται συντηρητικά  $\sigma_{s1} = 280 \text{ MPa}$ .

Σύμφωνα με τους πίνακες που χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο ρηγμάτωσης των κύριων δοκών (Πίνακας 3-8 και Πίνακας 3-9), προκύπτει η μέγιστη διάμετρος των ράβδων ίση με Φ16 και μέγιστη απόσταση ράβδων ίση με 200 mm. Επομένως οι οπλισμοί που έχουν τοποθετηθεί (πλέγμα Φ12/150) ικανοποιούν τις απαιτήσεις.

#### Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Οι περισσότεροι απαιτούμενοι έλεγχοι για τις διαδοκίδες πραγματοποιούνται από το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator, εκτός από αυτόν για αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Κρίσιμη ροπή λυγισμού:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2}{\pi^2} \cdot \frac{G \cdot I_{t,eq}}{E \cdot I_z} + \frac{c_\theta}{E \cdot I_z} \cdot \frac{(k \cdot L)^4}{\pi^4}} \\ &= 1.132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1340}{(2 \cdot 500)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{2}{1}\right)^2 \cdot \frac{108000}{1340} + \frac{(2 \cdot 500)^2}{\pi^2} \cdot \frac{8100 \cdot 21.1}{21000 \cdot 1340} + \frac{4.77}{21000 \cdot 1340} \cdot \frac{(2 \cdot 500)^4}{\pi^4}} \\ &= 314.4 \cdot 51.75 = 16270 \text{ kNcm} = 162.7 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (3-199)$$

όπου:

$I_{t,eq}$ : ισοδύναμη ροπή στρέψης

$$I_{t,eq} = I_t + c_\theta \cdot \frac{(k \cdot L)^2}{G \cdot \pi^2} = 21.1 + 4.77 \cdot \frac{(2 \cdot 5)^2}{81 \cdot 10^6 \cdot \pi^2} = 21.1 \text{ cm}^3 \quad (3-200)$$

$c_\theta$ : ολική σταθερά του στροφικού ελατηρίου, με το οποίο προσομοιώνεται η στροφική δέσμευση από το χαλυβδόφυλλο προς το θλιβόμενο τμήμα της δοκού.

$$\frac{1}{c_\theta} = \frac{1}{c_{\theta,e}} + \frac{1}{c_{\theta,\sigma}} + \frac{1}{c_{\theta,p}} \rightarrow \frac{1}{c_\theta} = \frac{1}{270.2} + \frac{1}{5.2} + \frac{1}{72.87} \rightarrow c_\theta = 4.77 \text{ kNm/m} \quad (3-201)$$

όπου:

$c_{\theta,\sigma}$ : σταθερά ελατηρίου λόγω παραμόρφωσης της σύνδεσης η οποία ισούται με 5.2 kNm/m όταν το χαλυβδόφυλλο συνδέεται στο κάτω στενό πέλμα τους με τη δοκό

$c_{\theta,e}$ : σταθερά ελατηρίου λόγω παραμόρφωσης του χαλυβδόφυλλου

$$c_{\theta,e} = k \cdot \frac{EI}{\alpha} = 2 \cdot \frac{210 \cdot 10^6 \cdot 106.15 \cdot 10^{-8}}{1.65} = 270.2 \text{ kNm/m} \quad (3-202)$$

όπου:

k: ίσο με 2 για αμφιέριστα φύλλα ή συνεχή δύο ανοιγμάτων

α: απόσταση δύο διαδοχικών στηρίξεων του χαλυβδόφυλλου

$c_{\theta,p}$ : σταθερά ελατηρίου λόγω παραμόρφωσης της διατομής

$$c_{\theta,p} = 5770 \cdot \frac{1}{\frac{h}{t_w^3} + c \cdot \frac{b_f}{t_f^3}} = 5770 \cdot \frac{1}{\frac{19}{0.65^3} + 0.5 \cdot \frac{20}{1^3}} = 72.87 \text{ kNm/m} \quad (3-203)$$

όπου:

h: ύψος της διατομής

$b_f$ : πλάτος του πέλματος

$t_f$ : πάχος του πέλματος

$t_w$ : πάχος του κορμού

c: ίσο με 0.5 για διατομές διπλού-ταυ

Καθώς για την HEA 200 ισχύει  $h/b_{\min} < 2$ , επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a, οπότε  $\alpha_{LT} = 0.21$

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 ισχύει  $W_y = W_{pl,y}$ .

Η ανηγμένη λυγηρότητα ισούται με:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{429 \cdot 35.5 / 16270} = 0.967 > 0.2 \quad (3-204)$$

και άρα:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (0.967 - 0.2) + 0.967^2] = 2.596 \quad (3-205)$$

οπότε και προκύπτει μειωτικός συντελεστής:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{2.596 + \sqrt{2.596^2 - 0.967^2}} = 0.2 \quad (3-206)$$

Τελικά προκύπτει αντοχή ίση με:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.2 \cdot 35.5 \cdot 429}{1.00} = 3046 \text{ kNm} = 30.46 \text{ kNm} \quad (3-207)$$

Σύμφωνα με τους υπολογισμούς του προγράμματος που βρίσκονται στο παράρτημα, η μέγιστη ροπή στην φάση κατασκευής είναι ίση με  $29.13 \text{ kNm} < 30.46 \text{ kNm}$ .

Οπότε η διατομή HEA 200 επαρκεί. Εκτός από την αναλυτική επίλυση για την σύμμικτη διατομή, γίνεται και ο ακόμη δυσμενέστερος έλεγχος μέσω του Robot, για την καθαρά μεταλλική διατομή.

Για το κτίριο B και για την φάση πριν την σκυροδέτηση, οι διαδοκίδες με διατομή HEA 200 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-51, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.45 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G.

Στο Σχ. 3-52 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
76 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.45	72 1.35G
95 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.45	72 1.35G
130 Beam_No_Di	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.45	72 1.35G
41 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.45	72 1.35G
22 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.45	72 1.35G
40 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
31 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
21 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
75 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
129 Beam_No_Di	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
85 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
139 Beam_No_Di	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
126 Beam_No_Di	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
72 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
38 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
36 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
71 Beam_No_Dia	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
125 Beam_No_Di	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G
149 Beam_No_Di	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.31	72 1.35G

Σχ. 3-51: Έλεγχος της διατομής HEA 200 του κτιρίου Β πριν την σκυροδέτηση

Member: 76 Beam\_No\_Diaphragm\_76  
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.50 m  
Load case: 72 1.35G (1+8)\*1.35

Simplified results Detailed results

FORCES  
N,Ed = 0.00 kN My,Ed = 43.51 kN\*m  
Nc,Rd = 1911.01 kN My,Ed,max = 43.51 kN\*m  
Nb,Rd = 732.02 kN My,c,Rd = 152.48 kN\*m  
MN,y,Rd = 152.48 kN\*m  
Mb,Rd = 95.94 kN\*m

LATERAL BUCKLING  
z = 1.00 Mcr = 137.77 kN\*m Curve,LT - a XLT = 0.63  
Lcr,upp = 5.00 m Lam\_LT = 1.05 fi,LT = 1.14

BUCKLING y  
Ly = 5.00 m Lam\_y = 0.79  
Lcr,y = 5.00 m Xy = 0.73  
Lamy = 60.37 ky = 1.00

BUCKLING z  
Lz = 5.00 m Lam\_z = 1.31  
Lcr,z = 5.00 m Xz = 0.38  
Lamz = 100.38 kzy = 0.52

SECTION CHECK  
My,Ed/My,c,Rd = 0.29 < 1.00 (6.2.5.(1))

MEMBER STABILITY CHECK  
Lamy = 60.37 < Lam,max = 152.80 Lamz = 100.38 < Lam,max = 152.80 STABLE  
N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + ky\*y\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχ. 3-52: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διαδοκίδας HEA 200 του κτιρίου Β πριν την σκυροδέτηση

Για το κτίριο Β και για την φάση μετά την σκυροδέτηση, οι διαδοκίδες με διατομή HEA 200 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-53, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.51 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_Y\_+0.2.

Στο Σχ. 3-54 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
41 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.51	20 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_+0.2
76 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.51	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
95 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.51	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
22 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.51	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
130 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.46	26 1.35G+1.5Q+0.75SN
40 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	17 1.35G+1.5Q
21 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	17 1.35G+1.5Q
75 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	17 1.35G+1.5Q
72 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	17 1.35G+1.5Q
31 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
85 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
19 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
17 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
71 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	23 1.35G+1.5Q+0.9WIND_X_-0.3
90 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2
92 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	60.37	100.38	0.35	24 1.35G+1.5Q+0.9WIND_Y_+0.2

Σχ. 3-53: Έλεγχος της διατομής HEA 200 του κτιρίου Β μετά την σκυροδέτηση

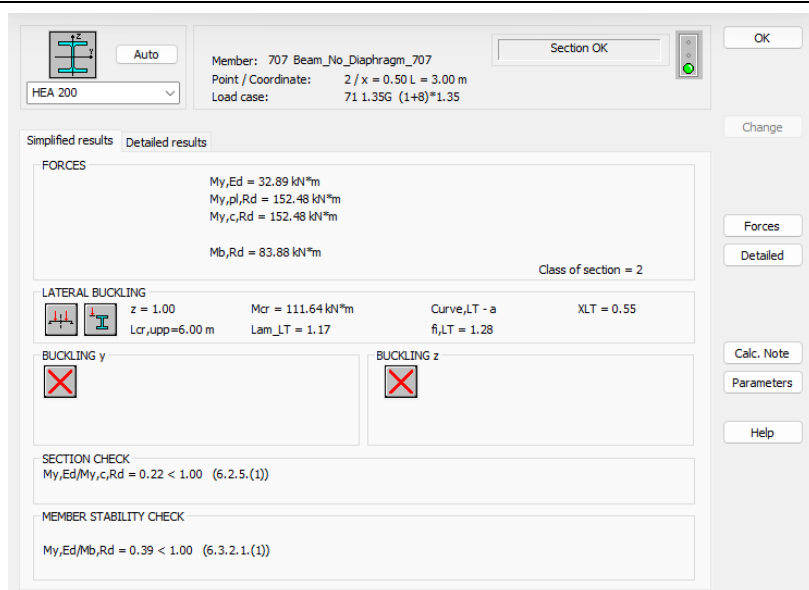
Σχ. 3-54: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διαδοκίδας HEA 200 του κτιρίου Β μετά την σκυροδέτηση

Αντίστοιχα για τα κτίρια Α και Γ πριν την σκυροδέτηση, οι διαδοκίδες με διατομή HEA 200 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-55, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.39 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G.

Στο Σχ. 3-56 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
707 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
705 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
706 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
995 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
991 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
992 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
993 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
994 Beam_No_Di	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1729 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1433 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1354 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1651 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1353 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1355 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1435 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1436 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1649 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1728 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1731 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1732 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1432 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1650 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1730 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G
1434 Beam_No_	OK HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.39	71 1.35G

Σχ. 3-55: Έλεγχος της διατομής HEA 200 των κτιρίων Α,Γ πριν την σκυροδέτηση



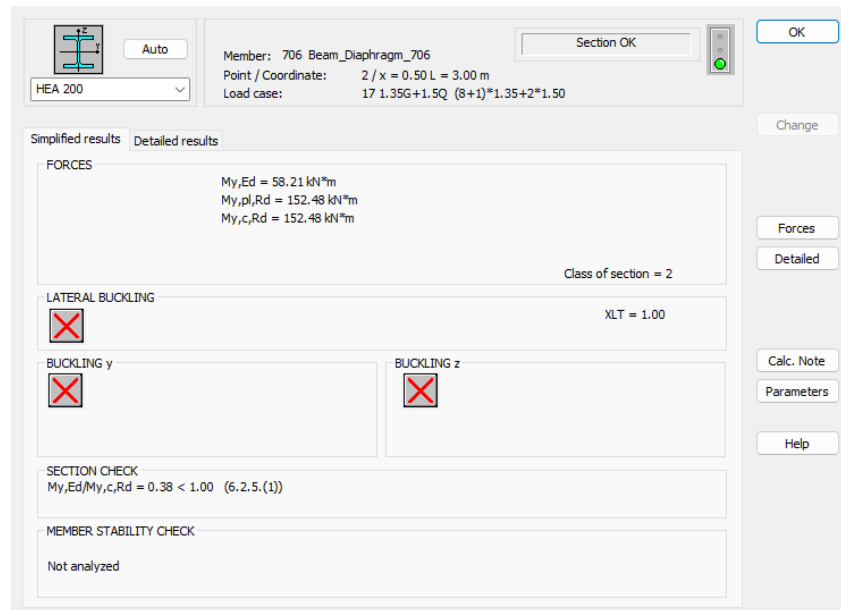
Σχ. 3-56: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διαδοκίδας HEA 200 των κτιρίων Α,Γ πριν την σκυροδέτηση

Μετά την σκυροδέτηση, οι διαδοκίδες με διατομή HEA 200 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-57, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.38 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό 1.35G.

Στα Σχ. 3-58 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
706 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
992 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
705 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
994 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
707 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
995 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
991 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1354 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1433 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
993 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1353 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1436 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1432 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1355 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1435 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1434 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
990 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1431 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.38	17 1.35G+1.5Q
1651 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1731 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1728 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1649 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1732 Beam_Diap	HEA 200	S 355	72.45	120.46	0.35	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3

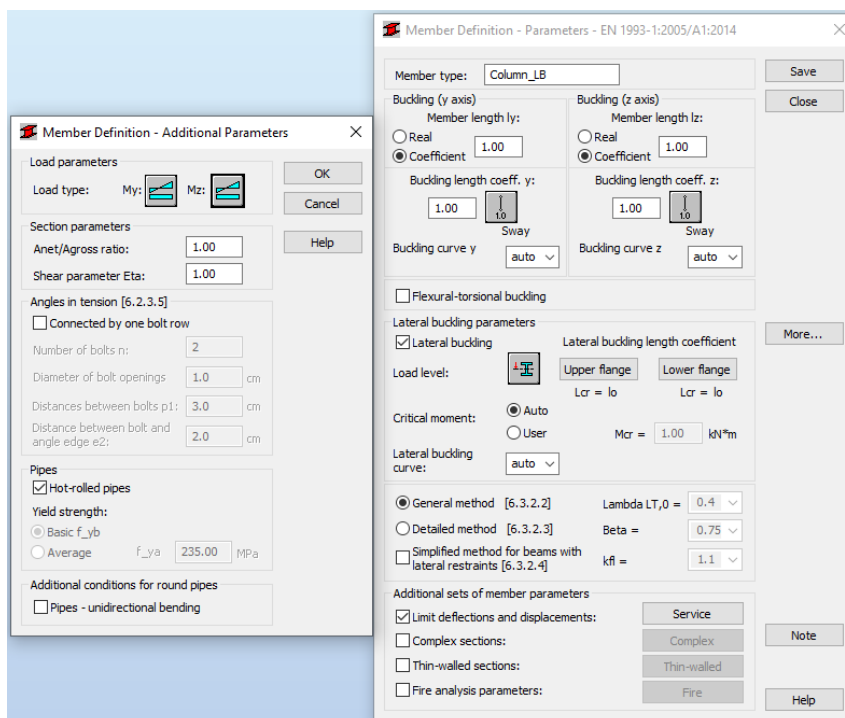
Σχ. 3-57: Έλεγχος της διατομής HEA 200 των κτιρίων Α,Γ μετά την σκυροδέτηση



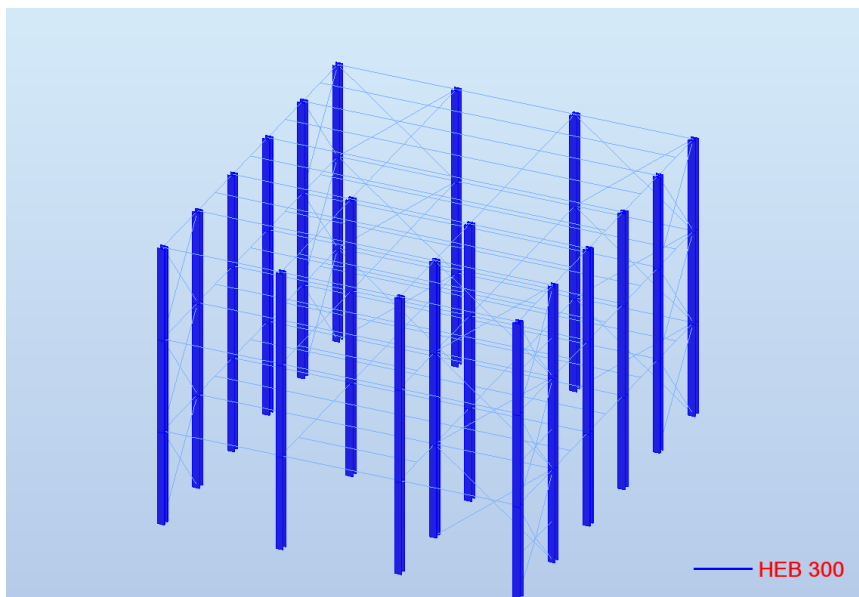
Σχ. 3-58: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διαδοκίδας HEA 200 των κτιρίων Α,Γ μετά την σκυροδέτηση

### 3.3.4 Υποστυλώματα

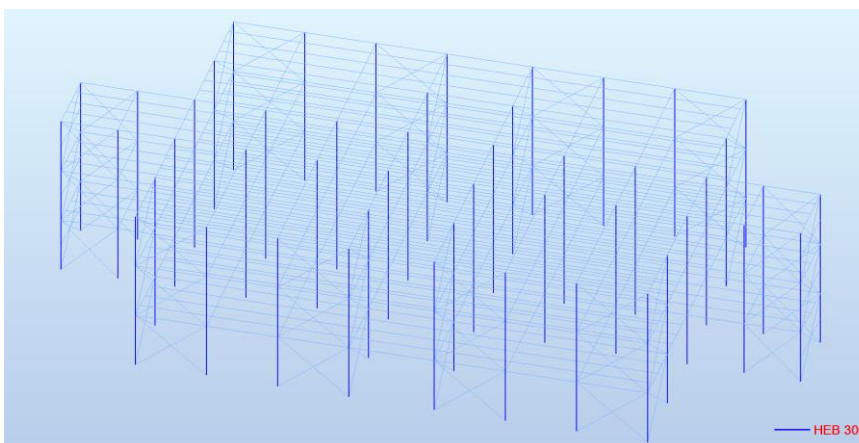
Καθώς όλα τα κτίρια έχουν συνολικό ύψος 12 m και είναι τριώροφα, δεν κρίθηκε αναγκαία η αλλαγή της διατομής καθ' ύψους, οπότε και τοποθετήθηκε παντού η δυσμενέστερη διατομή. Με την χρήση του κατάλληλου member group (Σχ. 3-59), προκύπτει διατομή HEB300 και για τα δύο κτίρια.



Σχ. 3-59: Υποστυλώματα



Σχ. 3-60: Υποστυλώματα Κτιρίου Β



Σχ. 3-61: Υποστυλώματα Κτιρίου Α,Γ

Για το κτίριο Β, παρατηρήθηκε μέγιστος λόγος αξιοποίησης της διατομής ίσος με 0.46 για τον συνδυασμό  $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$  (Σχ. 3-62), με τα αναλυτικά αποτελέσματα να φαίνονται στο Σχ. 3-63.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
200 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.40	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
242 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.37	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
193 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.33	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
194 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.27	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
205 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.24	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
191 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.24	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
201 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.24	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
199 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.24	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
211 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.22	26 1.35G+1.5Q+0.75SN
204 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.22	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
188 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.22	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
218 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.22	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
196 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.21	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
243 Column_LB_	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.20	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey

Σχ. 3-62: Έλεγχος της διατομής HEB 300 για το κτίριο Β



Member: 200 Column\_LB\_200  
 Point / Coordinate: 3 / x = 0.45 L = 1.78 m  
 Load case: 40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+8+10)\*1.00+(2+12)\*0.30

**Simplified results** Detailed results

**FORCES**

N <sub>Ed</sub> = 1452.30 kN	My,Ed = -20.08 kN*m	Mz,Ed = 1.48 kN*m	Vy,Ed = 0.79 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 5292.27 kN	My,Ed,max = -20.08 kN*m	Mz,Ed,max = 3.56 kN*m	Vy,T,Rd = 2586.09 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 3865.55 kN	My,c,Rd = 663.42 kN*m	Mz,c,Rd = 308.91 kN*m	Vz,Ed = 12.27 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 545.55 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 308.10 kN*m	Vz,T,Rd = 971.98 kN
	Mb,Rd = 628.99 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING**

z = 0.00    M<sub>cr</sub> = 3804.46 kN\*m    Curve,LT = a    XLT = 0.95  
 L<sub>cr,low</sub> = 4.00 m    Lam<sub>LT</sub> = 0.42    f<sub>l,LT</sub> = 0.61

**BUCKLING y**

L<sub>y</sub> = 4.00 m    Lam<sub>y</sub> = 0.40  
 L<sub>cr,y</sub> = 4.00 m    X<sub>y</sub> = 0.92  
 L<sub>amy</sub> = 30.79    k<sub>zy</sub> = 0.45

**BUCKLING z**

L<sub>z</sub> = 4.00 m    Lam<sub>z</sub> = 0.69  
 L<sub>cr,z</sub> = 4.00 m    X<sub>z</sub> = 0.73  
 L<sub>amz</sub> = 52.78    k<sub>zz</sub> = 0.74

**SECTION CHECK**

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.27 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

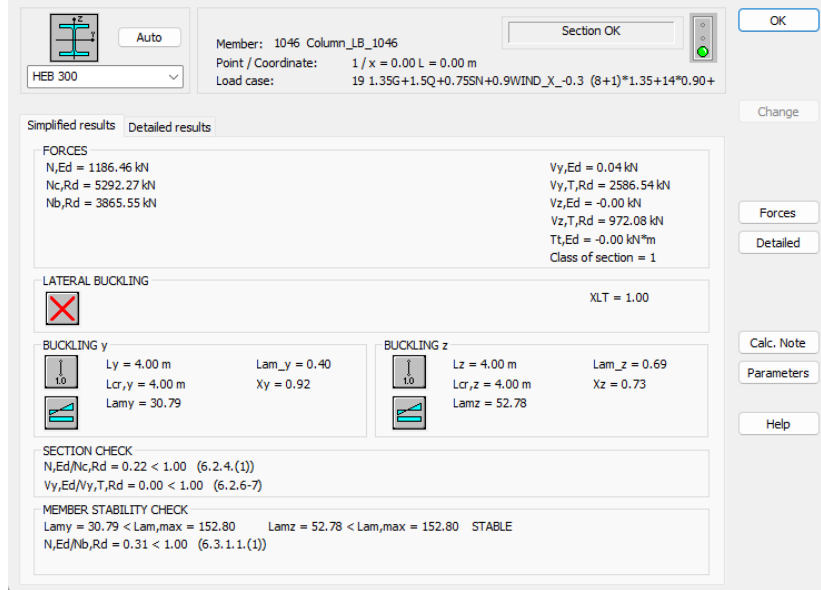
L<sub>amy</sub> = 30.79 < Lam<sub>y,max</sub> = 152.80    Lam<sub>z</sub> = 52.78 < Lam<sub>z,max</sub> = 152.80    STABLE  
 N<sub>Ed</sub>/(X<sub>y</sub>\*N<sub>c,Rd</sub>/gM1) + k<sub>zy</sub>\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + k<sub>zz</sub>\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.40 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχ. 3-63: Αποτελέσματα δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 300 για το κτίριο B

Για τα κτίρια A και Γ, παρατηρήθηκε μέγιστος λόγος αξιοποίησης της διατομής ίσος με 0.46 για τον συνδυασμό 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND\_X\_-0.3 (Σχ. 3-62), με τα αναλυτικά αποτελέσματα να φαίνονται στο Σχ. 3-63.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1046 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1034 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1045 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1033 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	19 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_X_-0.3
1022 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
1021 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	21 1.35G+1.5Q+0.75SN+0.9WIND_Y_-0.3
1010 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	26 1.35G+1.5Q+0.75SN
1009 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.31	26 1.35G+1.5Q+0.75SN
1040 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.26	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1028 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.26	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1015 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.26	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1003 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.26	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1007 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1019 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1031 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1043 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1004 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1016 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1027 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1039 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.25	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1006 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.23	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1030 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.23	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1017 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.23	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1018 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.23	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1005 Column_LB	HEB 300	S 355	30.79	52.78	0.22	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey

Σχ. 3-64: Έλεγχος της διατομής HEB 300 για τα κτίρια A,Γ



Σχ. 3-65: Αποτελέσματα δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 300 για τα κτίρια Α,Γ

### 3.3.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Μιας και τα κτίρια είναι τριώροφα, απαιτείται αρχικά έλεγχος ότι οι υπεραντοχές  $\Omega$  κάθε μέλους σε κάθε κατεύθυνση δεν απέχουν πάνω από το 25%, το οποίο γίνεται για διασφάλιση ομογενούς πλαστιμότητας. Καθώς όμως έχει οριστεί συντελεστής συμπεριφοράς  $q = 1.5$ , τα κτίρια παρουσιάζουν περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά, και άρα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, μπορεί να παραλειφθεί αυτός ο έλεγχος. Παρ' όλα αυτά έγινε προσπάθεια οι υπεραντοχές των δύο πρώτων ορόφων να παραμείνουν χαμηλές για λόγους σωστού σχεδιασμού.

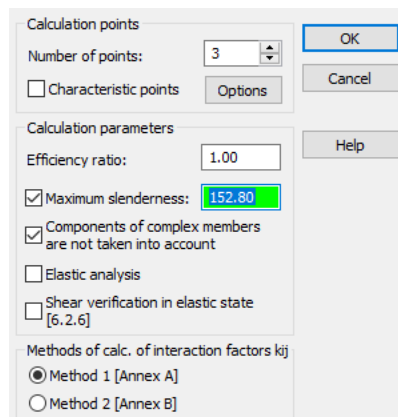
Πρέπει ακόμη η ανηγμένη λυγηρότητα των μελών να είναι μικρότερη του 2, ή αλλιώς η λυγηρότητα να είναι μικρότερη της τιμής 152.8, όπως δίνεται και από τις σχέσεις (3-208) & (3-209):

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9 \cdot 0.8136 = 76.397 \quad (3-208)$$

όπου:

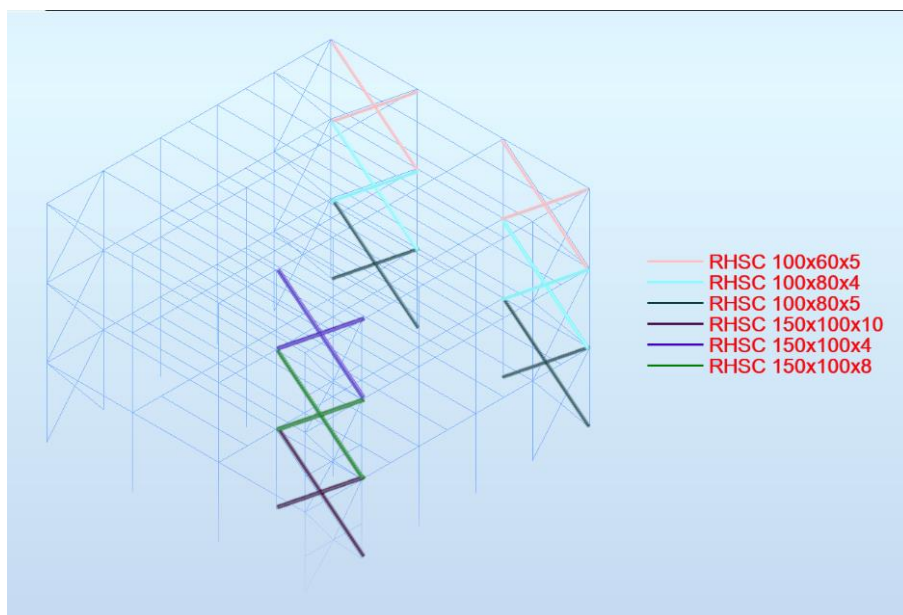
$$\lambda_{\max} = 2 \rightarrow \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 2 \rightarrow \lambda_{\max} \cdot \frac{1}{76.397} = 2 \rightarrow \lambda_{\max} = 152.8 \quad (3-209)$$

Η λυγηρότητα αυτή εισάγεται στο Robot μέσω του Steel/Aluminum Design>Calculations>Configuration, όπως φαίνεται στο Σχ. 3-66.

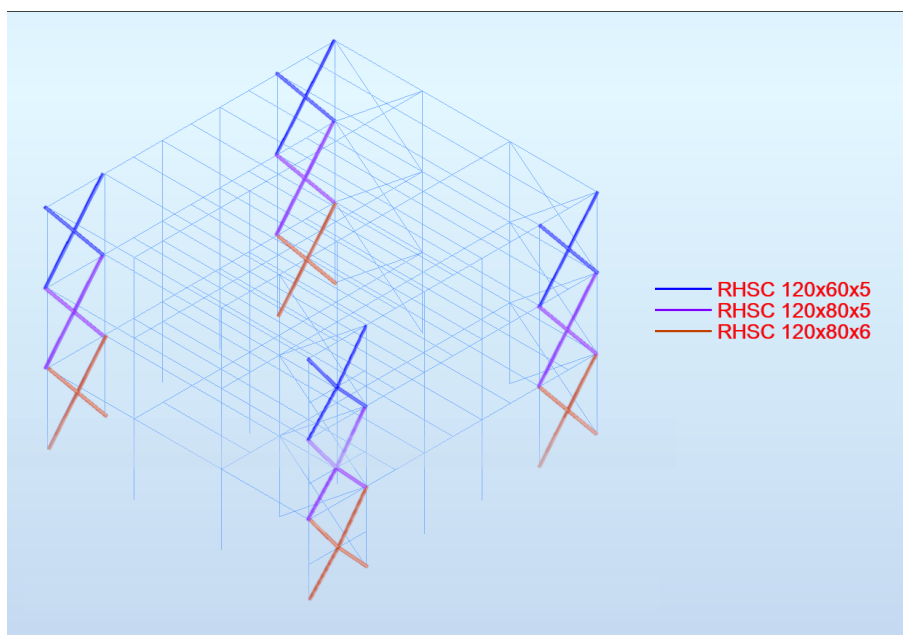


Σχ. 3-66: Εισαγωγή παραμέτρων λυγηρότητας

Πρώτα εξετάζεται το κτίριο Β, οι τελικές διατομές του οποίου φαίνονται παρακάτω:



Σχ. 3-67: Διατομές κατά την διεύθυνση X



Σχ. 3-68: Διατομές κατά την διεύθυνση Y

Πιο συγκεκριμένα η διεύθυνση X για τους δύο πρώτους ορόφους εμφανίζει τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-69:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
171 Beam_Bracing	RHSC 150x100x10	S 355	61.30	84.33	0.75	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
170 Beam_Bracing	RHSC 150x100x10	S 355	61.30	84.33	0.74	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
173 Beam_Bracing	RHSC 150x100x8	S 355	59.83	82.04	0.72	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
172 Beam_Bracing	RHSC 150x100x8	S 355	59.83	82.04	0.72	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
105 Beam_Bracing	RHSC 100x80x4	S 355	84.93	100.86	0.70	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
51 Beam_Bracing	RHSC 100x80x5	S 355	86.24	102.50	0.70	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
54 Beam_Bracing	RHSC 100x80x5	S 355	86.24	102.50	0.69	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
108 Beam_Bracing	RHSC 100x80x4	S 355	84.93	100.86	0.68	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
52 Beam_Bracing	RHSC 100x80x5	S 355	86.24	102.50	0.64	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
53 Beam_Bracing	RHSC 100x80x5	S 355	86.24	102.50	0.63	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
106 Beam_Bracing	RHSC 100x80x4	S 355	84.93	100.86	0.57	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
107 Beam_Bracing	RHSC 100x80x4	S 355	84.93	100.86	0.55	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey

Σχ. 3-69: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου για την διεύθυνση X του κτιρίου B

Οπότε και προκύπτει:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min})/\Omega_{\min} = \left(\frac{1}{0.55} - \frac{1}{0.75}\right) / \left(\frac{1}{0.75}\right) = 36.4\% > 25\% \quad (3-210)$$

Η ανάλυση των διατομών του τρίτου ορόφου φαίνεται στο Σχ. 3-70:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
160 Beam_Bracing	RHSC 100x60	S 355	90.30	135.16	0.85	40 G+0.3Q+Ex+0.3E
161 Beam_Bracing	RHSC 100x60	S 355	90.30	135.16	0.57	40 G+0.3Q+Ex+0.3E
162 Beam_Bracing	RHSC 100x60	S 355	90.30	135.16	0.53	40 G+0.3Q+Ex+0.3E
163 Beam_Bracing	RHSC 100x60	S 355	90.30	135.16	0.79	40 G+0.3Q+Ex+0.3E
174 Beam_Bracing	RHSC 150x10	S 355	57.06	77.93	0.61	40 G+0.3Q+Ex+0.3E
175 Beam_Bracing	RHSC 150x10	S 355	57.06	77.93	0.62	40 G+0.3Q+Ex+0.3E

Σχ. 3-70: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 3<sup>ου</sup> ορόφου για την διεύθυνση X του κτιρίου B

Η ανάλυση της δυσμενέστερης διατομής φαίνεται παρακάτω:

Member: 160 Beam\_Bracing\_160  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (1+8+10)\*1.00+(2+12)\*0.30

Simplified results Detailed results

FORCES  
 N<sub>Ed</sub> = 105.46 kN  
 N<sub>c,Rd</sub> = 511.20 kN  
 N<sub>b,Rd</sub> = 123.41 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING  
 XLT = 1.00

BUCKLING y  
 Ly = 6.40 m Lam<sub>y</sub> = 1.18  
 L<sub>cr,y</sub> = 3.20 m Xy = 0.44  
 Lam<sub>y</sub> = 90.30

BUCKLING z  
 Lz = 6.40 m Lam<sub>z</sub> = 1.77  
 L<sub>cr,z</sub> = 3.20 m Xz = 0.24  
 Lam<sub>z</sub> = 135.16

SECTION CHECK  
 N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))

MEMBER STABILITY CHECK  
 Lam<sub>y</sub> = 90.30 < Lam<sub>max</sub> = 152.80 Lam<sub>z</sub> = 135.16 < Lam<sub>max</sub> = 152.80 STABLE  
 N<sub>Ed</sub>/N<sub>b,Rd</sub> = 0.85 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Σχ. 3-71: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διατομής για την διεύθυνση X του κτιρίου B

Για την διεύθυνση Y προκύπτουν τα αποτελέσματα του Σχ. 3-72:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
47 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.80	82.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
48 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.80	82.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
50 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.80	82.18	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
46 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.80	82.18	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
45 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.80	82.18	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
49 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.80	82.18	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
101 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.20	81.11	0.70	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
102 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.20	81.11	0.68	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
99 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.20	81.11	0.64	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
104 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.20	81.11	0.64	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
100 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.20	81.11	0.62	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
103 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	59.20	81.11	0.61	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
178 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	31.90	43.84	0.59	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
179 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	31.90	43.84	0.58	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
177 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	27.99	38.47	0.58	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
176 Beam_Bracing	OK RHSC 120x80	S 355	27.99	38.47	0.58	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey

Σχ. 3-72: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 1ου και 2ου ορόφου για την διεύθυνση Y του κτιρίου B

Οπότε και προκύπτει:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min})/\Omega_{\min} = \left(\frac{1}{0.58} - \frac{1}{0.75}\right)/\left(\frac{1}{0.75}\right) = 29.3\% > 25\% \quad (3-211)$$

Η ανάλυση των διατομών του τρίτου ορόφου φαίνεται στο Σχ. 3-73:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
154 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	61.98	107.16	0.65	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
155 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	61.98	107.16	0.59	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
156 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	61.98	107.16	0.74	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
157 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	61.98	107.16	0.70	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
158 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	61.98	107.16	0.58	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
159 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	61.98	107.16	0.63	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
184 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	29.01	50.16	0.58	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
185 Beam_Bracing	OK RHSC 120x60	S 355	29.01	50.16	0.58	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey

Σχ. 3-73: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 3<sup>ου</sup> ορόφου για την διεύθυνση Y του κτιρίου B

Η ανάλυση της δυσμενέστερης διατομής φαίνεται παρακάτω:

Member: 47 Beam\_Bracing\_47  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey (1+8+12)\*1.00+(2+10)\*0.30

Section OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES  
 N,Ed = 286.52 kN  
 Nc,Rd = 766.80 kN  
 Nb,Rd = 381.42 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING  
 XLT = 1.00

BUCKLING y  
 Ly = 5.19 m Lam\_y = 0.78  
 Lcr,y = 2.59 m Xy = 0.67  
 Lamy = 59.80

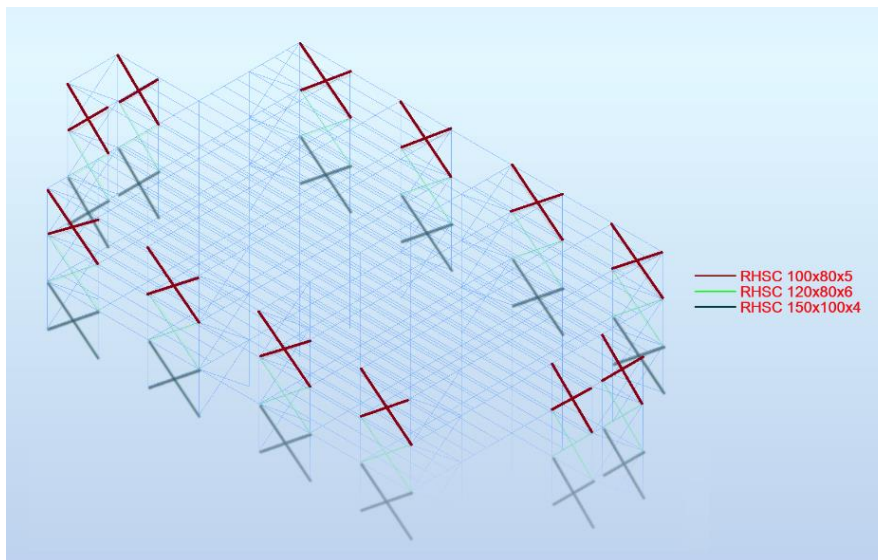
BUCKLING z  
 Lz = 5.19 m Lam\_z = 1.08  
 Lcr,z = 2.59 m Xz = 0.50  
 Lamz = 82.18

SECTION CHECK  
 N,Ed/Nc,Rd = 0.37 < 1.00 (6.2.4.(1))

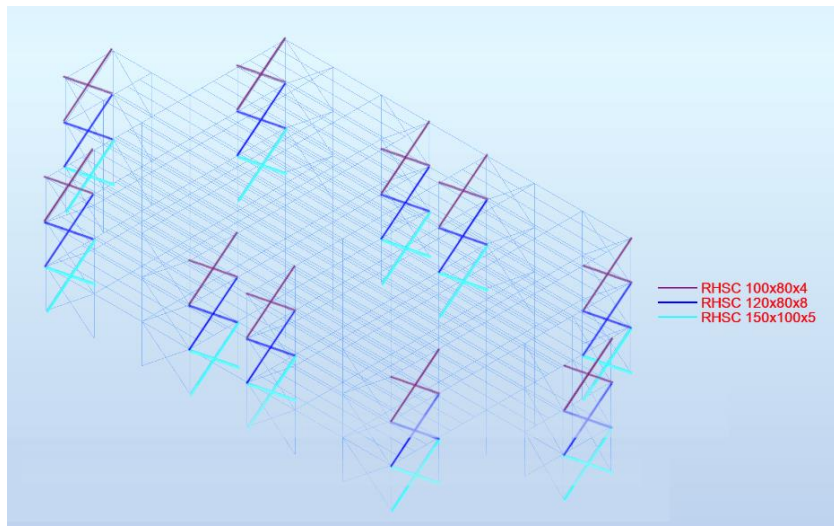
MEMBER STABILITY CHECK  
 Lamy = 59.80 < Lam,max = 152.80 Lamz = 82.18 < Lam,max = 152.80 STABLE  
 N,Ed/Nb,Rd = 0.75 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Forces  
 Detailed  
 Calc. Note  
 Parameters  
 Help

Σχ. 3-74: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διατομής για την διεύθυνση Y του κτιρίου B  
 Έπειτα εξετάζονται τα κτίρια A και Γ, οι τελικές διατομές των οποίων φαίνονται παρακάτω:



Σχ. 3-75: Διατομές κατά την διεύθυνση X



Σχ. 3-76: Διατομές κατά την διεύθυνση Y

Πιο συγκεκριμένα η διεύθυνση X για τους δύο πρώτους ορόφους εμφανίζει τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-77:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1378 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.88	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1382 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.88	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1385 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.87	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1389 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.86	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1392 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.82	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1383 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.82	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1388 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.82	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1379 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.82	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
825 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.82	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
829 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.82	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
827 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.81	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
823 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.81	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
832 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.81	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1380 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.80	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
836 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.80	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1384 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.80	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
834 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.80	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
830 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.80	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1387 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.79	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1391 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.79	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
835 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.77	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
826 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.77	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
831 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.76	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
822 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.76	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
833 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.76	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
837 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.76	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
824 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.76	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
828 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	57.06	77.93	0.76	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1377 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.75	10 Seismic EC 8 Direction X
1381 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.75	10 Seismic EC 8 Direction X
1390 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.74	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1386 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	73.85	101.48	0.74	10 Seismic EC 8 Direction X
948 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.71	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
950 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.70	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
955 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.69	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
953 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.69	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
952 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.66	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
954 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.66	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
951 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.65	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
949 Beam_Bracin	RHSC 150x100x4	S 355	50.41	68.85	0.65	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1426 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	65.24	89.65	0.64	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1424 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	65.24	89.65	0.63	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1419 Beam_Brac	RHSC 120x80x6	S 355	65.24	89.65	0.63	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey

Σχ. 3-77: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου για την διεύθυνση X των κτιρίων Α,Γ

Οπότε και προκύπτει:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min})/\Omega_{\min} = \left(\frac{1}{0.63} - \frac{1}{0.88}\right)/\left(\frac{1}{0.88}\right) = 39.6\% > 25\% \quad (3-212)$$

Η ανάλυση των διατομών του τρίτου ορόφου φαίνεται στο Σχ. 3-78:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1674 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.75	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1679 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.75	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1681 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.75	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1678 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.75	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1688 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.75	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1675 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.75	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1685 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.74	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1684 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.74	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1673 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1680 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1677 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1676 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1683 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1686 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1687 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1682 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	86.24	102.50	0.62	10 Seismic EC 8 Direction X
1716 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.51	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1722 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.51	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1718 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.51	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1720 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.50	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1719 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.48	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1721 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.47	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1715 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.47	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey
1717 Beam_Bracing	RHSC 100x80	S 355	76.19	90.55	0.47	40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey

Σχ. 3-78: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 3<sup>ου</sup> ορόφου για την διεύθυνση X των κτιρίων Α,Γ

Η ανάλυση της δυσμενέστερης διατομής φαίνεται παρακάτω:

Member: 1378 Beam\_Bracing\_1378  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 40 G+0.3Q+Ex+0.3Ey (8+10+1)\*1.00+(12+2)\*0.30

Simplified results Detailed results

FORCES  
 N<sub>Ed</sub> = 254.33 kN  
 N<sub>c,Rd</sub> = 766.80 kN  
 N<sub>b,Rd</sub> = 289.22 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING  
 XLT = 1.00

BUCKLING y  
 Ly = 6.40 m Lam<sub>y</sub> = 0.97  
 L<sub>cr,y</sub> = 3.20 m Xy = 0.56  
 Lam<sub>y</sub> = 73.85

BUCKLING z  
 Lz = 6.40 m Lam<sub>z</sub> = 1.33  
 L<sub>cr,z</sub> = 3.20 m Xz = 0.38  
 Lam<sub>z</sub> = 101.48

SECTION CHECK  
 N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.33 < 1.00 (6.2.4.(1))

MEMBER STABILITY CHECK  
 Lam<sub>y</sub> = 73.85 < Lam<sub>max</sub> = 152.80 Lam<sub>z</sub> = 101.48 < Lam<sub>max</sub> = 152.80 STABLE  
 N<sub>Ed</sub>/N<sub>b,Rd</sub> = 0.88 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Σχ. 3-79: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διατομής για την διεύθυνση X των κτιρίων Α,Γ



Για την διεύθυνση Y προκύπτουν τα αποτελέσματα του Σχ. 3-80:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1407 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.78	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1406 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.78	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1398 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.78	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1401 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.77	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1782 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.77	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1400 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.77	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1395 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.76	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1784 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.76	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1396 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.76	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1404 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.76	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1783 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1393 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1394 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1781 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1402 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1403 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1399 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.75	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1405 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.74	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1397 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.74	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
840 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.74	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1408 Beam_Brac	RHSC 120x80	S 355	76.53	105.18	0.74	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
926 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.73	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
847 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.73	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
850 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.73	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
842 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.73	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
849 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.73	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
853 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.73	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
938 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.73	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
844 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
839 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
936 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
924 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
852 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
846 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
851 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
843 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.72	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
845 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.71	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
838 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.71	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
841 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.70	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
848 Beam_Bracin	RHSC 150x10	S 355	57.76	79.03	0.70	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey

Σχ. 3-80: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 1ου και 2ου ορόφου για την διεύθυνση Y των κτιρίων Α,Γ

Οπότε και προκύπτει:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min})/\Omega_{\min} = \left(\frac{1}{0.70} - \frac{1}{0.78}\right)/\left(\frac{1}{0.78}\right) = 11.4\% < 25\% \quad (3-213)$$

Η ανάλυση των διατομών του τρίτου ορόφου φαίνεται στο Σχ. 3-81:

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1703 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.90	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1694 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.89	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1702 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.89	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1697 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.89	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1696 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.87	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1692 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.87	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1699 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.86	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1689 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.86	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1786 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.85	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1787 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.85	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1788 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.85	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1785 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.85	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1690 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.84	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1700 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.83	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1691 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.83	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1695 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.82	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1698 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.82	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1701 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.81	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1693 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.81	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey
1704 Beam_Brac	RHSC 100x80	S 355	84.93	100.86	0.81	44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey

Σχ. 3-81: Λόγοι αξιοποίησης των χιαστί 3<sup>ου</sup> ορόφου για την διεύθυνση Y των κτιρίων Α,Γ

Η ανάλυση της δυσμενέστερης διατομής φαίνεται παρακάτω:

Member: 1703 Beam\_Bracing\_1703  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 44 G+0.3Q+0.3Ex+Ey (8+12+1)\*1.00+(10+2)\*0.30

Simplified results Detailed results

FORCES  
 N<sub>Ed</sub> = 161.13 kN  
 N<sub>c,Rd</sub> = 472.15 kN  
 N<sub>b,Rd</sub> = 179.63 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING  
 XLT = 1.00

BUCKLING y  
 L<sub>y</sub> = 6.40 m Lam<sub>y</sub> = 1.11  
 L<sub>cr,y</sub> = 3.20 m X<sub>y</sub> = 0.48  
 Lam<sub>y</sub> = 84.93

BUCKLING z  
 L<sub>z</sub> = 6.40 m Lam<sub>z</sub> = 1.32  
 L<sub>cr,z</sub> = 3.20 m X<sub>z</sub> = 0.38  
 Lam<sub>z</sub> = 100.86

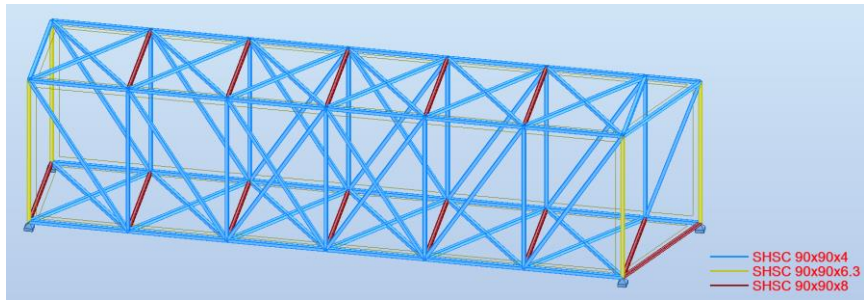
SECTION CHECK  
 N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.34 < 1.00 (6.2.4.(1))

MEMBER STABILITY CHECK  
 Lam<sub>y</sub> = 84.93 < Lam<sub>max</sub> = 152.80 Lam<sub>z</sub> = 100.86 < Lam<sub>max</sub> = 152.80 STABLE  
 N<sub>Ed</sub>/N<sub>b,Rd</sub> = 0.90 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

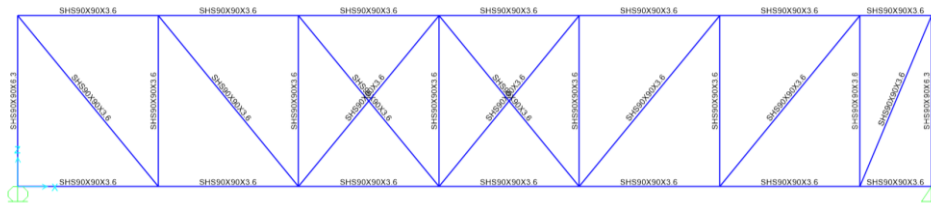
Σχ. 3-82: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διατομής για την διεύθυνση Y των κτιρίων Α,Γ

### 3.3.6 Γέφυρα

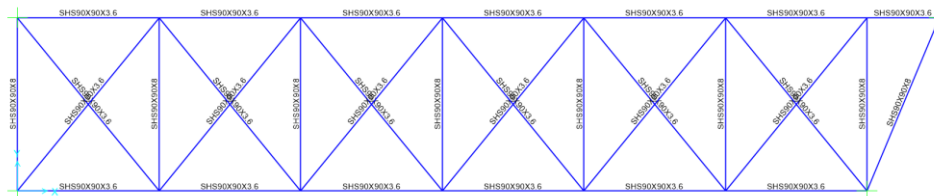
Η γέφυρα ζεύξης είχε μελετηθεί εξ αρχής ως μεταλλική κατασκευή, οπότε επαναχρησιμοποιούνται οι ίδιες διατομές SHS από την πρώτη εργασία. Σημειώνεται εδώ πως η γέφυρα δεν είναι συμμετρική καθώς τα κτίρια βρίσκονται υπό γωνία. Ακόμα, ως προς τις ελευθερώσεις της γέφυρας ζεύξης γίνεται η παραδοχή, ότι οι στηρίξεις της επιτρέπουν την ανεξάρτητη κίνησή της σε σχέση με την κίνηση των κτιρίων.



Σχ. 3-83: Διατομές γέφυρας ζεύξης



Σχ. 3-84: Όψη μεγάλου καταστρώματος (16 m)

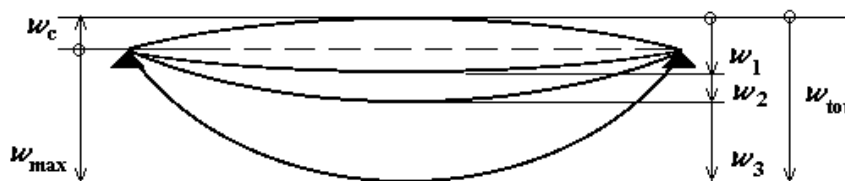


Σχ. 3-85: Κάτοψη καταστρώματος

### 3.4 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

#### 3.4.1 Εισαγωγή

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, στην παράγραφο 7.2 του EN 1993-1-1 [10], προτείνεται η χρήση των ορίων που ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα [11]. Τα όρια αυτά αφορούν δύο τιμές, την  $w_3$  και την  $w_{max}$ , οι οποίες φαίνονται στο Σχ. 3-86:



Σχ. 3-86: Κατακόρυφες Καμπτικές Παραμορφώσεις

όπου:

$w_c$ : αρνητικό βέλος στο αφόρτιστο δομικό μέλος

$w_1$ : Αρχικό σκέλος της καμπτικής παραμόρφωσης από μόνιμα φορτία του σχετικού συνδυασμού

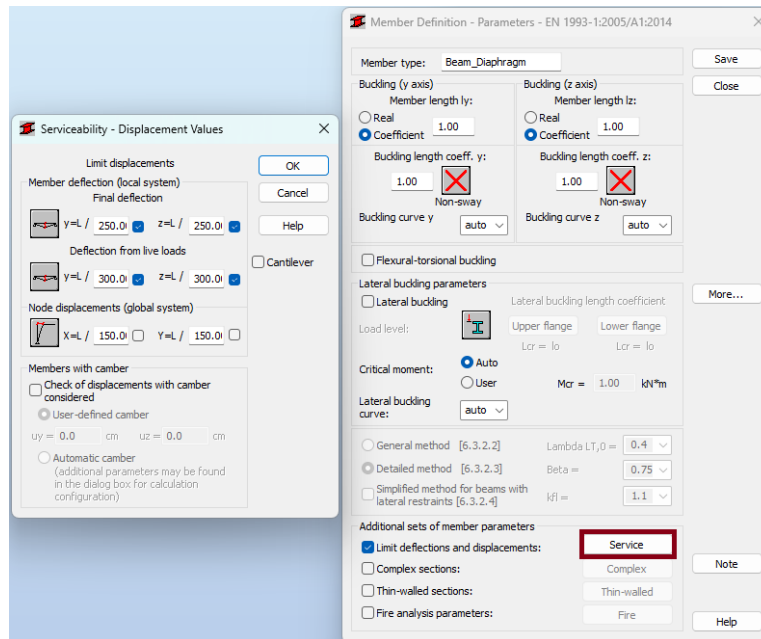
$w_2$ : Μακροπρόθεσμο σκέλος της καμπτικής παραμόρφωσης υπό μόνιμα φορτία

$w_3$ : Πρόσθετο σκέλος καμπτικής παραμόρφωσης λόγω μεταβλητών δράσεων του σχετικού συνδυασμού

$w_{tot}$ : Συνολική καμπτική παραμόρφωση ως άθροισμα των  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$

$w_{max}$ : Εναπομένουσα συνολική καμπτική παραμόρφωση λαμβάνοντας υπόψη το αρνητικό βέλος

Τα όρια που δίνονται είναι  $L/250$  και  $L/300$  για το  $w_{max}$  και  $w_3$  αντίστοιχα, και μπορούν να ελεγχθούν αυτόματα από το Robot μέσω των Member Types με την εντολή *Member Definition>Service* :



Σχ. 3-87: Εισαγωγή ορίων για κατακόρυφα βέλη μέσω Robot

Τα όρια που αναγράφονται ως "Final Deflection" αφορούν το  $w_{max}$ , ενώ τα "Deflection from live loads" αφορούν το  $w_3$ .

Πρέπει ακόμη να σημειωθεί ότι στις σύμμικτες διατομές, η επιλογή μερικής διατμητικής σύνδεσης δεν επηρεάζει μόνο την αντοχή σε κάμψη, αλλά και την δυσκαμψία και άρα κατ' επέκταση και τα βέλη. Για δοκούς χωρίς ενδιάμεσες στηρίξεις στην φάση κατασκευής ισχύει:

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0.3 \cdot \left(1 - \frac{N}{N_f}\right) \cdot \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1\right) \quad (3-214)$$

όπου:

$\delta$ : βέλος δοκού με μερική διατμητική σύνδεση

$\delta_c$ : βέλος δοκού με πλήρη διατμητική σύνδεση

$\delta_a$ : βέλος σιδηροδοκού μόνο

$N/N_f$ : βαθμός διατμητικής σύνδεσης

### 3.4.2 Σύμμικτες κύριες δοκοί

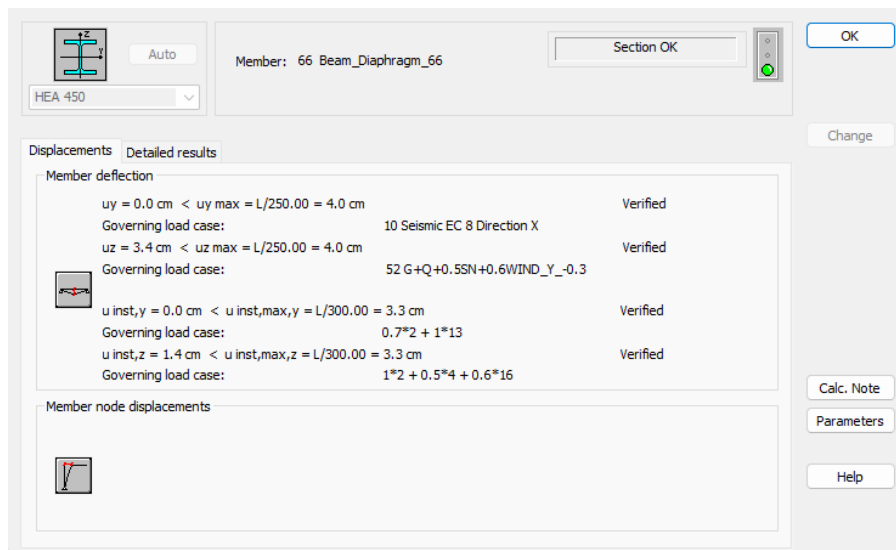
Το βέλος της δοκού για την πλήρη διατμητική σύνδεση είναι ίσο με 3.1 cm και προκύπτει από την ανάλυση του ArcelorMittal Beams Calculator, όπως φαίνεται και στο παράρτημα Α. Το βέλος της σιδηροδοκού προκύπτει από την ανάλυση του Robot για την δυσμενέστερη δοκό και ισούται με 3.7 cm, και ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης είχε οριστεί ως 0.55. Με βάση τα παραπάνω στοιχεία, το συνολικό βέλος της σύμμικτης δοκού με μερική διατμητική σύνδεση είναι ίσο με  $3.18 \text{ cm} < L/250 = 4 \text{ cm}$ , οπότε η δοκός περνάει τον έλεγχο για ΟΚΛ.

Για το κτίριο Β, οι δοκοί με διατομή HEA 450 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-88, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.87 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό  $G+Q+0.5SN+0.6WIND\_Y\_-0.3$ .

Στο Σχ. 3-89 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
66 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.87	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
67 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.87	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
12 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.87	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
13 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.87	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
120 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.81	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
121 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.81	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
68 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.24	57 G+Q+0.5SN
14 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.24	57 G+Q+0.5SN
122 Beam_Diaphragm	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.22	57 G+Q+0.5SN

Σχ. 3-88: Έλεγχος της διατομής HEA 450 του κτιρίου Β μετά την σκυροδέτηση



Σχ. 3-89: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 450 του κτιρίου Β

Σημειώνεται επίσης πως οι δοκοί HEA 240 παρουσίασαν πάλι αρκετά μικρότερα βέλη, της τάξεως των 0.5 cm, όπως φαίνεται στο Σχ. 3-90.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
78 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
24 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
88 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
96 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
42 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
44 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
98 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	51 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_+0.2
65 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	51 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_+0.2
11 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	51 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_+0.2
34 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.30	48 G+Q
142 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.28	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
132 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.28	57 G+Q+0.5SN
151 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.28	57 G+Q+0.5SN
119 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.28	57 G+Q+0.5SN
97 Beam_Diaphragm	HEA 240	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.16	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3

Σχ. 3-90: Έλεγχος της διατομής HEA 240 του κτιρίου Β

Αντίστοιχα για τα κτίρια Α και Γ, οι δοκοί με διατομή HEA 450 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-91, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.91 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό G+Q+0.6WIND\_Y\_+0.2, ενώ αυτές με διατομή HEA 260 παρουσίασαν τα αποτελέσματα του Σχ. 3-92, με μέγιστο λόγο 0.79 για τον συνδυασμό G+Q+0.5SN.

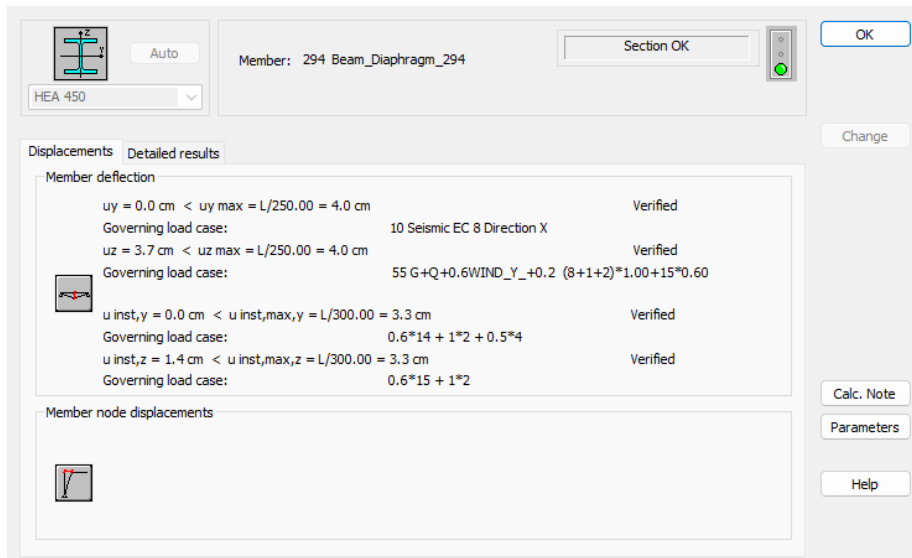
Στα Σχ. 3-93 & Σχ. 3-94 παρουσιάζεται η καταπόνηση των δυσμενέστερων αυτών μελών.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
261 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
264 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
293 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
294 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
295 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
298 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
327 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
328 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
331 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
334 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
363 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
364 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
365 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
368 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
397 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
398 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.91	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
401 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.83	57 G+Q+0.5SN
404 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.83	57 G+Q+0.5SN
433 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.84	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
434 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.84	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
435 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.84	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
438 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.84	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
467 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.84	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
468 Beam_Diaphr	HEA 450	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Dire	0.84	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3

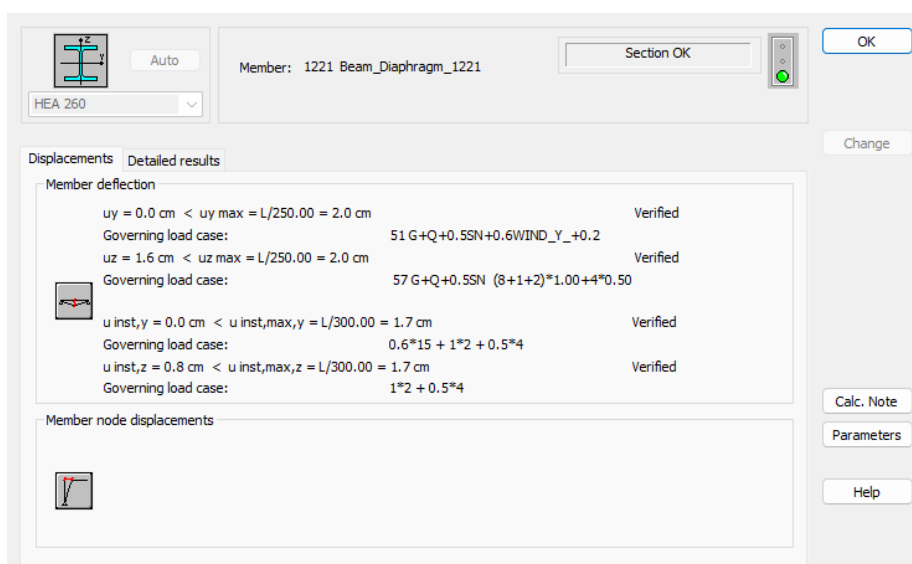
Σχ. 3-91: Έλεγχος της διατομής HEA 450 των κτιρίων Α,Γ

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
1221 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	51 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_+0.2	0.79	57 G+Q+0.5SN
1255 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	57 G+Q+0.5SN	0.79	57 G+Q+0.5SN
1201 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1235 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1212 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1246 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1261 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1227 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
266 Beam_Diaphr	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
300 Beam_Diaphr	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
277 Beam_Diaphr	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
311 Beam_Diaphr	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
292 Beam_Diaphr	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
326 Beam_Diaphr	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.72	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1557 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.66	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
1523 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.66	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3
1542 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.66	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
1531 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.66	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
1244 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.66	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1211 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.66	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
1210 Beam_Diap	HEA 260	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.66	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2

Σχ. 3-92: Έλεγχος της διατομής HEA 240 των κτιρίων Α,Γ



Σχ. 3-93: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 450 των κτιρίων Α,Γ



Σχ. 3-94: Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού HEA 240 των κτιρίων Α,Γ

### 3.4.3 Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί

Το βέλος της δοκού για την πλήρη διατμητική σύνδεση είναι ίσο με 1.07 cm και προκύπτει από την ανάλυση του ArcelorMittal Beams Calculator, όπως φαίνεται και στο παράρτημα Α. Το βέλος της σιδηροδοκού προκύπτει από την ανάλυση του Robot για την δυσμενέστερη δοκό και ισούται με 2 cm, ενώ ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης είχε οριστεί ως 0.4. Με βάση τα παραπάνω στοιχεία, το συνολικό βέλος της σύμμικτης δοκού με μερική διατμητική σύνδεση είναι ίσο με  $1.24 \text{ cm} < L/250 = 2.5 \text{ cm}$ , οπότε η διαδοκίδα περνάει τον έλεγχο για ΟΚΛ.

Για το κτίριο Β, οι διαδοκίδες με διατομή HEA 200 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-95, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.93 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό  $G+Q+0.5SN+0.6WIND\_X_+0.2$ .

Στο Σχ. 3-96 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
22 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.93	49 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_+0.2
76 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.93	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
95 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.93	49 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_+0.2
41 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.93	48 G+Q
130 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.01	10 Seismic EC 8 Direction X	0.84	57 G+Q+0.5SN
40 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	56 G+Q+0.6WIND_Y_-0.3
21 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	54 G+Q+0.6WIND_X_-0.3
75 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	53 G+Q+0.6WIND_X_+0.2
72 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	54 G+Q+0.6WIND_X_-0.3
28 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	49 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_+0.2
19 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	51 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_+0.2
71 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
92 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	48 G+Q
82 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
35 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
86 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	49 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_+0.2
38 Beam_Diaphra	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.63	52 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_-0.3

Σχ. 3-95: Έλεγχος της διατομής HEA 200 του κτιρίου Β μετά την σκυροδέτηση

Σχ. 3-96: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διαδοκίδας HEA 200 του κτιρίου Β

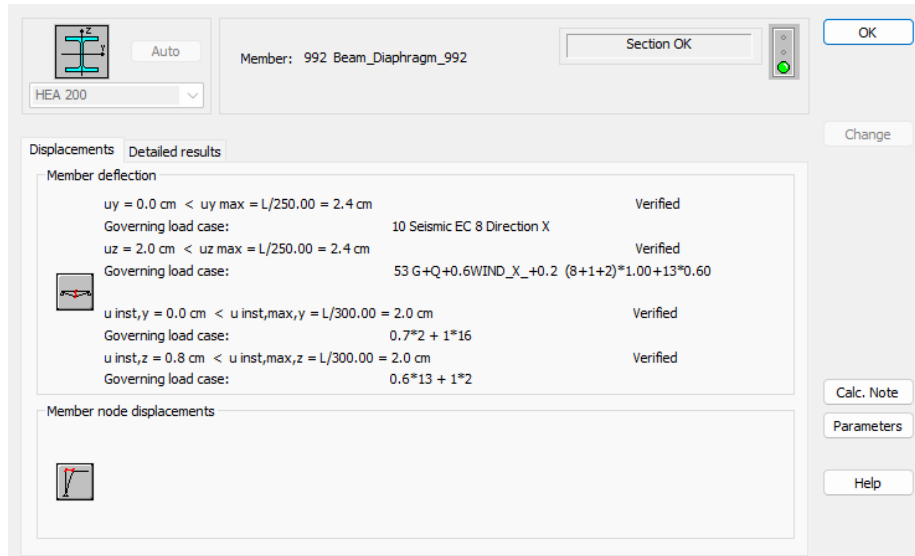
Αντίστοιχα για τα κτίρια Α και Γ, οι διαδοκίδες με διατομή HEA 200 παρουσίασαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Σχ. 3-97, όπου παρατηρείται πως ο μέγιστος λόγος είναι 0.83 επί το δυσμενέστερο για τον συνδυασμό G+Q+0.6WIND\_X\_+0.2.

Στο Σχ. 3-98 παρουσιάζεται η καταπόνηση του δυσμενέστερου αυτού μέλους.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
992 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	53 G+Q+0.6WIND_X_+0.2
707 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
995 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	55 G+Q+0.6WIND_Y_+0.2
991 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	49 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_+0.2
705 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
706 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	48 G+Q
993 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
1433 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	49 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_+0.2
994 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
1436 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	49 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_+0.2
1435 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	56 G+Q+0.6WIND_Y_-0.3
1354 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	54 G+Q+0.6WIND_X_-0.3
1432 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	56 G+Q+0.6WIND_Y_-0.3
1353 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	48 G+Q
1355 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
1434 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	53 G+Q+0.6WIND_X_+0.2
990 Beam_Diaphr	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	51 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_+0.2
1431 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.83	51 G+Q+0.5SN+0.6WIND_Y_+0.2
1651 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.76	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
1649 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.76	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3
1731 Beam_Diap	HEA 200	S 355	0.00	10 Seismic EC 8 Direction X	0.76	50 G+Q+0.5SN+0.6WIND_X_-0.3

Σχ. 3-97: Έλεγχος της διατομής HEA 200 των κτιρίων Α,Γ





Σχ. 3-98: Αποτελέσματα δυσμενέστερης διαδοκίδας HEA 200 των κτιρίων Α,Γ

### 3.5 Έλεγχοι ασφάλειας

Είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν κάποιοι επιπρόσθετοι έλεγχοι ασφαλείας, οι οποίοι είναι ο έλεγχος περιορισμού βλαβών και ο έλεγχος επιρροών αποτελεσμάτων 2<sup>ης</sup> τάξεως.

#### 3.5.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην απαίτηση μη κατάρρευσης, οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.3 του EN1998-1 [3]. Για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα πρέπει να επαληθεύεται η :

$$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h \quad (3-215)$$

όπου:

$d_r$ : τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, όπως ορίζεται στην σχέση

$h$ : ύψος του ορόφου

$v$ : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών, ο οποίος για κατηγορία σπουδαιότητας II λαμβάνεται ίσος με 0.5

Με την εντολή *Results>Stories>Displacements*, και για τα σεισμικά μόνο φορτία Seismic EC 8 Direction X και Y προκύπτουν για το κτίριο Β οι παρακάτω πίνακες με ελαστικές μετακινήσεις:

Case/Story	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY
10/ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10/ 2	0.6	0.4	0.6	0.4	0.00	0.00
10/ 3	1.5	0.8	0.8	0.4	0.00	0.00
10/ 4	2.3	1.2	0.8	0.4	0.00	0.00

Πίνακας 3-12: Ελαστικές μετακινήσεις για σεισμό κατά Χ στο κτίριο Β

Case/Story	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY
12/ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12/ 2	0.3	0.8	0.3	0.8	0.00	0.00
12/ 3	0.7	1.7	0.4	0.9	0.00	0.00
12/ 4	1.1	2.5	0.4	0.8	0.00	0.00

Πίνακας 3-13: Ελαστικές μετακινήσεις για σεισμό κατά Y στο κτίριο B

Καθώς οι μετακινήσεις που δίνονται από το Robot είναι ελαστικές, απαιτείται πολλαπλασιασμός με τον συντελεστή  $q = 1.5$ , οπότε και προκύπτουν τα παρακάτω:

Σεισμός κατά X					Σεισμός κατά Y				
$d_{r,e}$ (cm)	$d_{r,s}$ (cm)	$v$	$h$ (cm)	$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$	$d_{r,e}$ (cm)	$d_{r,s}$ (cm)	$v$	$h$ (cm)	$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$
0.6	0.9	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ	0.8	1.2	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ
0.8	1.2	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ	0.9	1.35	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ
0.8	1.2	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ	0.8	1.2	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ

Πίνακας 3-14: Έλεγχος περιορισμού βλαβών για το κτίριο B

Με ανάλογο τρόπο πραγματοποιείται και ο έλεγχος για τα κτίρια A,Γ:

Case/Story	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY
10/ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10/ 2	0.9	0.0	0.9	0.0	0.00	0.00
10/ 3	1.7	0.0	0.8	0.0	0.00	0.00
10/ 4	2.3	0.0	0.7	0.0	0.00	0.00

Πίνακας 3-15: Ελαστικές μετακινήσεις για σεισμό κατά X στα κτίρια A,Γ

Case/Story	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY
12/ 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12/ 2	0.0	0.8	0.0	0.8	0.00	0.00
12/ 3	0.0	1.6	0.0	0.7	0.00	0.00
12/ 4	0.0	2.3	-0.0	0.8	-0.00	0.00

Πίνακας 3-16: Ελαστικές μετακινήσεις για σεισμό κατά Y στα κτίρια A,Γ

Σεισμός κατά X					Σεισμός κατά Y				
$d_{r,e}$ (cm)	$d_{r,s}$ (cm)	$v$	$h$ (cm)	$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$	$d_{r,e}$ (cm)	$d_{r,s}$ (cm)	$v$	$h$ (cm)	$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$
0.9	1.35	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ	0.8	1.2	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ
0.8	1.2	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ	0.7	1.05	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ
0.7	1.05	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ	0.8	1.2	0.5	400	ΙΣΧΥΕΙ

Πίνακας 3-17: Έλεγχος περιορισμού βλαβών για τα κτίρια A,Γ

### 3.5.2 Έλεγχος επιρροών 2<sup>ας</sup> τάξεως

Οι επιρροές 2<sup>ας</sup> τάξεως αποτελούν καθοριστικό παράγοντα κατά την διαστασιολόγηση των διατομών. Σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.2.2 του EN1998-1 [3], η ανάλυση αυτού του είδους γίνεται αχρείαση όταν ισχύει:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0.10 \quad (3-216)$$

όπου:

$\theta$ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$P_{tot}$ : συνολικό φορτίο βαρύτητας κάθε ορόφου στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού G+0.3Q

$d_i$ : σχετικές μετακινήσεις για σεισμική φόρτιση κατά X ή Y (ίσες με τις ελαστικές μετακινήσεις που προκύπτουν από το πρόγραμμα πολλαπλασιασμένες επί τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ )

$V_{tot}$ : συνολική σεισμική τέμνουσα κάθε ορόφου

$h$ : ύψος κάθε ορόφου

Εάν  $0.1 < \theta \leq 0.2$ , τα αποτελέσματα 2<sup>ος</sup> τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις με έναν συντελεστή ίσο με  $1/(1-\theta)$ . Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 0.3.

Με την εντολή *Results>Stories>Reduced Forces* για συνδυασμό G+0.3Q προκύπτει το συνολικό φορτίο βαρύτητας  $P_{tot}$  για κάθε όροφο για το κτίριο B (Πίνακας 3-18).

Case/Story	FZ (kN)
71 (C)/	N/A
71 (C)/	-4552.19
71 (C)/	-3100.97
71 (C)/	-1372.85

Πίνακας 3-18: Φορτίο βαρύτητας ορόφων του κτιρίου B για G+0.3Q

Με ανάλογο τρόπο προκύπτει και η συνολική τέμνουσα κάθε ορόφου που προκαλούν τα σεισμικά φορτία Seismic EC 8 Direction X και Y, για το κτίριο B (Πίνακας 3-19 και Πίνακας 3-20).

Case/Story	FX (kN)	FY (kN)
10/ 1	N/A	N/A
10/ 2	1034.97	490.35
10/ 3	872.05	415.29
10/ 4	494.35	224.29

Πίνακας 3-19: Τέμνουσα ορόφων του κτιρίου B για σεισμό κατά X

Case/Story	FX (kN)	FY (kN)
12/ 1	N/A	N/A
12/ 2	490.35	1151.60
12/ 3	419.37	964.21
12/ 4	229.11	540.64

Πίνακας 3-20: Τέμνουσα ορόφων του κτιρίου B για σεισμό κατά Y

Τις παραπάνω τιμές συγκεντρώνει ο Πίνακας 3-21, όπου και ελέγχεται η επιρροή φαινομένων 2<sup>ος</sup> τάξεως και προκύπτει ότι η ανάλυση αυτή δεν απαιτείται.

Σεισμός κατά Χ					Σεισμός κατά Υ				
P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> (kN)	d <sub>r,s</sub> (cm)	h (cm)	θ	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> (kN)	d <sub>r,s</sub> (cm)	h (cm)	θ
4552.19	1034.97	0.9	400	0.010	4552.19	1151.6	1.2	400	0.012
3100.97	872.05	1.2	400	0.011	3100.97	964.21	1.35	400	0.011
1372.85	494.35	1.2	400	0.008	1372.85	540.64	1.2	400	0.008

Πίνακας 3-21: Έλεγχος φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως για το κτίριο Β

Αντίστοιχα και για τα κτίρια Α,Γ, τα P<sub>tot</sub> (Πίνακας 3-22) και τα V<sub>tot</sub> (Πίνακας 3-23 και Πίνακας 3-24) δίνονται παρακάτω.

Case/Story	FZ (kN)
71 (C)/	N/A
71 (C)/	-16022.50
71 (C)/	-10674.79
71 (C)/	-5049.35

Πίνακας 3-22: Φορτίο βαρύτητας ορόφων των κτιρίων Α,Γ για G+0.3Q

Case/Story	FX (kN)	FY (kN)
10/ 1	N/A	N/A
10/ 2	4718.25	0.01
10/ 3	3750.80	0.03
10/ 4	2307.37	0.01

Πίνακας 3-23: Τέμνουσα ορόφων των κτιρίων Α,Γ για σεισμό κατά Χ

Case/Story	FX (kN)	FY (kN)
12/ 1	N/A	N/A
12/ 2	0.00	4688.01
12/ 3	0.00	3726.44
12/ 4	0.00	2361.78

Πίνακας 3-24: Τέμνουσα ορόφων των κτιρίων Α,Γ για σεισμό κατά Υ

Τις παραπάνω τιμές συγκεντρώνει ο Πίνακας 3-25, όπου και ελέγχεται η επιρροή φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως και προκύπτει ότι η ανάλυση αυτή δεν απαιτείται.

Σεισμός κατά Χ					Σεισμός κατά Υ				
P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> (kN)	d <sub>r,s</sub> (cm)	h (cm)	θ	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> (kN)	d <sub>r,s</sub> (cm)	h (cm)	θ
16022.5	4718.25	1.35	400	0.011	16022.5	4688.01	1.2	400	0.010
16074.79	3750.8	1.2	400	0.013	16074.79	3726.44	1.05	400	0.011
5049.35	2307.37	1.05	400	0.006	5049.35	2361.78	1.2	400	0.006

Πίνακας 3-25: Έλεγχος φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως για τα κτίρια Α,Γ

## 4 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

### 4.1 Εισαγωγή

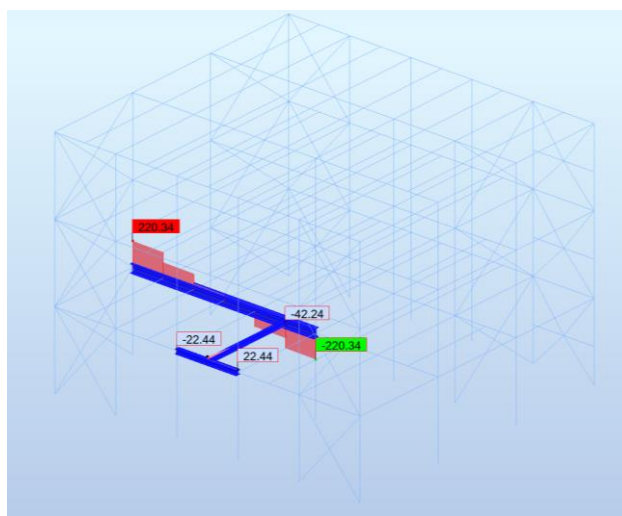
Στα πλαίσια της εργασίας επιλέχθηκαν και μελετήθηκαν ορισμένες συνδέσεις που εμφανίζουν τα δυσμενέστερα εντακτικά μεγέθη που δίνει η περιβάλλουσα. Το πρόγραμμα Robot διαθέτει εξελιγμένες δυνατότητες μελέτης συνδέσεων, και επιτρέπει στον χρήστη να επιλέξει μέλη και με να δημιουργήσει με αυτόματο τρόπο συνδέσεις. Τα εντακτικά μεγέθη που τις καταπονούν λαμβάνονται αυτόματα από την ανάλυση, οπότε δεν απαιτείται κάποια εισαγωγή πέρα από τις επιθυμητές παραμέτρους της σύνδεσης.

Γενικά προτιμήθηκαν κοχλιωτές συνδέσεις για τα περιθώρια που επιτρέπουν, καθώς και για την ευκολότερη εφαρμογή τους στην πράξη.

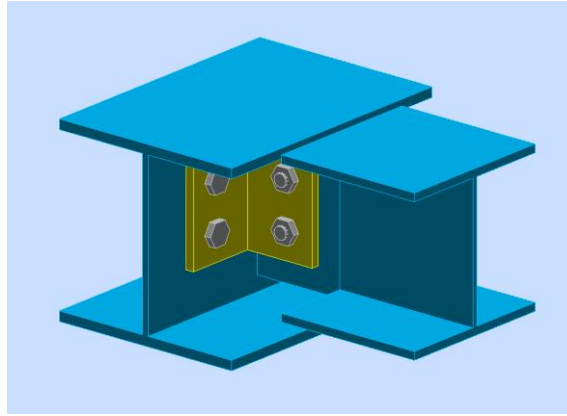
Παρακάτω ακολουθούν συνοπτικά οι επιλεγμένες συνδέσεις. Τα αποτελέσματα της επίλυσης της κάθε σύνδεσης βρίσκονται στο παράρτημα Β.

### 4.2 Σύνδεση διαδοκίδας και κύριας δοκού

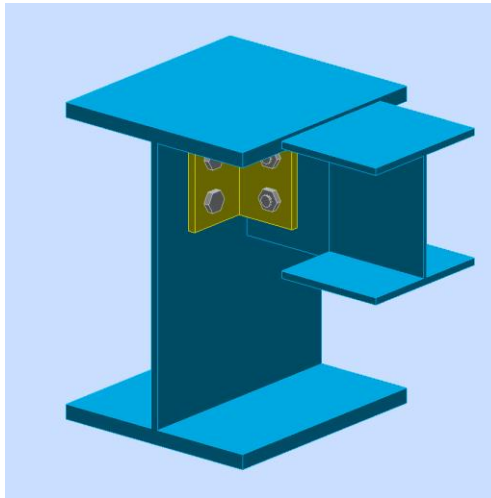
Επιλέχθηκαν δύο συνδέσεις από το κτίριο Β, και οι δύο για την διαδοκίδα με αριθμό 20. Η πρώτη αφορά την δοκό HEA 240 (αριθμός 3) και η δεύτερη την δοκό HEA 450 (αριθμός 4).



Σχ. 4-1: Εντακτική κατάσταση των συνδέσεων



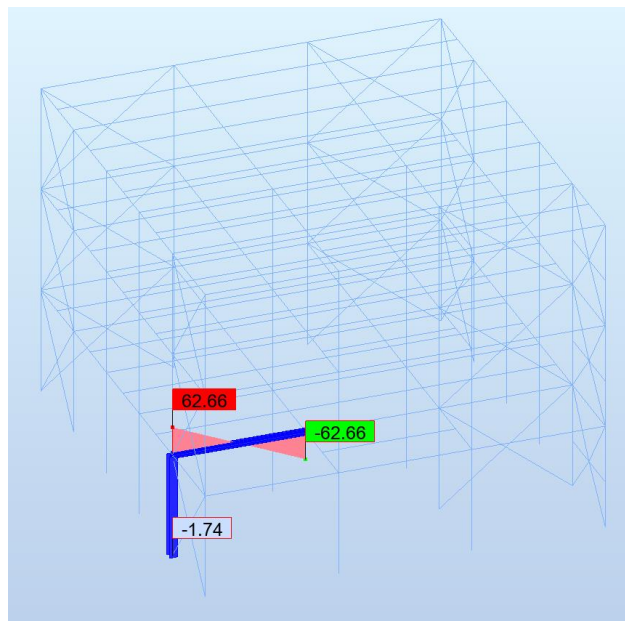
Σχ. 4-2: Σύνδεση HEA 240 με HEA 200, βαθμός εκμετάλλευσης: 0.71



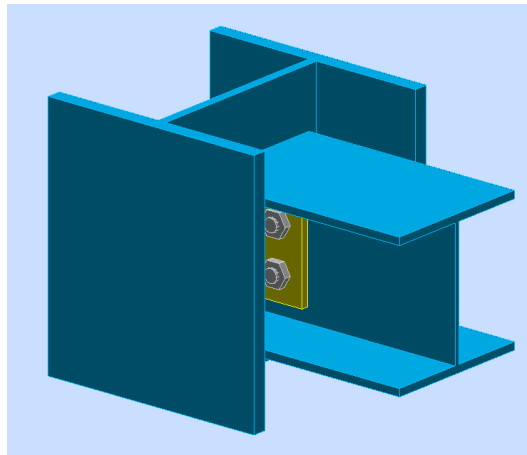
Σχ. 4-3: Σύνδεση HEA 450 με HEA 200, βαθμός εκμετάλλευσης: 0.72

#### 4.3 Σύνδεση υποστυλώματος με δοκό κατά Χ

Επιλέχθηκε από το κτίριο Β η δοκός HEA 240 με αριθμό 22 με το υποστύλωμα HEB 300 με αριθμό 201.



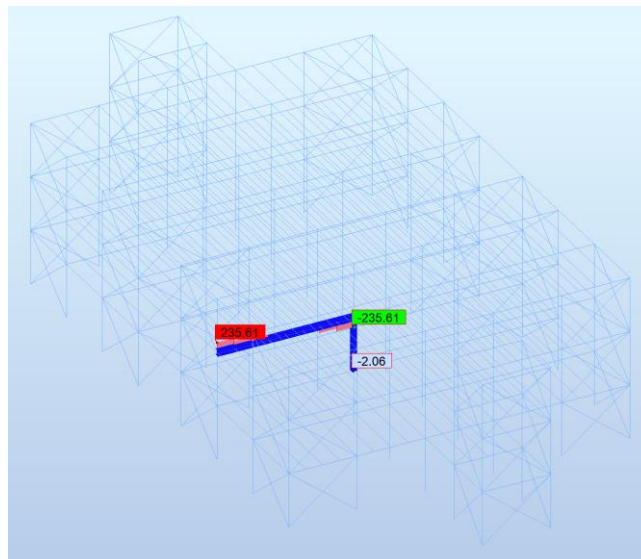
Σχ. 4-4: Εντατική κατάσταση της σύνδεσης



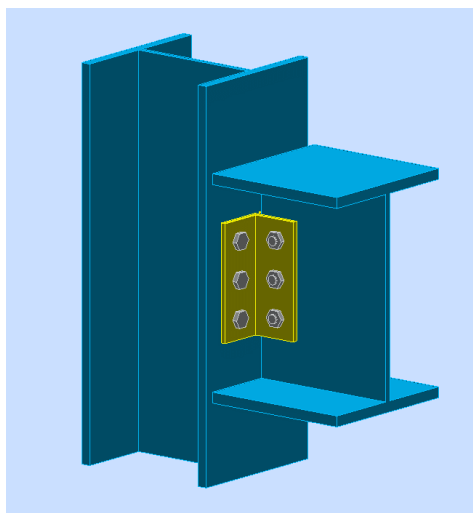
Σχ. 4-5: Σύνδεση HEB 300 με HEA 240, βαθμός εκμετάλλευσης: 0.85

#### 4.4 Σύνδεση υποστυλώματος με δοκό κατά Y

Επιλέχθηκε από το κτίριο A η δοκός HEA 450 με αριθμό 1199 με το υποστύλωμα HEB 300 με αριθμό 1445.



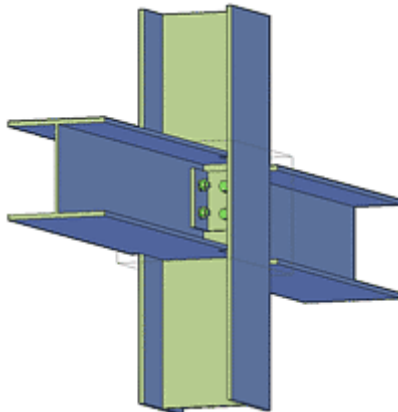
Σχ. 4-6: Εντατική κατάσταση της σύνδεσης



Σχ. 4-7: Σύνδεση HEB 300 με HEA 450, βαθμός εκμετάλλευσης: 0.81

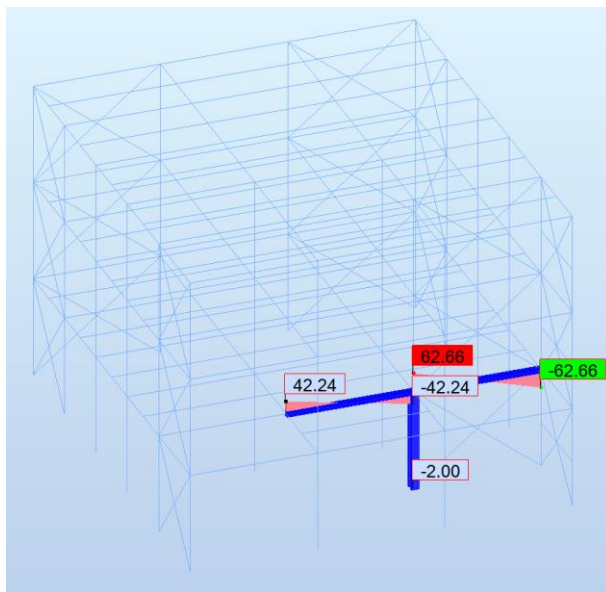
#### 4.5 Σύνδεση δοκών σε κορμό υποστυλώματος

Επιλέχθηκαν από το κτίριο Β οι δοκοί HEA 240 με αριθμό 31 και 41 και το υποστυλώμα HEB 300 με αριθμό 242. Σημειώνεται πως σε αυτή την σύνδεση ελέγχεται η ικανότητα των κοχλιών στον κορμό του υποστυλώματος να παραλάβουν την συνολική τέμνουσα και από τις δύο δοκούς. Η διάταξη φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 4-8: Σύνδεση δοκών σε κορμό υποστυλώματος

Η σύνδεση αυτή δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί αυτόματα στο Robot, οπότε επιλέγεται η μια από τις δύο δοκούς και έπειτα εισάγεται χειροκίνητα η συνολική τέμνουσα δύναμη μέσω της εντολής *Steel Design>Connections>Properties Sidebar>Forces in Members*. Άρα η σύνδεση δέχεται δύναμη ίση με  $62.66 + 42.24 = 104.9$  kN.

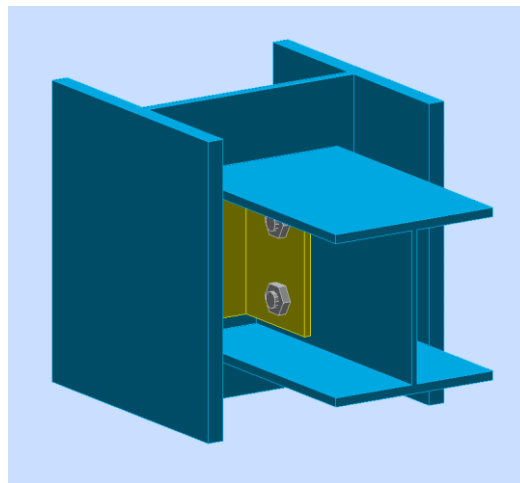


Σχ. 4-9: Εντατική κατάσταση της σύνδεσης



Name	Value	Unit
List of connections	5	
General		
Number	5	
Code	EN 1993-1-8:2005/...	
Type	Beam-column (web)	
Name	Beam-column (web)	
Structure		
Node	4	
Members	242,31	
Forces in members...		
Nb,Ed	0.00	kN
Vb,Ed	104.90	kN
Mb,Ed	0.00	kN*m
Results		
Ratio	0.90	
Messages...	2	

Σχ. 4-10: Εισαγωγή της τέννουσας

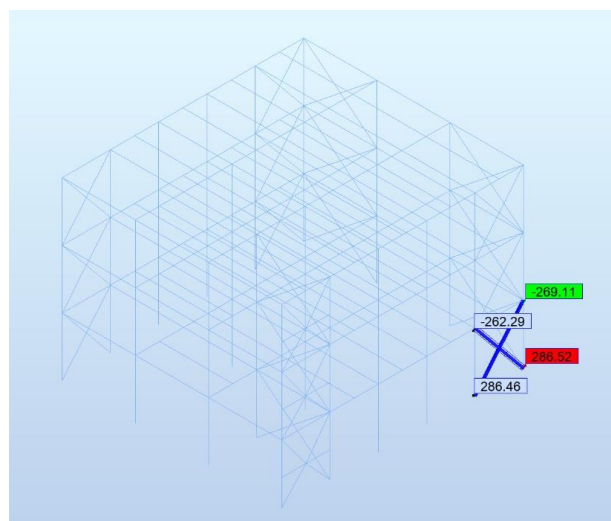


Σχ. 4-11: Σύνδεση HEB 300 με δύο δοκούς HEA 240, βαθμός εκμετάλλευσης: 0.90

#### 4.6 Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων

Οι συνδέσεις αυτές πρέπει να ελεγχθούν με την ικανοτική αντοχή των διαγωνίων. Καθώς ισχύει  $\alpha = 1.5$ , σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα κάτι τέτοιο δεν είναι απαραίτητο, αλλά γίνεται για λόγους καλού σχεδιασμού.

Αρχικά επιλέγεται ένα ζεύγος κατακόρυφων συνδέσμων που εμφανίζει μερικά από τα πιο δυσμενέστερα αποτελέσματα. Πιο συγκεκριμένα, επιλέγονται τα μέλη 47 και 48 από το κτίριο B:



Σχ. 4-12: Τα επιλεγμένα μέλη και η μέγιστη αξονική καταπόνηση

Για την συγκεκριμένη διατομή, RHS 120x80x6, η προσαυξημένη αξονική δύναμη θα ισούται με:

$$N_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 766.80 = 1054.4 \text{ kN} \quad (4-1)$$

όπου  $N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$  και δίνεται από το Robot.

Επιλέγονται προεντεταμένοι κοχλίες M24 ποιότητας 10.9 και τύπου C.

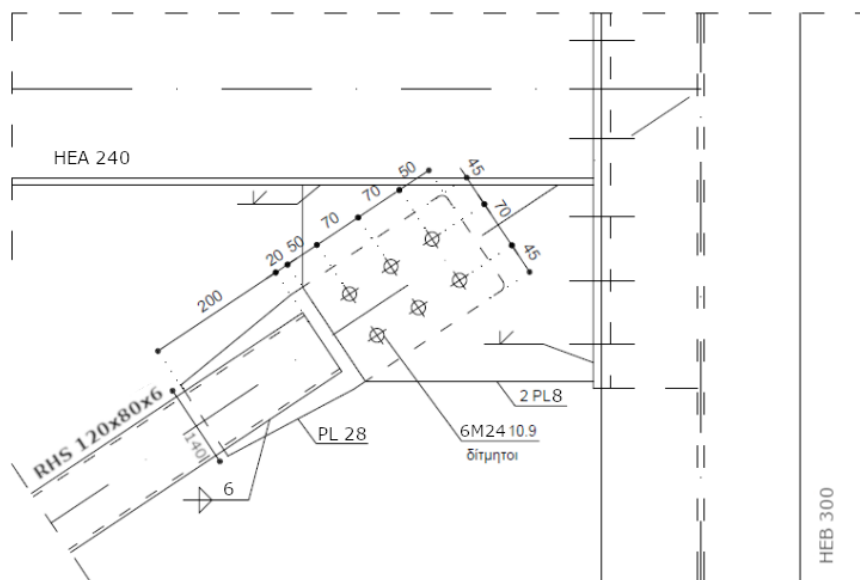
#### Έλεγχος αποστάσεων

$$1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 26 = 31.2 \text{ mm} < e_1 = 50 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 6 + 40 = 64 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 26 = 31.2 \text{ mm} < e_2 = 45 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 6 + 40 = 64 \text{ mm}$$

$$2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 26 = 57.2 \text{ mm} < p_1 = 70 \text{ mm} < \min(14 \cdot t, 200) = \min(14 \cdot 8, 200) = 84 \text{ mm}$$

$$2.4 \cdot d_0 = 2.4 \cdot 26 = 62.4 \text{ mm} < p_2 = 70 \text{ mm} < \min(14 \cdot t, 200) = \min(14 \cdot 8, 200) = 84 \text{ mm}$$



Σχ. 4-13: Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας στον κόμβο δοκού – υποστυλώματος

#### Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης

Η δύναμη προέντασης του κοχλία ισούται με:

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 100 \cdot 3.03 = 247.1 \text{ kN} \quad (4-2)$$

και η αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$F_{s,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 6 \cdot \frac{1.0 \cdot 2 \cdot 0.5}{1.25} \cdot 247.1 = 1186 \text{ kN} > N_{Ed} = 1054.4 \text{ kN} \quad (4-3)$$

όπου:

m: ο αριθμός των κοχλίων

$k_s$ : συντελεστής που για κανονικές οπές λαμβάνεται ίσος με 1.0

n: οι επιφάνειες τριβής για δίδμητους κοχλίες, στην προκειμένη περίπτωση 2

$\mu$ : συντελεστής τριβής για μεταλλικές επιφάνειες προετοιμασμένες με αμμοβολή (Κατ. Α), ίσος με 0.5

Παρακάτω ακολουθούν οι έλεγχοι κοχλίωσης έναντι τέμνουσας και κομβοελασμάτων έναντι εφελκυσμού. Καθώς η σύνδεση είναι τύπου C, δεν απαιτούνται από τον κανονισμό, γίνονται για λόγους σωστού σχεδιασμού.

#### Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγας

Η αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας, η οποία λαμβάνεται απλοποιητικά ίση για όλες τις σειρές κοχλιών, ισούται με:

$$a_b = \min\left(\frac{e_1}{d_0}, \frac{p_1}{d_0} - \frac{1}{2}, 3 \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}, 3.0\right) = \min\left(\frac{50}{26}, \frac{70}{26} - \frac{1}{2}, 3 \cdot \frac{100}{49}, 3.0\right) = \min(1.92, 2.35, 6.12, 3.0) = 1.923 \quad (4-4)$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_m \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot \frac{1.0 \cdot 1.923 \cdot 49 \cdot 2.4 \cdot (2 \cdot 0.8)}{1.25} = 1736.8 \text{ kN} > 1054.4 \text{ kN} \quad (4-5)$$

όπου:

$k_m$ : συντελεστής που ισούται με την μονάδα για ποιότητα χάλυβα ελάσματος S355

#### Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας

Η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργεια, οπότε απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός της, έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας να ξεπερνά την αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας κατά τουλάχιστον 20%. Σημειώνεται πως λαμβάνονται κοχλίες των οποίων το σπείρωμα δεν διέρχεται από τις επιφάνειες διάτμησης, αλλά από την πλήρη διατομή του κοχλίου.

$$F_{v,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot 2 \cdot \frac{0.6 \cdot 100 \cdot 4.52}{1.25} = 2603.5 \text{ kN} > 1.2 \cdot 1302.5 = 1563 \text{ kN} \quad (4-6)$$

όπου:

αν: συντελεστής ίσος με 0.6 για επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από την πλήρη διατομή

#### Έλεγχος κομβοελασμάτων σε εφελκυσμό

Για το διπλό κομβοέλασμα πάχους 8 mm, το οποίο συνδέεται με τον κόμβο δοκού-υποστυλώματος, ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας που διέρχεται από τις οπές των κοχλιών. Σημειώνεται εδώ πως το πλάτος του ελάσματος λαμβάνεται συντηρητικά στη θέση της πρώτης σειράς κοχλιών, όπως φαίνεται και στο Σχ. 4-14.



Σχ. 4-14: Πλάτος διπλού ελάσματος

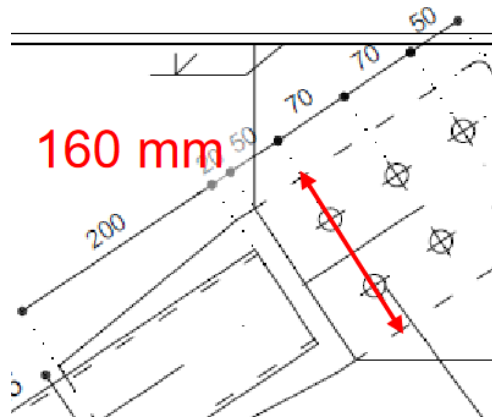
Άρα ισχύει:

$$A_{\text{net}} = (b - 2 \cdot d_0) \cdot (2 \cdot t_{\text{ελ}}) = (26.4 - 2 \cdot 2.6) \cdot (2 \cdot 0.8) = 33.9 \text{ cm}^2 \quad (4-7)$$

Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό:

$$N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24.4 \cdot 35.5}{1.0} = 1204.2 \text{ kN} > 1054.4 \text{ kN} \quad (4-8)$$

Για το μονό κομβοέλασμα πάχους 28 mm, το οποίο συνδέεται με το άκρο του κατακόρυφου συνδέσμου, ελέγχεται η δυσμενέστερη επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών:



Σχ. 4-15: Πλάτος μονού ελάσματος

Άρα ισχύει:

$$A_{\text{net}} = (b - 2 \cdot d_0) \cdot (t_{\text{ελ}}) = (16 - 2 \cdot 2.6) \cdot (2.8) = 30.3 \text{ cm}^2 \quad (4-9)$$

Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό:

$$N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.44 \cdot 35.5}{1.0} = 1073.5 \text{ kN} > 1054.4 \text{ kN} \quad (4-10)$$

#### Έλεγχος συγκόλλησης

Η τάση αντοχής της συγκόλλησης ισούται με:

$$f_{\text{vw,d}} = \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{\frac{49}{\sqrt{3}}}{0.9 \cdot 1.25} = 25.2 \text{ kN/m}^2 \quad (4-11)$$

όπου:

$\beta_w$ : συντελεστής συσχέτισης, ίσος με 0.9 για ποιότητα χάλυβα S355

Το κομβοέλασμα συγκολλείται με τη διαγώνιο RHS 120×80×6 σε μήκος 20 cm, με τέσσερις εξωραφές πάχους 6 mm ( $\approx 0.7 \cdot t_{\text{min}}$ ). Η αντοχή της συγκόλλησης είναι:

$$F_{\text{w,Rd}} = 4 \cdot l \cdot \alpha \cdot f_{\text{vw,d}} = 4 \cdot 20 \cdot 0.6 \cdot 25.2 = 1209.6 \text{ kN} > 1054.4 \text{ kN} \quad (4-12)$$

# 5 ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΠΟΔΟΣΗ

## 5.1 Εισαγωγή

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστεί η ενεργειακή ανάλυση του υπό μελέτη έργου.

Αρχικά θα παρουσιαστούν συνοπτικά ορισμένες από τις πιο σημαντικές προδιαγραφές και οδηγίες που ορίζει ο ΚΕΝΑΚ, όσον αφορά την ενεργειακή απόδοση ενός κτιρίου. Οι προδιαγραφές αυτές απαιτούνται για τον υπολογισμό της ενεργειακής κατανάλωσης και με βάση αυτές πραγματοποιείται η μελέτη ενεργειακής απόδοσης και η κατάταξη σε ενεργειακή κλάση της εξεταζόμενης κατοικίας.

Έπειτα θα πραγματοποιηθεί ανάλυση σε κατάλληλο πρόγραμμα ώστε να υπολογιστούν επακριβώς τα παραπάνω στοιχεία. Υπάρχουν διαθέσιμα αρκετά λογισμικά ενεργειακής προσομοίωσης ενός κτιρίου που καθιστούν δυνατή τη γνώση των βέλτιστων πρακτικών και επεμβάσεων πάνω σ' αυτό ώστε να είναι περισσότερο αποδοτικό ενεργειακά (όπως το 4M-KENAK, το Autodesk Revit κλπ.).

Για τις ανάγκες της μελέτης επιλέγεται το Revit της Autodesk, καθώς όχι μόνο παρέχει ακριβείς ενεργειακούς υπολογισμούς με πολλαπλές δυνατότητες ώστε να επιτρέπει τον αναλυτικό προσδιορισμό της ενεργειακής απόδοσης μιας κατασκευής, αλλά επίσης λόγω της χρησιμοποίησης ενός ελάχιστα τροποποιημένου μοντέλου από αυτό που έγιναν οι στατικές αναλύσεις. Έτσι εφαρμόζεται άμεσα μία από τις βασικότερες αρχές του BIM, όπου το ίδιο μοντέλο χρησιμοποιείται από αρχή έως το πέρας του έργου για πληθώρα υπολογισμών και αναλύσεων.

Το Revit ακόμη δίνει την δυνατότητα αμφίδρομου σχεδιασμού στον χρήστη, καθώς αυτός μπορεί να τροποποιήσει τα ενεργειακά χαρακτηριστικά του μοντέλου του. Με αυτόν τον τρόπο, σε περίπτωση που δεν ικανοποιούνται οι προδιαγραφές που θέτει ο ενεργειακός κανονισμός, μπορεί να αλλαχθεί ο σχεδιασμός του κτιρίου, τα υλικά, οι εγκατεστημένοι μηχανισμοί και ο γενικότερος εξοπλισμός του. Αποτέλεσμα είναι όχι μόνο ο εύκολος επανασχεδιασμός ώστε το κτίριο να ικανοποιεί τις ενεργειακές του απαιτήσεις, αλλά και η βελτιστοποίηση, ώστε να μην ξοδεύεται ενέργεια στις περιπτώσεις που δεν χρειάζεται.

## 5.2 ΚΕΝΑΚ

Με την έμφαση στην προστασία του περιβάλλοντος και τη τάση εξοικονόμησης ενέργειας όπου δυνατό τις τελευταίες δεκαετίες, κρίνεται απαραίτητο να έχει θεσπιστεί ένας κανονισμός με την βοήθεια του οποίου καθορίζονται οι ελάχιστες απαιτήσεις για την ενεργειακή απόδοση των κτιρίων και των δομικών στοιχείων.

Τον ρόλο αυτό στην Ελλάδα αναλαμβάνει ο Κανονισμός Ενεργειακής Απόδοσης Κτηρίων (ΚΕΝΑΚ), ο οποίος αναφέρει ως κύριο σκοπό του την μείωση της κατανάλωσης συμβατικής ενέργειας για θέρμανση,

ψύξη, κλιματισμό (ΘΨΚ), φωτισμό και παραγωγή ζεστού νερού χρήσης (ΖΝΧ) με την ταυτόχρονη διασφάλιση συνθηκών άνεσης και ποιότητας εσωτερικού περιβάλλοντος των κτιρίων. Εφαρμόζοντας την λογική αυτή στην πράξη και απλοποιώντας τη, προκύπτουν δύο βασικοί στόχοι:

- Να μην διαφεύγει θερμότητα και να πέφτει η θερμοκρασία ενός χώρου το χειμώνα
- Να μην εισέρχεται θερμότητα και να αυξάνεται η θερμοκρασία ενός χώρου το καλοκαίρι

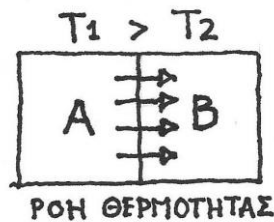
Ο κανονισμός διευκρινίζει ότι ο μόνος τρόπος να επιτευχθεί μια τέτοια μείωση κατανάλωσης είναι ένας ενεργειακά αποδοτικός σχεδιασμός του κελύφους ενός κτηρίου, καθώς και όσων αυτό περιλαμβάνει (δομικά υλικά, ηλεκτρολογικά συστήματα κλπ.).

#### *Θερμότητα και η διαδικασία μεταφοράς της*

Η θερμότητα είναι μια μορφή ενέργειας η οποία στον χώρο του πολιτικού μηχανικού αποτελεί μια από τις πλέον βασικές παραμέτρους σχεδιασμού ενός χώρου. Συνδέεται άμεσα με την θερμοκρασία ενός χώρου, καθώς όταν συσσωρεύεται ενέργεια με την μορφή θερμότητας σε αυτόν, η θερμοκρασία του αυξάνει. Με αντίστοιχο τρόπο μπορεί και να μειωθεί η θερμοκρασία σε έναν χώρο. Η μεταφορά αυτή της θερμότητας δεν είναι ένα τυχαίο γεγονός, αλλά μια από τις βασικές αρχές της θεωρίας της θερμοδυναμικής, και ακολουθεί δύο βασικούς κανόνες.

Για να γίνει μεταφορά από έναν χώρο Α σε έναν χώρο Β πρέπει:

- Η συνολική ποσότητα ενέργειας να παραμείνει σταθερή
- Η θερμότητα να ρέει από τον χώρο με την μεγάλη θερμοκρασία προς αυτόν με την μικρότερη



Σχ. 5-1: Σχηματική επεξήγηση του φαινομένου μεταφοράς θερμότητας ( $T_1, T_2$  θερμοκρασίες χώρων Α, Β αντίστοιχα) [12]

Το φαινόμενο αυτό πρακτικά συνεχίζει μέχρι να εξισωθούν οι θερμοκρασίες των δύο χώρων.

Η αρχή αυτή δημιουργεί στον μηχανικό ένα πολύ βασικό πρόβλημα: Ροή θερμότητας θα υπάρχει πάντα και δεν μπορεί να υπάρξει υλικό ή θερμομόνωση που να την σταματήσει. Η χρησιμοποίηση όμως υλικών που μειώνουν το ποσό της ενέργειας που διαρρέεται από μέσα τους στην μονάδα του χρόνου επιτρέπει τον έλεγχο της ως έναν βαθμό.

Αυτό το μέγεθος λέγεται ισχύς ανά ώρα, μετριέται σε kWh, και συμβολίζει τον αριθμό των Watt ισχύος που περνούν μέσα από το κάθε υλικό ανά ώρα. Αξίζει να σημειωθεί ότι η ισχύς που μπορεί να περάσει δεν είναι σταθερή για κάθε υλικό, αλλά είναι ανάλογη της διαφοράς θερμοκρασίας ανάμεσα στους δύο χώρους που αυτό διαχωρίζει. Για παράδειγμα, διπλασιασμός της διαφοράς θερμοκρασίας επιφέρει διπλασιασμό της ισχύος που διαπερνά το υλικό.

Μια άλλη παράμετρος που επηρεάζει την ισχύ που διαπερνά ένα υλικό είναι η επιφάνειά του. Για παράδειγμα αν διπλασιαστεί το εμβαδόν ενός τοίχου, τότε από αυτόν θα περνά διπλάσια σε ποσότητα ισχύς.

Για να ληφθούν υπόψη οι δύο παραπάνω παράμετροι, χρησιμοποιείται η μονάδα:

$$\frac{W}{m^2 \cdot ^\circ C} \quad (5-1)$$

Η μονάδα αυτή περιγράφει το μέγεθος της θερμοπερατότητας ενός δομικού στοιχείου και αποτελεί τον βασικό τρόπο ενεργειακής κατάταξης των στοιχείων.

#### Ενεργειακή Απόδοση Κτηρίων

Για να γίνει η κατηγοριοποίηση των κτηρίων σε κατηγορίες ανάλογα την ενεργειακή τους κατανάλωση, χρησιμοποιούνται ορισμένοι δείκτες:

Ο δείκτης RR ισούται με την υπολογιζόμενη κατανάλωση πρωτογενούς ενέργειας του κτηρίου. Ο λόγος T είναι το πηλίκο της υπολογιζόμενης κατανάλωσης πρωτογενούς ενέργειας (=βιώσιμης ενέργειας) του πραγματικού κτηρίου προς την υπολογιζόμενη κατανάλωση πρωτογενούς ενέργειας του κτηρίου αναφοράς (θεωρητικό κτίριο ίδιο με το πραγματικό σε γεωμετρία, αλλά που πληροί τις ελάχιστες/κατώτατες προδιαγραφές). Επιθυμητός στόχος στην κατασκευή νέων κτηρίων εννοείται πως είναι η επίτευξη της ανώτατης κατηγορίας A+, ενώ σε ενισχυτικά ή επισκευαστικά έργα, επιδιώκεται η επίτευξη της μεγαλύτερης δυνατής, καθώς πολλές φορές η επίτευξη κατηγορίας A+ δεν είναι δυνατή για σχεδιαστικούς/οικονομικούς λόγους.

Τα όρια κάθε κατηγορίας ενεργειακής απόδοσης δίνει ο Πίνακας 5-1 .

Κατηγορία	Όρια κατηγορίας	Όρια κατηγορίας
A+	$EP < 0,33R_r$	$T < 0,33$
A	$0,33R_r < EP < 0,50R_r$	$0,33 < T < 0,50$
B+	$0,50R_r < EP < 0,75R_r$	$0,50 < T < 0,75$
B	$0,75R_r < EP < 1,00R_r$	$0,75 < T < 1,00$
Γ	$1,00R_r < EP < 1,41R_r$	$1,00 < T < 1,41$
Δ	$1,41R_r < EP < 1,82R_r$	$1,41 < T < 1,82$
E	$1,82R_r < EP < 2,27R_r$	$1,82 < T < 2,27$
Z	$2,27R_r < EP < 2,73R_r$	$2,27 < T < 2,73$
H	$2,73R_r < EP$	$2,73 < T$

Πίνακας 5-1: Κατηγορίες Ενεργειακής Απόδοσης Κτηρίων [13]

#### Μελέτη Ενεργειακής Απόδοσης

Η μελέτη ενεργειακής Απόδοσης (ΜΕΑ) ενός κτηρίου εκπονείται κατά το στάδιο της έκδοσης άδειας δόμησης ενός νέου ή ριζικά ανακαινιζόμενου υφιστάμενου κτηρίου και εμπεριέχει την κατηγορία στην οποία εντάσσεται το κτίριο, καθώς και μερικές ακόμη σημαντικές πληροφορίες όπως:

- Γενικές Πληροφορίες για το κτίριο (όπως τοποθεσία, χρήση, σύντομη περιγραφή ενεργειακού σχεδιασμού κλπ.)
- Σχεδιασμός κτηρίου και τεκμηρίωσή αυτού (όπως ζητήματα ηλιασμού, προσανατολισμού, χωροθέτησης κλπ σχετικά με την ενεργειακή απόδοση του κτηρίου)
- Κτηριακό κέλυφος (Διάφοροι συντελεστές θερμοπερατότητας και θερμοφυσικά χαρακτηριστικά του κτηριακού κελύφους και των ανοιγμάτων)
- Τεχνικά Συστήματα (Πληροφορίες για συστήματα θέρμανσης/ψύξης/αερισμού/ηλιακών συλλεκτών κλπ.)
- Αποτελέσματα υπολογισμών για θερμικές απώλειες κελύφους, ετήσια ενεργειακή κατανάλωση και ετήσια κατανάλωση πρωτογενούς ενέργειας, καθώς και εκπομπές CO<sub>2</sub> αν υπάρχουν

#### Πιστοποιητικό Ενεργειακής Απόδοσης

Όταν γίνεται εκ νέου επιθεώρηση ενός υπάρχοντος κτηρίου, τότε εκδίδεται το Πιστοποιητικό Ενεργειακής Απόδοσης (ΠΕΑ), το οποίο περιέχει παρόμοιες πληροφορίες με την ΜΕΑ. Ουσιαστικά ελέγχει αν οι πληροφορίες που παρέχονται από την ΜΕΑ είναι έγκυρες. Ο συντάκτης/επιθεωρητής μπορεί να προτείνει πιθανές επεμβάσεις για τη μείωση της ενεργειακής κατανάλωσης.

Σημειώνεται πως τόσο για την μελέτη, όσο και για πιστοποιητικό ενεργειακής απόδοσης, παίζει ρόλο και η λειτουργία του κτιρίου, που καθορίζεται από την κατηγορία του, και χρησιμοποιείται στον καθορισμό θερμικών ζωνών. Ο Πίνακας 5-2 που παρατίθεται παρακάτω περιέχει τις ζώνες αυτές.

Βασικές κατηγορίες κτηρίων	Χρήσεις κτηρίων που περιλαμβάνονται στις κατηγορίες
Κατοικίας	Μονοκατοικία, πολυκατοικία (κτήριο με περισσότερα του ενός ανεξάρτητα διαμερίσματα).
Προσωρινής διαμονής	Ξενοδοχείο, ξενώνας, οικοτροφείο και κοιτώνας.
Συνάθροισης κοινού	Χώρος συνεδρίων, χώρος εκθέσεων, μουσείο, χώρος συναυλιών, θέατρο, κινηματογράφος, αίθουσα δικαστηρίων, κλειστό γυμναστήριο, κλειστό κολυμβητήριο, εστιατόριο, ζαχαροπλαστείο, καφενείο, τράπεζα, αίθουσα πολλαπλών χρήσεων.
Εκπαίδευσης	Νηπιαγωγείο, πρωτοβάθμια εκπαίδευση, δευτεροβάθμια εκπαίδευση, τριτοβάθμια εκπαίδευση, αίθουσα διδασκαλίας, φροντιστήριο.
Υγείας και κοινωνικής πρόνοιας	Νοσοκομείο, κλινική, αγροτικό ιατρείο, υγειονομικός σταθμός, κέντρο υγείας, ιατρείο, ψυχιατρείο, ίδρυμα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ίδρυμα χρονίως πασχόντων, οίκος ευγηρίας, βρεφοκομείο, βρεφικός σταθμός, παιδικός σταθμός.
Σωφρονισμού	Κρατητήριο, αναμορφωτήριο, φυλακή.
Εμπορίου	Κατάστημα, εμπορικό κέντρο, αγοράς και υπεραγοράς, φαρμακείο, κούρεο και κομμωτήριο, ινστιτούτο γυμναστικής.
Γραφείων	Γραφείο, βιβλιοθήκη.

Πίνακας 5-2: Ταξινόμηση των κτηρίων σύμφωνα με τη χρήση τους [14]

### Συντελεστής Θερμοπερατότητας

Το μέγεθος από το οποίο εξαρτάται η ενεργειακή ανάλυση είναι η θερμότητα που περνά από ένα στοιχείο ανά την μονάδα του χρόνου (ισχύς). Το μέγεθος αυτό εξαρτάται άμεσα από κάποιες επιπλέον παραμέτρους όπως αυτές της διαφοράς θερμοκρασίας και του εξωτερικού εμβαδού, οπότε έτσι προκύπτει και ο συντελεστής θερμοπερατότητας:

$$U = \frac{P}{A \cdot \Delta T} \quad (5-2)$$

Πρακτικά όσο χαμηλότερος είναι αυτός ο συντελεστής, τόσο μικρότερη είναι η απώλεια θερμότητας και τόσο περισσότερη μόνωση που παρέχει το υλικό.

Ο συντελεστής θερμοπερατότητας μπορεί να αναφέρεται σε ένα δομικό στοιχείο ή ολόκληρο το κελύφος ενός κτιρίου, οπότε και ονομάζεται μέσος συντελεστής θερμοπερατότητας ( $U_m$ ).

Ενώ στην περίπτωση των δομικών στοιχείων ο υπολογισμός είναι απλός, στην περίπτωση του κελύφους του κτηρίου απαιτούνται επιπλέον υπολογισμοί.

### Θερμική Αντίσταση & Θερμική Αγωγιμότητα

Θερμική αντίσταση ονομάζεται το αντίστροφο μέγεθος του συντελεστή θερμοπερατότητας. Συμβολίζεται με R και είναι ίση με:

$$R = \frac{1}{U}, \text{ μονάδες } \frac{\text{m}^2\text{K}}{\text{W}} \quad (5-3)$$

Σαν μέγεθος μπορεί να φανεί χρήσιμο αν δεν υπάρχει διαθέσιμος ο συντελεστής θερμοπερατότητας, καθώς η θερμική αντίσταση είναι επίσης ίση με:

$$R = \frac{1}{\lambda} \cdot d \quad (5-4)$$

όπου η σταθερά αναλογίας  $1/\lambda$  είναι χαρακτηριστική σταθερά του υλικού. Ο όρος  $\lambda$  είναι η θερμική αγωγιμότητα του συγκεκριμένου υλικού, και δίνεται από τον κατασκευαστή ή από τον πίνακα του κανονισμού, απόσπασμα του οποίου ακολουθεί παρακάτω. Ο όρος d αποτελεί το πάχος του στοιχείου.



Πίνακας 2. Τιμές συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας (τιμές σχεδιασμού), ειδικής θερμοχωρητικότητας και συντελεστών αντίστασης στη διάχυση των υδρατμών για διάφορα δομικά υλικά. (συνέχεια)

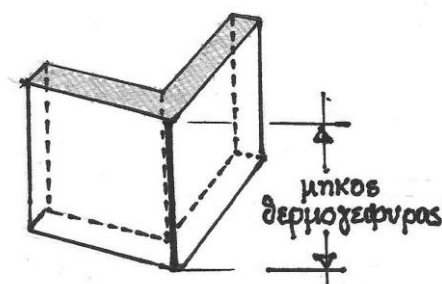
Δομικά υλικά	Πυκνότητα	Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας. Τιμές σχεδιασμού.	Ειδική θερμοχωρητικότητα	Συντελεστής αντίστασης σε διάχυση υδρατμών	
		$\lambda$	$c_p$	$\mu$	
	$\rho$ kg/m <sup>3</sup>	W/(m·K)	J/(kg·K)	ξηρό	υγρό
<b>1.5. Σκυροδέματα και ελαφρά σκυροδέματα (σε κατασκευαστικά στοιχεία χωρίς αρμούς και σε πλάκες μεγάλου μεγέθους)</b>					
1.5.1. Σκυροδέμα άοπλο ή ελαφρώς οπλισμένο μέσης πυκνότητας					
	1800	1,150	1 000	100	60
	2000	1,350	1 000	100	60
	2200	1,650	1 000	120	70
υψηλής πυκνότητα	2400	2,000	1 000	130	80

Πίνακας 5-3: Παράδειγμα εύρεσης συντελεστή αγωγιμότητας τυπικού σκυροδέματος, όπου  $\lambda=2$  W/(mK) [15]

### Θερμογέφυρες

Θερμογέφυρες ονομάζονται τα σημεία της εξωτερικής επιφάνειας του κτιρίου, όπου για κάποιο λόγο αλλάζει η θερμοπερατότητα των συγκεκριμένων δομικών στοιχείων. Ουσιαστικά αποτελούν ασθενή σημεία του κελύφους και η θερμοπερατότητά τους πρέπει να υπολογίζεται ξεχωριστά.

Οι θερμογέφυρες μπορεί να είναι σημειακές ή γραμμικές. Ενώ οι πρώτες θεωρούνται αμελητέες κατά τον κανονισμό, οι τελευταίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.



Σχ. 5-2: Παράδειγμα κατακόρυφης γραμμικής θερμογέφυρας με επισήμανση του μήκους

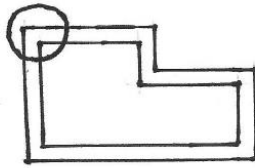
Όπως και ο συντελεστής θερμοπερατότητας σε επιφανειακά στοιχεία, έτσι και ο συντελεστής γραμμικής θερμοπερατότητας  $\Psi$  ορίζεται ως η ισχύς που διαπερνά μια θερμογέφυρα ανά τη μονάδα της θερμοκρασίας (εδώ σε μονάδες Kelvin) και του μήκους (αντί του εμβαδού της επιφάνειας στα επιφανειακά στοιχεία):

$$\Psi = \frac{P}{L \cdot \Delta T}, \text{ μονάδες } \frac{W}{m \cdot K} \quad (5-5)$$

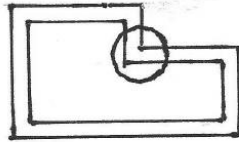
Σημειώνεται εδώ πως ο κανονισμός επιτρέπει τον υπολογισμό του εμβαδού χρησιμοποιώντας τις εξωτερικές διαστάσεις ενός δομικού στοιχείου. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση των απωλειών ενέργειας, η οποία όμως διορθώνεται με την τεχνητή μείωση του  $\Psi$ . Το αποτέλεσμα είναι πως μπορεί να προκύψουν και αρνητικές τιμές, κάτι που δεν έχει πρακτική εφαρμογή, αλλά έχει νόημα με τις παραδοχές που γίνονται από τον κανονισμό.

Οι γραμμικές θερμογέφυρες μπορούν ακόμη να διακριθούν σε κατακόρυφες και οριζόντιες:

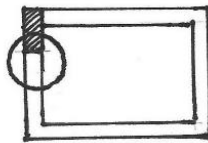
1) Εξωτερικών γωνιών



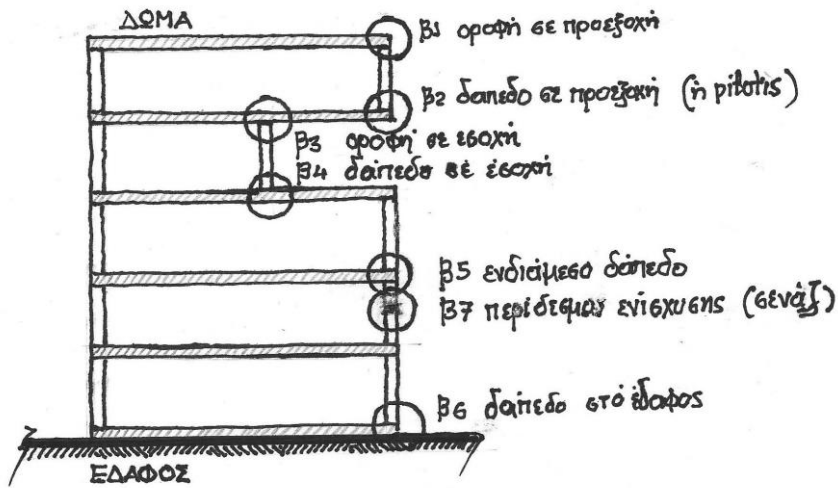
2) Εσωτερικών γωνιών



3) Ένωση Δομικών στοιχείων  
(π.χ. τοίχος πλήρωσης με τοίχο από σκυρόδεμα)

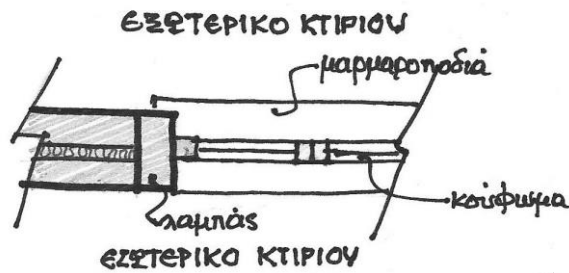


Σχ. 5-3: Βασικά παραδείγματα κατακόρυφων γραμμικών θερμογεφυρών

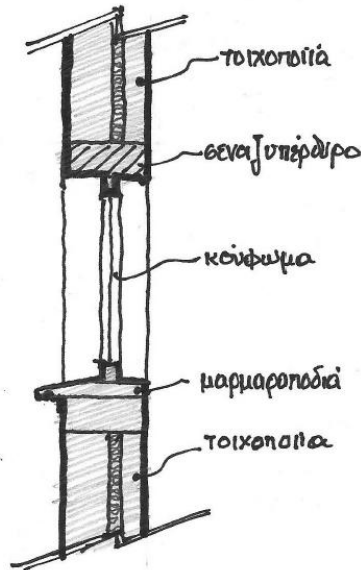


Σχ. 5-4: Βασικά παραδείγματα οριζόντιων γραμμικών θερμογεφυρών

Τέλος υπάρχει και η περίπτωση των θερμογεφυρών κουφωμάτων:



Σχ. 5-5 Θερμογέφυρες στο λαμπά (κατακόρυφες) σε κάτοψη



Σχ. 5-6 Θερμογέφυρες στο ανώκασι και στο κατωκασι (οριζόντιες) σε κατακόρυφη τομή

Εδώ σημειώνεται ότι μαθηματικός υπολογισμός του συντελεστή θερμοπερατότητας δεν μπορεί να γίνει, οπότε παρέχεται από τον κανονισμό εκτενείς πίνακες με πολλές διαφορετικές περιπτώσεις. Ο μηχανικός οφείλει να επιλέξει την πιο αντιπροσωπευτική συγκριτικά με το κτίριο που ελέγχει ή σχεδιάζει. Παρακάτω περιέχεται ένα απόσπασμα από τους πίνακες αυτούς.

Πίνακας 16α. Θερμογέφυρες εξωτερικής γωνίας.

<p>ΕΞΓ-1</p> <p>μέσα</p> <p><math>\Psi = -0,15 \text{ W/(mK)}</math></p>	<p>ΕΞΓ-2</p> <p>μέσα</p> <p><math>\Psi = -0,10 \text{ W/(mK)}</math></p>	<p>ΕΞΓ-3</p> <p>μέσα</p> <p><math>\Psi = -0,10 \text{ W/(mK)}</math></p>	
<p>ΕΞΓ-4</p> <p>μέσα</p> <p><math>\Psi = -0,15 \text{ W/(mK)}</math></p>	<p>ΕΞΓ-5</p> <p>μέσα</p> <p><math>\Psi = -0,15 \text{ W/(mK)}</math></p>	<p>ΕΞΓ-6</p> <p>μέσα</p> <p><math>\Psi = -0,25 \text{ W/(mK)}</math></p>	

Πίνακας 5-4: Συντελεστής  $\Psi$  για διάφορες περιπτώσεις γραμμικών θερμογεφυρών εξωτερικής γωνίας [15]

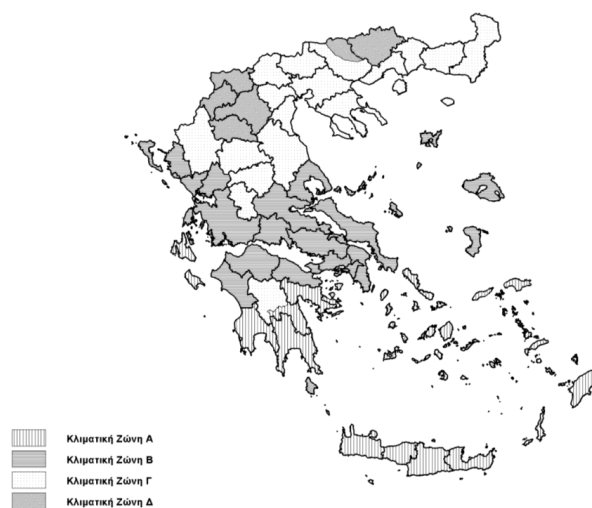
*Υπολογισμός Συντελεστή Θερμοπερατότητας*

Πριν γίνει ο αναλυτικός υπολογισμός του συντελεστή θερμοπερατότητας, πρέπει να διευκρινιστούν τα άνω όριά του. Σύμφωνα με τον κανονισμό, αυτά εξαρτώνται από την κλιματική ζώνη του κτιρίου.

Η Ελλάδα είναι χωρισμένη σε 4 κλιματικές ζώνες Σε κάθε μια κλιματική ζώνη, και άρα και στις περιοχές που αυτή περιλαμβάνει, ισχύουν διαφορετικά άνω όρια:

ΚΛΙΜΑΤΙΚΗ ΖΩΝΗ	ΝΟΜΟΙ
ΖΩΝΗ Α	Ηρακλείου, Χανίων, Ρεθύμνου, Λασιθίου, Κυκλάδων, Δωδεκανήσου, Σάμου, Μεσσηνίας, Λακωνίας, Αργολίδας, Ζακύνθου, Κεφαλληνίας και Ιθάκης, Κύθηρα και νησιά Σαρωνικού (Αττικής), Αρκαδίας (πεδινή)
ΖΩΝΗ Β	Αττικής (εκτός Κυθήρων και νησιών Σαρωνικού), Κορινθίας, Ηλείας, Αχαΐας, Αιτωλοακαρνανίας, Φθιώτιδας, Φωκίδας, Βοιωτίας, Ευβοίας, Μαγνησίας, Λέσβου, Χίου, Κέρκυρας, Λευκάδας, Θεσπρωτίας, Πρέβεζας, Άρτας
ΖΩΝΗ Γ	Αρκαδίας (ορεινή), Ευρυτανίας, Ιωαννίνων, Λάρισας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Πιερίας, Ημαθίας, Πέλλας, Θεσσαλονίκης, Κιλκίς, Χαλκιδικής, Σερρών (εκτός ΒΑ τμήματος), Καβάλας, Ξάνθης, Ροδόπης, Έβρου
ΖΩΝΗ Δ	Γρεβενών, Κοζάνης, Καστοριάς, Φλώρινας, Σερρών (ΒΑ τμήμα), Δράμας

Πίνακας 5-5: Κλιματικές Ζώνες σύμφωνα με τον πρόσφατο κανονισμό [13]



Σχ. 5-7: Κλιματικές Ζώνες Σχηματικά στον χάρτη της Ελλάδας

Επιπλέον του παραπάνω πίνακα, ο κανονισμός υπογραμμίζει ότι οι περιοχές που βρίσκονται σε υψόμετρο άνω των 500 μέτρων, εντάσσονται στην επόμενη ψυχρότερη κλιματική ζώνη από την αναγραφόμενη. Εξαίρεση του ανωτέρου κανόνα, αποτελεί το κεντρικό τμήμα του ν. Αρκαδίας (ζώνη Γ) και το ΒΑ τμήμα του ν. Σερρών (ζώνη Δ) τα οποία έχουν υψόμετρο >500m και η αύξηση της ζώνης έχει ήδη ενσωματωθεί στον κανονισμό.

Η μέγιστη τιμή του συντελεστή θερμοπερατότητας για κάθε στοιχείο δίνεται έπειτα σε πίνακες του κανονισμού, οι οποίοι διαχωρίζονται για:

- Υφιστάμενα Κτίρια
- Νέα Κτίρια

Ένα παράδειγμα μεγίστων ορίων του συντελεστή για τα δομικά στοιχεία δίνει ο Πίνακας 5-6:

ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ	Συντελεστής θερμοπερατότητας [W/(m <sup>2</sup> .K)]			
	ΚΛΙΜΑΤΙΚΗ ΖΩΝΗ			
	A	B	Γ	Δ
Οριζόντια ή κε- κλιμένη οροφή σε επαφή με τον εξωτερικό αέρα	0,45	0,40	0,35	0,30
Οριζόντια ή κε- κλιμένη οροφή σε επαφή με κλει- στό μη θερμαινό- μενο χώρο	1,10	0,80	0,65	0,60
Οριζόντια ή κε- κλιμένη οροφή σε επαφή με το έδαφος	1,10	0,80	0,65	0,60

Πίνακας 5-6: Μέγιστες Τιμές Συντελεστή θερμοπερατότητας για διάφορες περιπτώσεις οροφής για νέα κτίρια [13]

Για να είναι όμως ένα κτίριο ενεργειακά επαρκές, πρέπει οι επιμέρους συντελεστές θερμοπερατότητας (U) κάθε στοιχείου, καθώς και ο συντελεστής μέσης θερμοπερατότητας ( $U_m$ ) του κελύφους του κτηρίου να βρίσκονται μέσα στα αποδεκτά όρια του κανονισμού. Ενώ ο υπολογισμός των συντελεστών για τα δομικά στοιχεία είναι σχετικά απλός, ο υπολογισμός του  $U_m$  είναι πιο σύνθετος.

Αρχικά, αλλάζουν τα άνω όρια, καθώς εκτός από την κλιματική ζώνη, παίζει ρόλο και ο λόγος εμβαδού κελύφους προς όγκο του κτιρίου, όπως δείχνει και ο Πίνακας 5-7. Εννοείται πως και για τον μέσο συντελεστή ισχύει και ο προηγούμενος διαχωρισμός σε νέα και υφιστάμενα κτίρια.

Λόγος A/V [m <sup>-1</sup> ]	Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές μέσου συντελεστή θερμοπερατότητας $U_m$ [W/(m <sup>2</sup> .K)]			
	Ζώνη Α'	Ζώνη Β'	Ζώνη Γ'	Ζώνη Δ'
≤ 0,2	1,25	1,13	1,04	0,95
0,3	1,17	1,05	0,96	0,88
0,4	1,10	0,99	0,91	0,83
0,5	1,04	0,93	0,86	0,78
0,6	0,98	0,89	0,81	0,73
0,7	0,92	0,83	0,76	0,68
0,8	0,86	0,77	0,71	0,63
0,9	0,80	0,73	0,65	0,59
≥ 1,0	0,77	0,69	0,62	0,55

Πίνακας 5-7: Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του μέσου συντελεστή θερμοπερατότητας ενός κτιρίου ανά κλιματική ζώνη συναρτήσει του λόγου της περιβάλλουσας επιφάνειας του κτιρίου προς τον όγκο του σε περίπτωση ανέγερσης νέου κτιρίου [14]

Ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$U_m = \frac{\sum_{j=1}^n A_j U_j b_j}{\sum_{j=1}^n A_j} \quad (5-6)$$

όπου:

$j$ : το εκάστοτε επιφανειακό δομικό στοιχείο του κελύφους του κτιρίου,

$A_j, U_j$ : το εξωτερικό εμβαδόν και ο συντελεστής θερμοπερατότητας του στοιχείου  $j$ ,

$b_j$ : μειωτικός συντελεστής ίσος με μονάδα εκτός αν κάποιο στοιχείο συνορεύει με θερμαινόμενο χώρο.

Αν στο κτίριο συμπεριλαμβάνονται και θερμογέφυρες (όπως είναι και σύνηθες), ο συντελεστής υπολογίζεται από τον τύπο:

$$U_m = \frac{\sum_{j=1}^n A_j U_j b_j + \sum_{i=1}^n L_i \Psi_i b_i}{\sum_{j=1}^n A_j} \quad (5-7)$$

όπου στον προηγούμενο τύπο προστίθενται οι μονάδες:

i: η εκάστοτε θερμογέφυρα του κελύφους του κτηρίου

$L_i, \Psi_i$ : το μήκος και ο συντελεστής γραμμικής θερμοπερατότητας της θερμογέφυρας i

$b_i$ : μειωτικός συντελεστής πάλι σχετικός με ύπαρξη ή όχι συνοριακού θερμαινόμενου χώρου

Συγκεκριμένα δομικά στοιχεία όπως κουφώματα ή υαλοπίνακες ακολουθούν παρόμοια σειρά υπολογισμών με τον μέσο συντελεστή θερμοπερατότητας:

$$U_m = \frac{A_f U_f + A_g U_g + L_g \Psi_g}{A_f + A_g} \quad (5-8)$$

όπου:

$A_f, U_f$ : το εμβαδόν και η θερμοπερατότητα του πλαισίου

$A_g, U_g$ : το εμβαδόν και η θερμοπερατότητα των υαλοπινάκων

$L_g, \Psi_g$ : το μήκος και ο συντελεστής γραμμικής θερμοπερατότητας της θερμογέφυρας ανάμεσα σε υαλοπίνακα και πλαίσιο

Στις περισσότερες περιπτώσεις ο συντελεστής θερμοπερατότητας κουφωμάτων είτε δίνεται από τον κατασκευαστή είτε παίρνεται αυτούσιος χωρίς υπολογισμούς από τον κανονισμό μέσω πινάκων όπως ο Πίνακας 5-8:

Τύπος πλαισίου	Ποσοστό πλαισίου $F_f$	Υαλοπίνακας μονός	Δίδυμος υαλοπίνακας		Δίδυμος υαλοπίνακας με επίστρωση μεμβράνης χαμηλής εκπεμπτικότητας	
			με διάκενο αέρα 6 mm	με διάκενο αέρα 12 mm	με διάκενο αέρα 6 mm	με διάκενο Αέρα 12 mm
			[W/(m <sup>2</sup> .K)]	[W/(m <sup>2</sup> .K)]	[W/(m <sup>2</sup> .K)]	[W/(m <sup>2</sup> .K)]
Μεταλλικό πλαίσιο χωρίς θερμοδιακοπή.	20%	6,0	4,1	3,7	3,6	3,0
	30%	6,1	4,5	4,1	4,0	3,5
	40%	6,2	4,8	4,5	4,4	4,0

Πίνακας 5-8: Τυπικές τιμές συντελεστή θερμοπερατότητας κουφωμάτων χωρίς εξωτερικά προστατευτικά φύλλα [15]

## 5.3 Υπολογισμός Ενεργειακής Απόδοσης

### 5.3.1 Γενικά

Όπως ειπώθηκε και παραπάνω, ο αναλυτικός υπολογισμός της ενεργειακής απόδοσης του έργου θα πραγματοποιηθεί μέσω του προγράμματος Revit. Το πρόγραμμα αυτό επιτρέπει μεταξύ άλλων την εισαγωγή του προηγούμενου μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε για την στατική ανάλυση του φορέα, με λίγες σχετικά αλλαγές.

Το λογισμικό Revit της Autodesk, λόγω της σχεδίασης και παραμετροποίησης του στην Αμερική, βασίζεται στα πρότυπα "ASHRAE 90.1" και ARCHITECTURE 2030, που σημαίνει ότι χρησιμοποιείται μια εκτενή βάση δεδομένων με έξυπνες προεπιλογές που λαμβάνονται από εκεί. Το πρότυπο ASHRAE 90.1 αποτελεί το ενεργειακό πρότυπο για όλα τα κτίρια, εκτός από τα κτίρια χαμηλής κατοικίας, το οποίο δημιουργήθηκε από το Εθνικό Ινστιτούτο Προτύπων της Αμερικής. Σύμφωνα με το πρότυπο αυτό ορίζονται οι ελάχιστες απαιτήσεις που πρέπει να ισχύουν για να οριστεί ένα κτίριο ως ενεργειακά αποδοτικό. Αντίστοιχα, ο όρος ARCHITECTURE 2030 στοχεύει στη μείωση εκπομπής των αερίων του θερμοκηπίου που συμβάλουν στην κλιματική αλλαγή και αφορά κάθε δομημένη περιοχή.

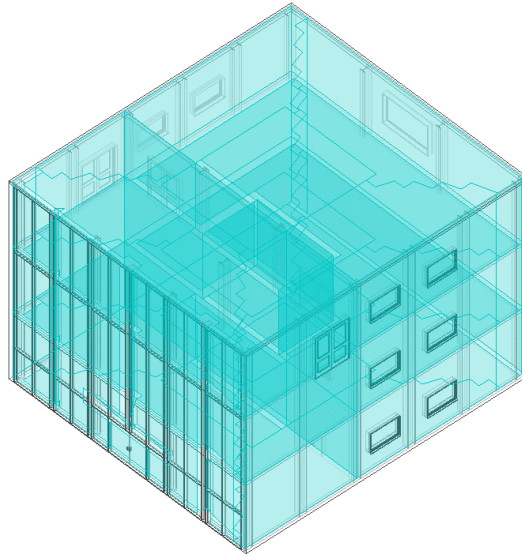
Καθώς λοιπόν και τα δύο πρότυπα είναι αμερικάνικα, έγινε προσπάθεια να χρησιμοποιηθούν υλικά αυτής της βάσης δεδομένων που να συμβαδίζουν, όσο γίνεται, με τις απαιτήσεις του Κ.Εν.Α.Κ. για θερμομόνωση, αλλά δεν αποτελούν τις ακριβείς σχεδιαστικές παραμέτρους. Αντίστοιχα συμβαίνει και για τα συστήματα θέρμανσης και ψύξης, όπου τα διάφορα σενάρια επιλογής βασίζονται σε επιλογές της πλατφόρμας από το πρότυπο. Με αυτή την λογική, αφού ελέγχθηκαν οι διαθέσιμες επιλογές και αποφασίστηκε το καλύτερο σενάριο, προτάθηκαν διάφορες εναλλακτικές με βάση τα ελληνικά δεδομένα και συστήματα.

Στην ενεργειακή ανάλυση θα δοθεί έμφαση πρωτίστως στα αρχιτεκτονικά στοιχεία, όπως πχ τα γυάλινα πανέλα που θα περιβάλλουν τον φορέα. Εξίσου σημαντικός είναι και ο σωστός προσδιορισμός του συντελεστή θερμοπερατότητας κάθε στοιχείου. Αρχικά θα γίνει μια πρώτη ανάλυση χωρίς κάποια βελτιστοποίηση, και έπειτα ακολουθώντας μια απλή επαναληπτική διαδικασία με την βοήθεια προτάσεων από το λογισμικό, θα προκύψει ο τελικός βελτιστοποιημένος ενεργειακά φορέας.

### 5.3.2 Σχεδιασμός στο Revit

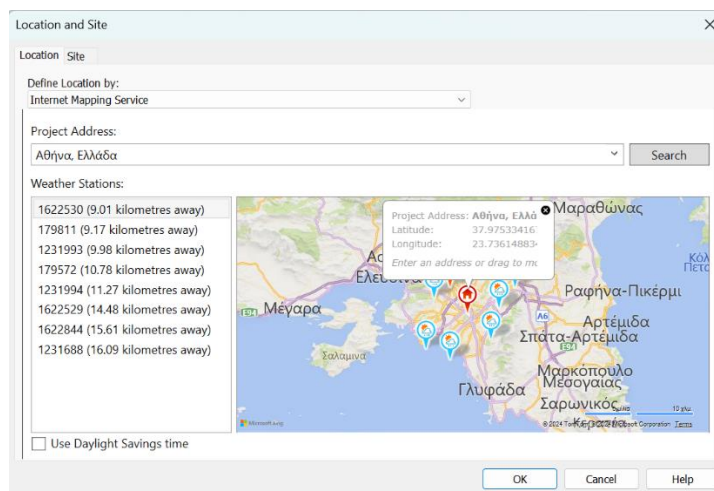
Χρησιμοποιώντας το ήδη υπάρχον μοντέλο, επιλέγεται στο πρόγραμμα το *Massing & Site>In-Place Mass*. Σχεδιάζεται έτσι μια δισδιάστατη μάζα που περιλαμβάνει μόνο την κάτοψη του φορέα. Επιλέγοντας αυτή την δισδιάστατη μάζα και χρησιμοποιώντας την εντολή *Create Form*, προκύπτει μια νέα τρισδιάστατη μάζα που περιλαμβάνει όλο το εξωτερικό περίβλημα του φορέα. Ακολουθεί η δημιουργία των πατωμάτων που θα ληφθούν υπόψη στο ενεργειακό μοντέλο με την επιλογή *Modify Mass > Mass Floors*. Στην συνέχεια σε κάθε πλευρά κατασκευάζονται περιμετρικοί τοίχοι, είτε ως *Generic* για γενική χρήση, είτε ως *Curtain Walls*, οι οποίοι προσομοιώνουν την κάλυψη του κτιρίου με τους υαλοπίνακες. Τέλος, τοποθετούνται πόρτες και παράθυρα όπου χρειάζεται. Στην περίπτωση των *Curtain Walls*, πρέπει πρώτα να χωριστεί ο εκάστοτε τοίχος σε πανέλα μέσω της εντολής *Architecture>Curtain Grid* πριν τοποθετηθεί οποιοδήποτε άνοιγμα.

Σημειώνεται εδώ πως η παραπάνω μέθοδος αποτελεί την απλούστερη όσον αφορά την ενεργειακή ανάλυση στο Revit. Με αυτόν τον τρόπο, το πρόγραμμα διαχωρίζει τους χώρους με βάση στοιχεία όπως τοίχους. Για πιο αρχιτεκτονικά σύνθετα μοντέλα, κάτι τέτοιο μπορεί να οδηγήσει σε ανακρίβειες. Για αυτόν τον λόγο παρέχεται και η δυνατότητα να χωριστούν χειροκίνητα οι διάφοροι χώροι μέσα σε κάθε κτίριο και να τεθούν διαφορετικές παράμετροι για κάθε έναν, αναλόγως το ενεργειακό τους αντίκτυπο, για πιο ακριβή αποτελέσματα. Μιας και τα κτίρια της παρούσας εργασίας είναι αρκετά απλά όσον αφορά την αρχιτεκτονική τους, επιλέγεται η απλούστερη των δύο μεθόδων.



Σχ. 5-8: Ενδεικτικό αναλυτικό μοντέλο για το κτίριο B

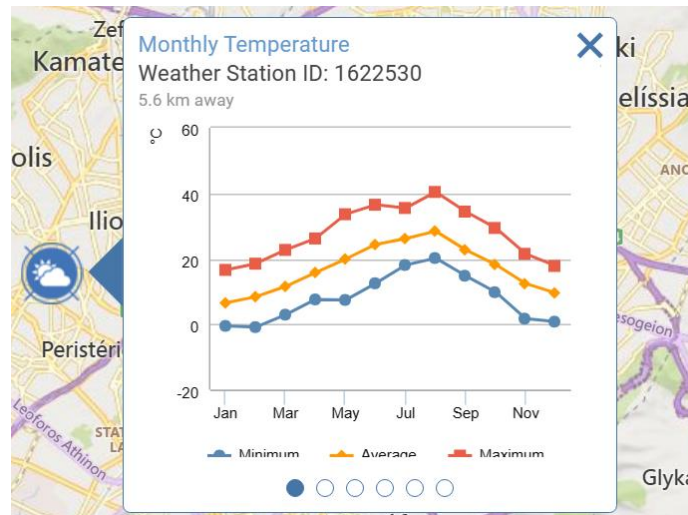
Το επόμενο βήμα μετά τις παραπάνω αλλαγές στο μοντέλο είναι ο προσδιορισμός των ρυθμίσεων και παραμέτρων του προγράμματος, οι οποίες είναι απαραίτητες για την ορθή εκτέλεση της ενεργειακής ανάλυσης. Μέσω της εντολής *Analyze>Energy Optimization>Location*, τίθεται η τοποθεσία του κτιρίου, όπως φαίνεται στο Σχ. 5-9:



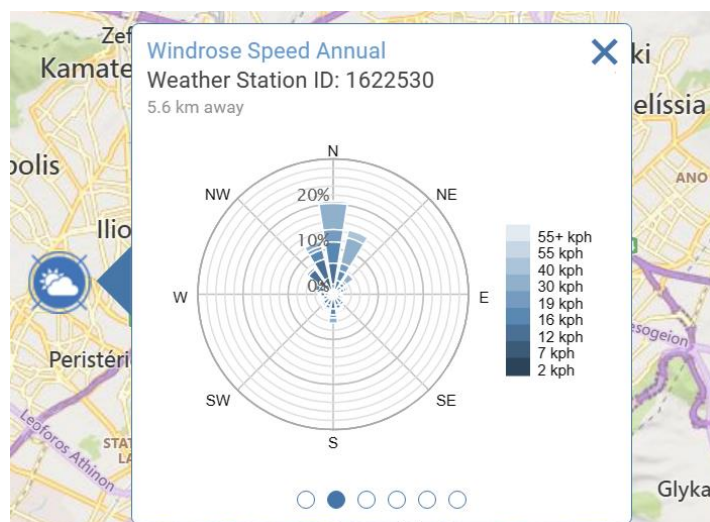
Σχ. 5-9: Εισαγωγή της ακριβής τοποθεσίας της κατασκευής στο Revit

Η εισαγωγή της τοποθεσίας επιτρέπει στο πρόγραμμα τον προσδιορισμό των ακριβών καιρικών συνθηκών της περιοχής που βρίσκεται το έργο, τιμές τις οποίες λαμβάνει αυτόματα από τον πλησιέστερο μετεωρολογικό σταθμό. Όπως φαίνεται και στα παρακάτω σχήματα, ο σταθμός αυτός παρέχει πλήρη στοιχεία σχετικά με θερμοκρασία (Σχ. 5-10), ένταση και κατεύθυνση ανέμου (Σχ. 5-11) για όλες τις χρονικές περιόδους ενός έτους.





Σχ. 5-10: Μέγιστες, μέσες και ελάχιστες τιμές θερμοκρασίας ανά μήνα στο Insight



Σχ. 5-11: Μέσες ταχύτητες ανέμου για το έτος στο Insight

### 5.3.3 Καθορισμός ενεργειακών παραμέτρων

Ακολουθώντας, συμπληρώνονται τα ισχύοντα δεδομένα του έργου μέσω της εντολής *Analyze>Energy Optimization>Energy Settings*. Στο πεδίο *Mode* χρησιμοποιείται η επιλογή *Conceptual Masses and Building Elements* για την ενεργειακή ανάλυση. Στο πεδίο *Other Options* ορίζεται το *Building Type* του έργου ως *Office*, το *Building Operating Schedule* ως *12/5 Facility* και όσον αφορά το *HVAC System* επιλέγεται η *default* επιλογή του *Central VAV, HW Heat, Chiller 5.96 COP, Boilers 84.5 eff.*

Για πιο συγκεκριμένες παραμέτρους, σύμφωνα με τον Κ.Εν.Α.Κ. η ελληνική επικράτεια διαιρείται σε τέσσερις κλιματικές ζώνες με βάση τις βαθμοήμερες θέρμανσης. Στη παρούσα εργασία θεωρείται πως δεν ξεπερνιέται το υψόμετρο των 500m, οπότε το έργο εντάσσεται στην Κλιματική Ζώνη Β. Για αυτή τη ζώνη ορίζονται μέσω του Κ.Εν.Α.Κ. οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του Συντελεστή Θερμοπερατότητας των Δομικών Στοιχείων (U-Value).

Δομικό Στοιχείο	Μέγιστος επιτρεπόμενος συντελεστής θερμοπερατότητας U [W/(m <sup>2</sup> ·K)]			
	Ζώνη Α	Ζώνη Β	Ζώνη Γ	Ζώνη Δ
Εξωτερική οριζόντια ή κεκλιμένη επιφάνεια σε επαφή με τον εξωτερικό αέρα (οροφή)	0.45	0.40	0.35	0.30
Εξωτερικός τοίχος σε επαφή με τον εξωτερικό αέρα	0.55	0.45	0.40	0.35
Δάπεδο σε επαφή με τον εξωτερικό αέρα (πιλοτή)	0.45	0.40	0.35	0.30
Οριζόντια ή κεκλιμένη οροφή σε επαφή με κλειστό μη θερμαινόμενο χώρο	1.10	0.80	0.65	0.60
Τοίχος σε επαφή με κλειστό μη θερμαινόμενο χώρο	1.30	0.90	0.70	0.65
Δάπεδο σε επαφή με κλειστό μη θερμαινόμενο χώρο	1.10	0.80	0.65	0.60
Οριζόντια ή κεκλιμένη οροφή σε επαφή με το έδαφος	1.10	0.80	0.65	0.60
Τοίχος σε επαφή με το έδαφος	1.30	0.90	0.70	0.65
Δάπεδο σε επαφή με το έδαφος	1.10	0.80	0.65	0.60
Κούφωμα ανοίγματος σε επαφή με τον εξωτερικό αέρα	2.80	2.60	2.40	2.20
Κούφωμα ανοίγματος χωρίς υαλοπίνακα σε επαφή με τον εξωτερικό αέρα	2.80	2.60	2.40	2.20
Γυάλινη πρόσοψη κτιρίου μη ανοιγόμενη ή μερικώς ανοιγόμενη σε επαφή με τον εξωτερικό αέρα	2.10	1.90	1.75	1.70
Κούφωμα ανοίγματος σε επαφή με μη θερμαινόμενο χώρο	5.00	4.60	4.30	4.00
Κούφωμα ανοίγματος χωρίς υαλοπίνακα σε επαφή με μη θερμαινόμενο χώρο	5.00	4.60	4.30	4.00
Γυάλινη πρόσοψη κτιρίου μη ανοιγόμενη ή μερικώς ανοιγόμενη σε επαφή με μη θερμαινόμενο χώρο	3.80	3.40	3.00	2.80

Σχ. 5-12: Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του U ανά κλιματική ζώνη σε περίπτωση ανέγερσης νέου κτιρίου

Τελικά θα επιλεγούν από τη βιβλιοθήκη του λογισμικού Revit υλικά που θα συμβαδίζουν με τις προδιαγραφές του Ελληνικού Κανονισμού ώστε να ανταποκρίνονται τα δομικά στοιχεία όσο γίνεται καλύτερα στα ελληνικά δεδομένα. Επιλέγοντας Analyze>Energy Settings>Advanced>Material Thermal Properties>Building προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

Category	Override	Analytic Construction
Roofs	<input checked="" type="checkbox"/>	Membrane, sheathing, R-15 insulation board, metal deck (U=0.3230 W/(m <sup>2</sup> ·K))
Exterior Walls	<input checked="" type="checkbox"/>	Lightweight curtain wall (U=0.4522 W/(m <sup>2</sup> ·K))
Interior Walls	<input checked="" type="checkbox"/>	Siding, R-10 insulation, interior finish (U=0.4372 W/(m <sup>2</sup> ·K))
Ceilings	<input type="checkbox"/>	8 in lightweight concrete ceiling (U=1.3610 W/(m <sup>2</sup> ·K))
Floors	<input checked="" type="checkbox"/>	Vinyl, screed, concrete, 2 in insulation, building board (U=0.5000 W/(m <sup>2</sup> ·K))
Slabs	<input type="checkbox"/>	Un-insulated solid (U=0.7059 W/(m <sup>2</sup> ·K))
Doors	<input checked="" type="checkbox"/>	French door, wood frame with double glass (U=2.9639 W/(m <sup>2</sup> ·K))
Exterior Windows	<input checked="" type="checkbox"/>	Double glazing - 1/8 in thick - low-E/clear (e = 0.2) glass (U=1.9873 W/(m <sup>2</sup> ·K), SHGC=0.65)
Interior Windows	<input checked="" type="checkbox"/>	Double glazing - 1/8 in thick - low-E/clear (e = 0.2) glass (U=1.9873 W/(m <sup>2</sup> ·K), SHGC=0.65)
Skylights	<input checked="" type="checkbox"/>	Double glazing - 1/8 in thick - low-E/clear (e = 0.2) glass (U=1.9873 W/(m <sup>2</sup> ·K), SHGC=0.65)

All None Shading factor for exterior 0

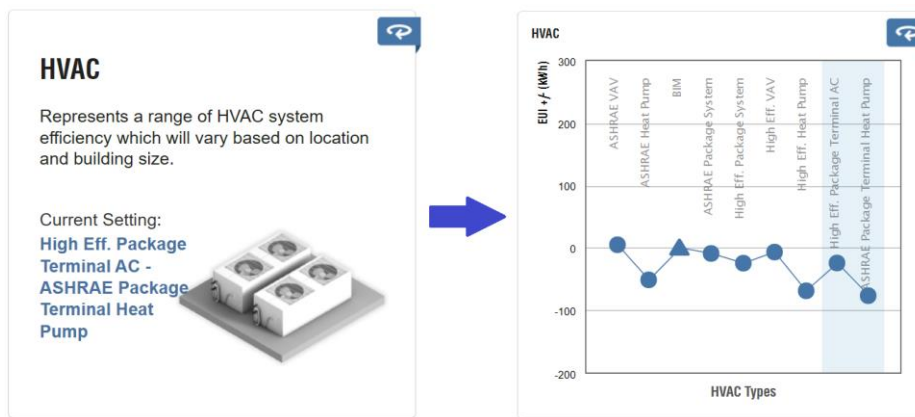
Σχ. 5-13: Θερμικές ιδιότητες υλικών στο Revit

Για κάθε κατηγορία δομικού στοιχείου επιλέχθηκε υλικό της βάσης που να προσαρμόζεται στις ελληνικές απαιτήσεις Συντελεστή Θερμοπερατότητας. Επίσης ενεργοποιείται η επιλογή *Detailed Elements*.

### 5.3.4 Ενεργειακή Ανάλυση

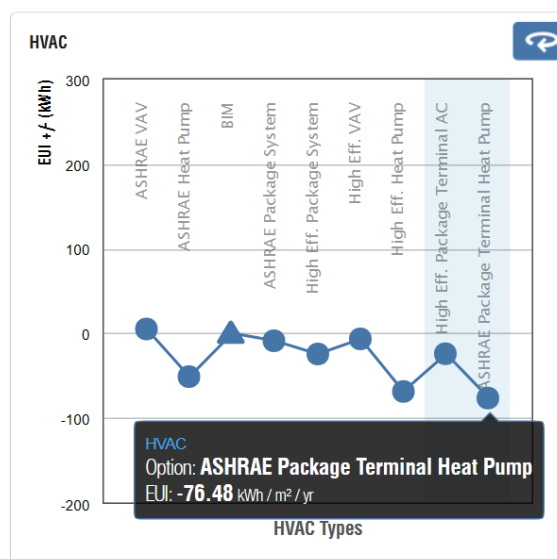
Το μοντέλο τώρα είναι έτοιμο για την ενεργειακή ανάλυση που θα ακολουθήσει. Το πρόγραμμα που θα χρησιμοποιηθεί όπως αναφέρθηκε και πριν είναι το Insight, το οποίο αποτελεί επέκταση της πλατφόρμας του Revit.

Ο τρόπος με τον οποίο πραγματοποιείται η ανάλυση διαφέρει ελάχιστα από τα συμβατικά προγράμματα που χρησιμοποιούνται συνήθως. Η μεγαλύτερη διαφορά είναι η ύπαρξη των "cases", όπως αυτές αποκαλούνται από το πρόγραμμα. Όπως θα εξηγηθεί και παρακάτω, το Insight λαμβάνει υπόψη συγκεκριμένες ιδιότητες του κτιρίου που επηρεάζουν το ενεργειακό αποτύπωμα (πχ σύστημα HVAC, ωράριο λειτουργίας κλπ.) και για κάθε μια από αυτές δημιουργεί διαφορετικά "cases" ή αλλιώς υποπεριπτώσεις τους.



Σχ. 5-14: Παράδειγμα υποπερίπτωσης του συστήματος HVAC

Όπως φαίνεται και στο Σχ. 5-14, οι υποπεριπτώσεις αυτές αποτελούν εναλλακτικές του βασικού case, το οποίο έχει επιλέξει ο χρήστης στο μοντέλο του πριν την ανάλυση στο Insight (αναφέρεται στο σχήμα ως "BIM" και συμβολίζεται με τριγωνάκι). Το πρόγραμμα παρέχει πληροφορίες σχετικά με το ενεργειακό κέρδος ή απώλεια που συνοδεύει την κάθε επιλογή:



Σχ. 5-15: Κέρδος ενέργειας με την εφαρμογή του συγκεκριμένου συστήματος HVAC

Η ενέργεια που χάνεται ή κερδίζεται αναφέρεται ως EUI (Energy Use Intensity). Το μέγεθος δηλώνει την ενέργεια που καταναλώνει το κτίριο ετησίως ανά τετραγωνικό μέτρο από την συνολική επιφάνεια. Ο χρήστης μπορεί ακόμη να επιλέξει και ένα εύρος από επιθυμητές περιπτώσεις, οι οποίες επισημαίνονται με μπλε φόντο.

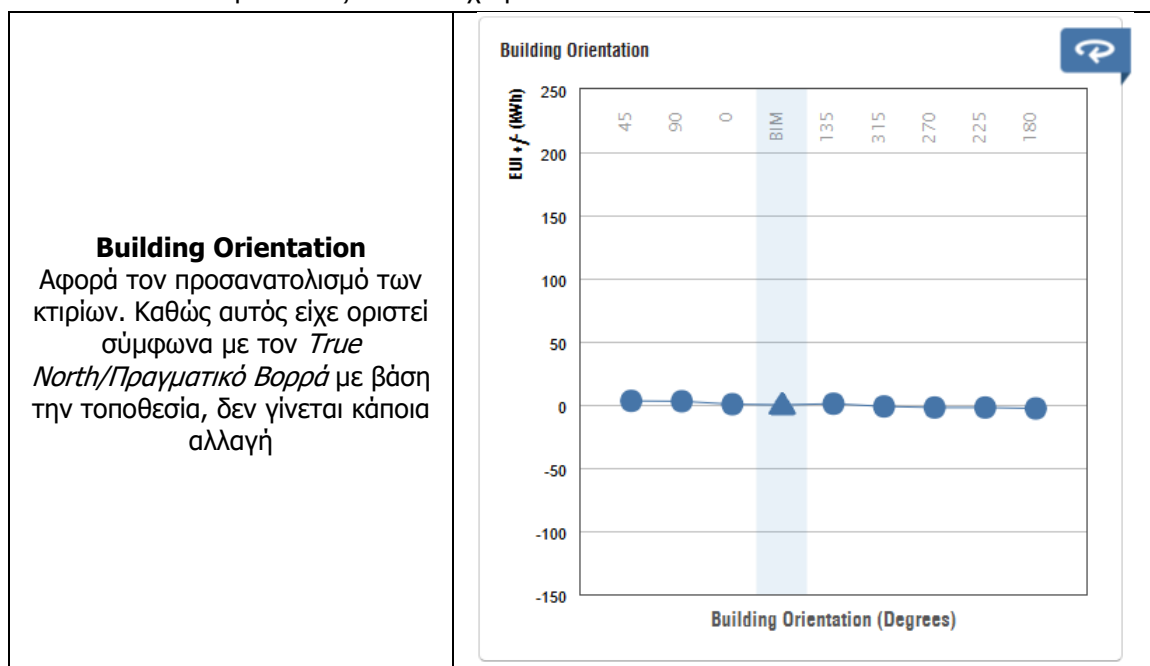
Στόχος είναι ο χρήστης να μπορεί οπτικά να κρίνει πόσο επωφελείται από κάθε επιλογή και να μπορεί εύκολα και γρήγορα να βελτιώσει το ενεργειακό προφίλ του έργου. Συνολικά υπάρχουν πάνω από 240 διαφορετικές υποπεριπτώσεις. Για τον λόγο αυτό δημιουργήθηκαν τρία διαφορετικά σενάρια με διαφορετικές επιλογές το καθένα:

Σενάριο 0: Η ενεργειακή κατανάλωση με βάση τις παραμέτρους που ορίστηκαν στο Revit, χωρίς καμία βελτιστοποίηση (Χρήση ενός βασικού συστήματος θέρμανσης-ψύξης, απουσία φωτοβολταϊκών)

Σενάριο 1: Μια βελτίωση της ενεργειακής κατανάλωσης σε λογικά όρια (Επιλογή κάποιων βασικών θερμομονωτικών υλικών, σχετική μείωση χρήσεως των ηλεκτρικών συσκευών/φωτισμού όταν δεν χρειάζονται, χρήση ενός καλύτερου συστήματος θέρμανσης-ψύξης, εγκατάσταση φωτοβολταϊκών με βασικές προδιαγραφές)

Σενάριο 2: Βέλτιστο σενάριο (Υλικά με τις καλύτερες προδιαγραφές, αυτοματοποιημένα συστήματα εξοικονόμησης ενέργειας, εξελιγμένα συστήματα θέρμανσης-ψύξης, φωτοβολταϊκά με ανώτερες δυνατότητες και περισσότερα σε αριθμό)

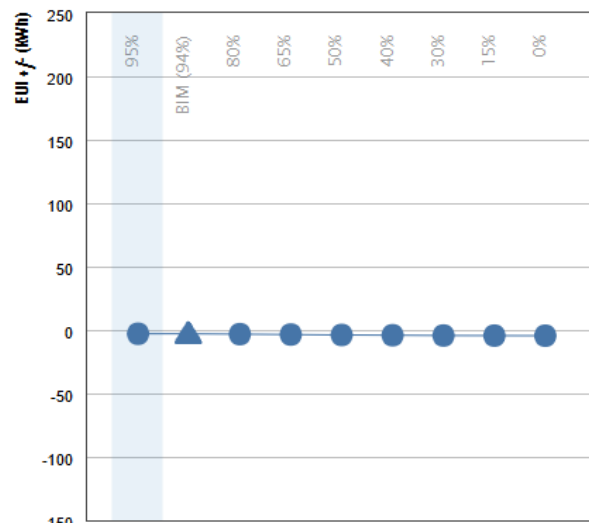
Τα cases και οι υποπεριπτώσεις που επιλέχθηκαν είναι:



**WWR – Walls  
(Southern/Northern/  
Western/Eastern)**

Αλλιώς και *Window to Wall Ratio*, αφορά το ηγλικό της κάλυψης όψεων από υαλοπίνακες προς την κάλυψη όψεων από τοιχοποιία. Στο κτίριο Β χρησιμοποιείται Curtain Wall μόνο στην μια πλευρά, ενώ στα Α,Γ σε καμία. Ενδεικτικά παρουσιάζεται το διάγραμμα που αντιστοιχεί στην πλευρά του Β που αποτελείται μόνο από υαλοπίνακες

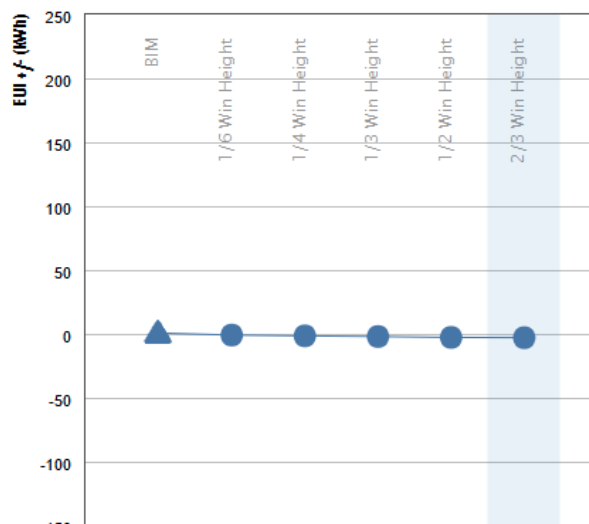
WWR - Southern Walls



**Window Shades  
(Southern/Northern/Western/  
Eastern)**

Αφορά την συνολική έκταση από σκιάσεις (σήτες, σκίαστρα παραθύρων κλπ) που θα έχει το εκάστοτε άνοιγμα, ώστε να μειώνεται η ανάγκη χρήσης συστημάτων HVAC. Επιλέχθηκε τελικά σκίαση στα 2/3 των ανοιγμάτων

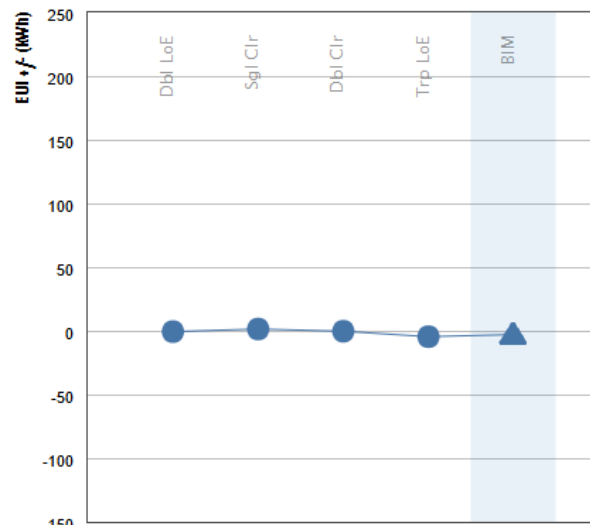
Window Shades - South



**Window Glass  
(Southern/Northern/Western/  
Eastern)**

Αφορά τις ιδιότητες των υαλοπινάκων με σκοπό την μείωση της διείσδυσης φωτός και θερμότητας. Παραμένει ο Διπλός Υαλοπίνακας Low-e με διάκενο και επιστρώσεις ειδικές για προστασία από την ηλιακή ακτινοβολία

Window Glass - South

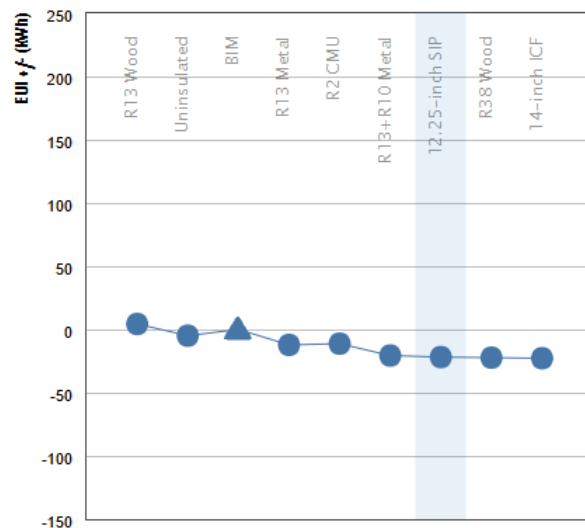


Window Glass Types - South

**Wall Construction**

Αφορά την θερμοπερατότητα της τοιχοποιίας. Είχε επιλεγθεί μονωμένη τοιχοποιία από γυψοσανίδα, η οποία μεταβάλλεται σε SIP ή Structural Insulated Panel

Wall Construction

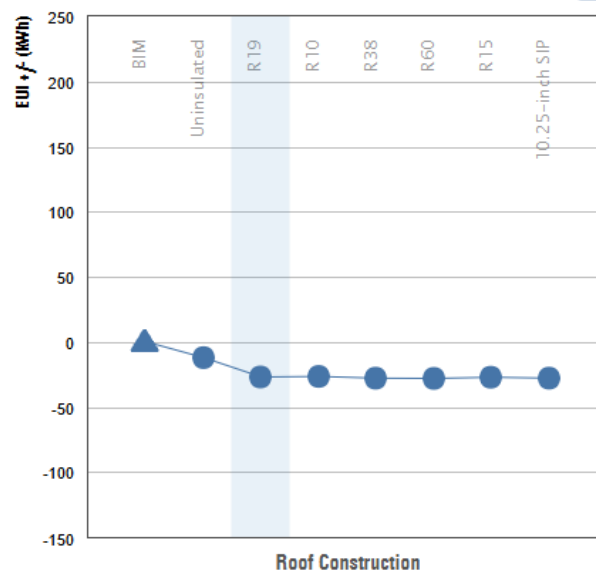


Wall Construction

**Roof Construction**

Αφορά την θερμοπερατότητα της οροφής. Είχε επιλεχθεί μονωμένη (με υλικό τύπου R15) οροφή. Γίνεται αλλαγή της ποιότητας του υλικού σε R19

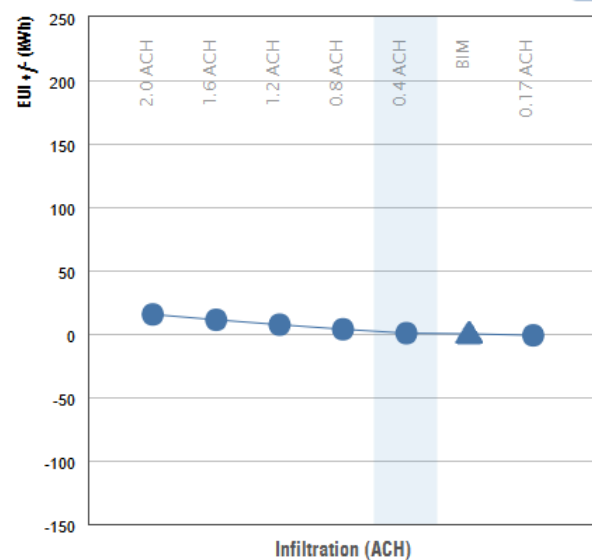
Roof Construction



**Infiltration**

Αφορά τη διείσδυση αέρα λόγω ακούσιων διαρροών των κτιρίων. Όσο καλύτερη απόδοση έχουν τα συστήματα κουφωμάτων, τόσο μικρότερος είναι ο δείκτης. Υπερβολικά μεγάλη μείωσή του (< 0,35 ACH) απαιτεί σημαντική βελτίωση του μηχανικού εξαερισμού και δεν επιφέρει σημαντικό κέρδος σε ενέργεια, οπότε τίθεται η τιμή 0.4 ACH.

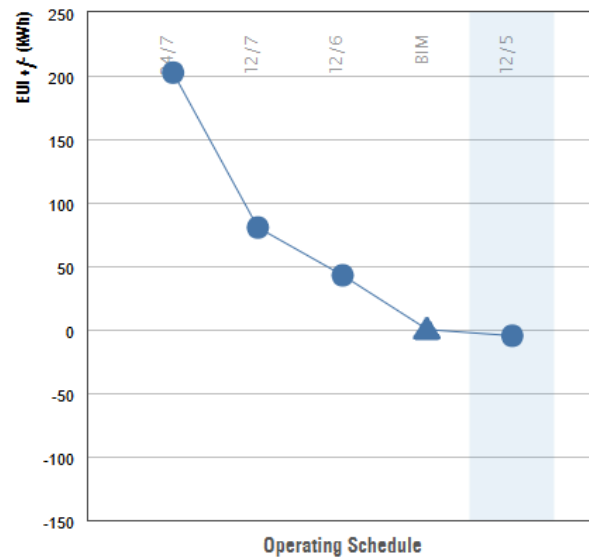
Infiltration



### Operating Schedule

Αφορά τις τυπικές ώρες χρήσης των κτιρίων, δηλαδή 5 ημέρες την εβδομάδα για 12 ώρες συνολικά

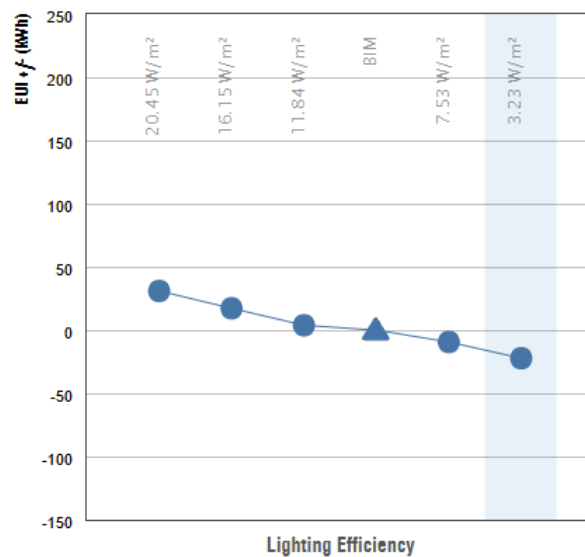
Operating Schedule



### Lighting Efficiency

Αφορά την κατανάλωση ενέργειας ανά μονάδα επιφάνειας από ηλεκτρικό φορτίο. Στο Σενάριο 1 παραμένει η default επιλογή, στο σενάριο 2 αντικαθίστανται με νέες τεχνολογίες φωτισμού LED με ισχύ  $3.23 \text{ W/m}^2$

Lighting Efficiency

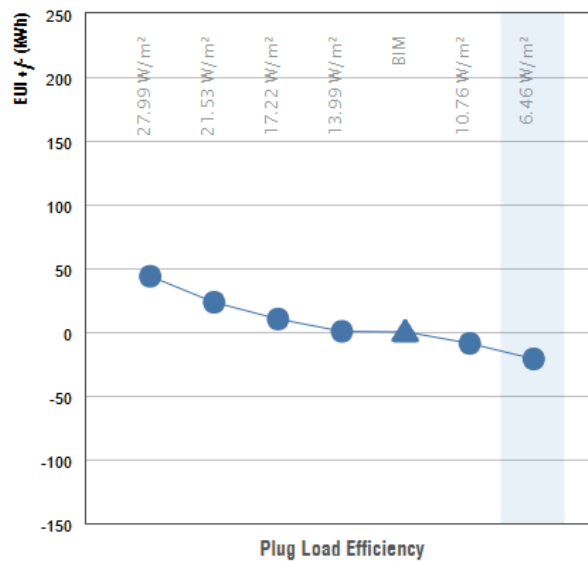




**Plug Load Efficiency**

Αφορά την κατανάλωση ενέργειας από διάφορες ηλεκτρικές συσκευές. Στο σενάριο 1 παραμένει ως έχει, ενώ στο σενάριο 2, με ορθότερη χρήση τους ή αντικατάστασή τους με καινούριες, επιτυγχάνεται η τελική τιμή 6.46 W/m<sup>2</sup>

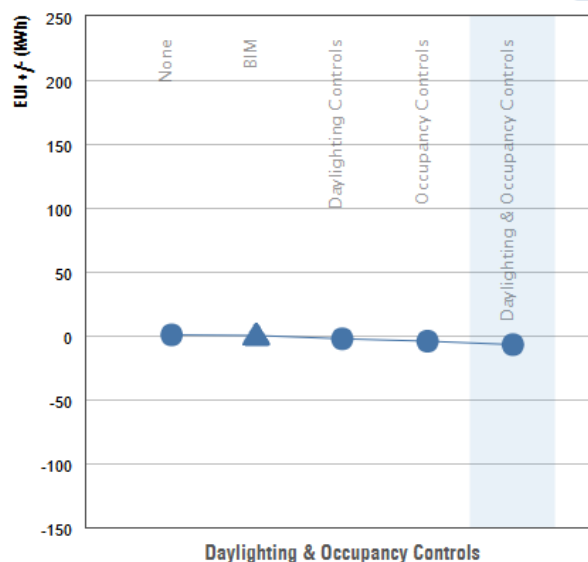
Plug Load Efficiency



**Daylighting & Occupancy Controls**

Αφορούν συστήματα ανίχνευσης του ημερήσιου φωτός και χωρητικότητας των χώρων ώστε να εξοικονομείται ενέργεια από τον τεχνητό φωτισμό. Στο σενάριο 1 δεν γίνεται κάποια αλλαγή, ενώ στο σενάριο 2 επιλέγεται η βέλτιστη περίπτωση όπου εγκαθίστανται και τα δύο συστήματα

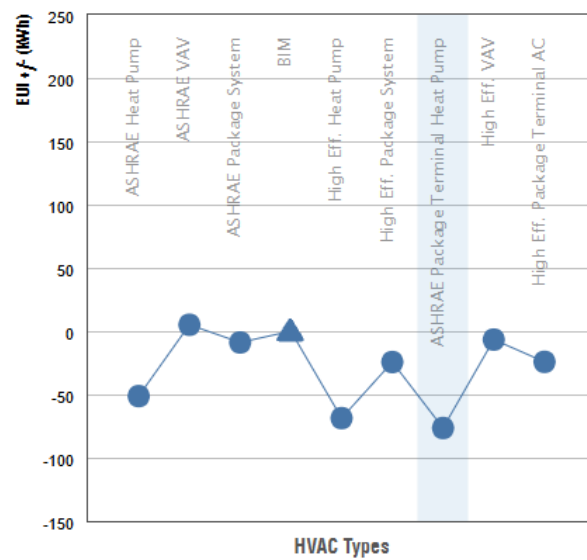
Daylighting & Occupancy Controls



### HVAC

Αφορά τα συστήματα θέρμανσης-ψύξης και αερισμού. Στο σενάριο 1 χρησιμοποιείται πάλι η default επιλογή που αποτελεί ένα βασικό σύστημα με ένα ολοκληρωμένο σύστημα ASHRAE Package Terminal Heat Pump (σύστημα επίγειων κλιματιστικών μονάδων με αντλία θερμότητας για καύση φυσικού αερίου και συντελεστή εποχικής απόδοσης θέρμανσης) στο δεύτερο σενάριο

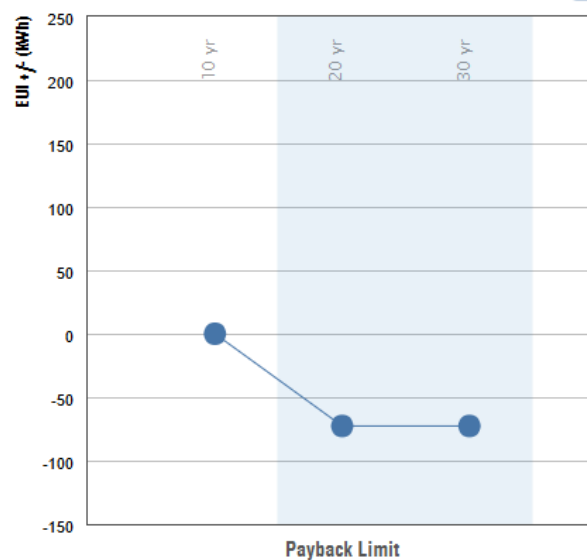
HVAC



### PV - Payback Limit

Αφορά τη χρήση περιόδου αποπληρωμής. Ουσιαστικά πόσο χρόνια απαιτούνται ώστε το κέρδος από την ενέργεια που παράγεται να αντισταθμίσει το κόστος εγκατάστασης των φωτοβολταϊκών. Στο σενάριο 1 επιλέχθηκε η περίοδος 10-30 χρόνια, ενώ στο σενάριο 2 η περίοδος 20-30 χρόνια

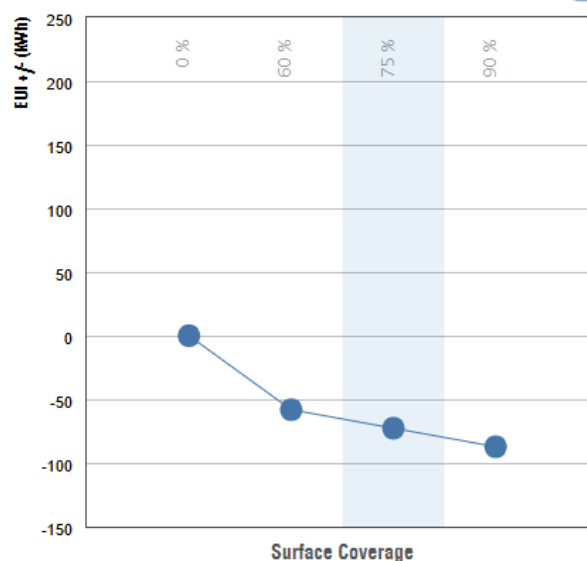
PV - Payback Limit



**PV Surface Coverage**

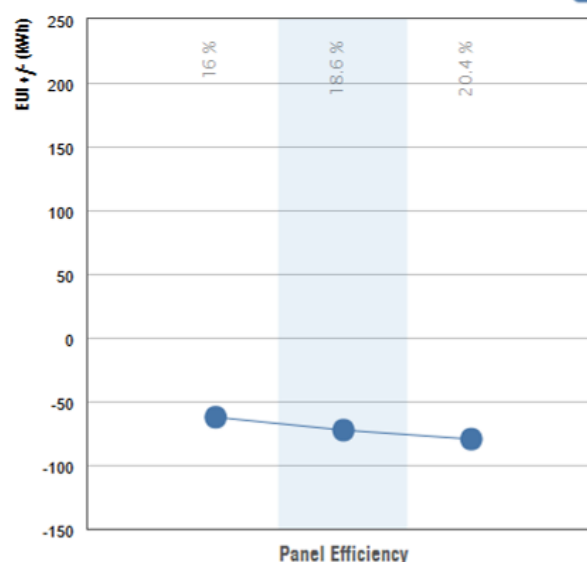
Αφορά την συνολική επιφάνεια που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την τοποθέτηση των φωτοβολταϊκών πινέλων. Μπορούν να εξαιρεθούν επιφάνειες με χαμηλό ηλιακό κέρδος. Στο σενάριο 1 έγινε η παραδοχή ότι θα καλύπτεται το 60% της οροφής, ενώ στο σενάριο 2 το 90%

PV - Surface Coverage

**PV - Panel Efficiency**

Αφορά στην απόδοση των συστημάτων φωτοβολταϊκών, δηλαδή το ποσοστό ηλιακής ενέργειας που δύναται να μετατραπεί σε ηλεκτρική. Όσο αυξάνεται η απόδοσή τους, αυξάνει και το κόστος οπότε επιλέγεται η μέση τιμή ίση με 18.6% στο σενάριο 1, ενώ στο σενάριο 2 επιλέγεται η βέλτιστη

PV - Panel Efficiency



Σημειώνεται εδώ πως όλες οι μετρήσεις είναι ανά  $m^2$  συνολικής επιφάνειας του κτιρίου (πχ στα φωτοβολταϊκά η ενέργεια που παράγεται διαιρείται διά των τριών ορόφων).

Με κάθε αλλαγή του εύρους της κάθε υποπερίπτωσης, μεταβάλλεται αναλόγως και το πόσες kWh καταναλώνει το κτίριο για κάθε  $m^2$ , καθώς και το κόστος της ετήσιας ενεργειακής του κατανάλωσης ανά  $m^2$ . Οι παράμετροι που καθορίζουν αυτό το κόστος μπορούν να μεταβληθούν από τον χρήστη, όπως και έγινε, ώστε να ανταποκρίνονται στην Ελλάδα:

- Νομισματική Μονάδα : Ευρώ (€)
- Μέση Τιμή Κιλοβατώρας : 0.114 €/kWh [16]
- Μέση Τιμή Πετρελαίου : 1.671 €/lit [17]

Με βάση τα παραπάνω, προκύπτουν τα ακόλουθα σενάρια για τα κτίρια:

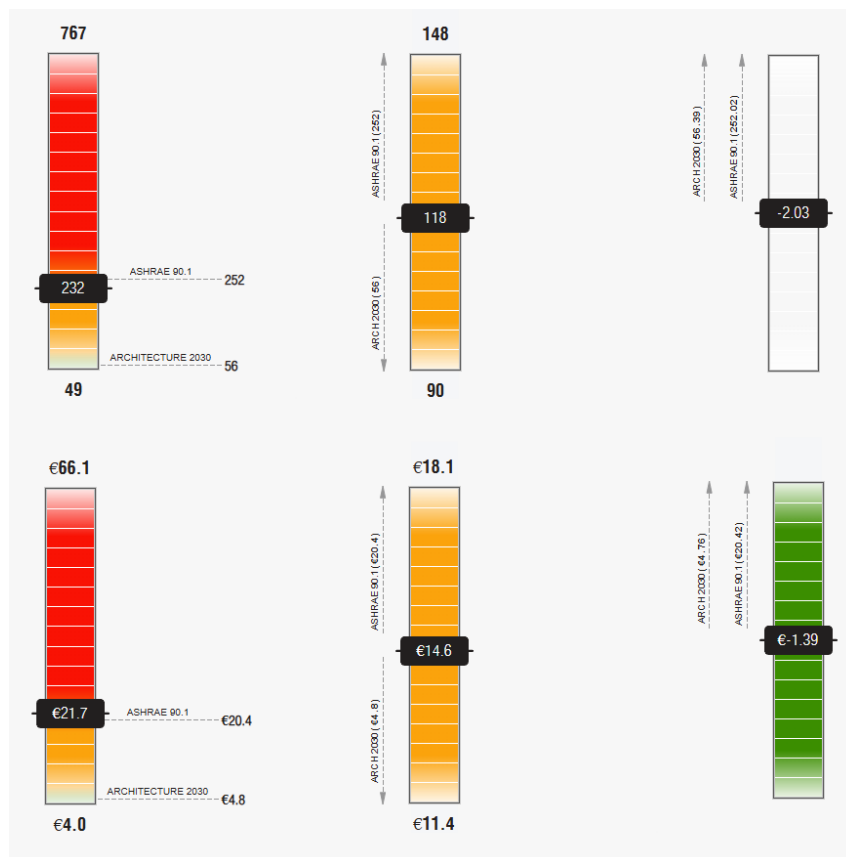
### Κτίριο Β

Σενάριο 0:  $232 \text{ kWh/m}^2/\text{χρόνο} = 232 \cdot 742 = 172260 \text{ kWh/χρόνο}$  ή  $172.3 \text{ MWh/χρόνο}$ ,  
 $21.7 \text{ €/m}^2/\text{χρόνο} = 21.7 \cdot 742 = 16101 \text{ €/χρόνο}$

Σενάριο 1:  $118 \text{ kWh/m}^2/\text{χρόνο} = 118 \cdot 742 = 87556 \text{ kWh/χρόνο}$  ή  $87.6 \text{ MWh/χρόνο}$ ,  
 $14.6 \text{ €/m}^2/\text{χρόνο} = 14.6 \cdot 742 = 10833 \text{ €/χρόνο}$

Σενάριο 2:  $-2.03 \text{ kWh/m}^2/\text{χρόνο} = (-2.03) \cdot 742 = -1506.3 \text{ kWh/χρόνο}$  ή  $-1.5 \text{ MWh/χρόνο}$ ,  
 $-1.39 \text{ €/m}^2/\text{χρόνο} = (-1.39) \cdot 742 = -1031 \text{ €/χρόνο}$  (κέρδος)

όπου εμβαδόν κτιρίου Β =  $15.00 \cdot 16.50 \cdot 3 = 742.5 \text{ m}^2$ .



Σχ. 5-16: Ενέργεια που καταναλώνεται (kWh/m<sup>2</sup>/χρόνο) και κόστος (EUR/m<sup>2</sup>/χρόνο) για το κτίριο Β

### Κτίρια Α,Γ (ξεχωριστά):

Σενάριο 0:  $192 \text{ kWh/m}^2/\text{χρόνο} = 192 \cdot 2700 = 518400 \text{ kWh/χρόνο}$  ή  $518.4 \text{ MWh/χρόνο}$ ,  
 $18.6 \text{ €/m}^2/\text{χρόνο} = 18.6 \cdot 2700 = 50220 \text{ €/χρόνο}$

Σενάριο 1:  $82.5 \text{ kWh/m}^2/\text{χρόνο} = 82.5 \cdot 2700 = 222750 \text{ kWh/χρόνο}$  ή  $222.8 \text{ MWh/χρόνο}$ ,  
 $7.75 \text{ €/m}^2/\text{χρόνο} = 7.75 \cdot 2700 = 20925 \text{ €/χρόνο}$

Σενάριο 2:  $-16.7 \text{ kWh/m}^2/\text{χρόνο} = (-16.7) \cdot 2700 = -45090 \text{ kWh/χρόνο}$  ή  $-45.1 \text{ MWh/χρόνο}$ ,  
 $-3.84 \text{ €/m}^2/\text{χρόνο} = (-3.84) \cdot 2700 = -10368 \text{ €/χρόνο}$  (κέρδος)

Κτίρια Α,Γ (μαζί):

Σενάριο 0:  $518.4 \cdot 2 = 1036.8$  MWh/χρόνο,

$50220 \cdot 2 = 100400$  €/χρόνο

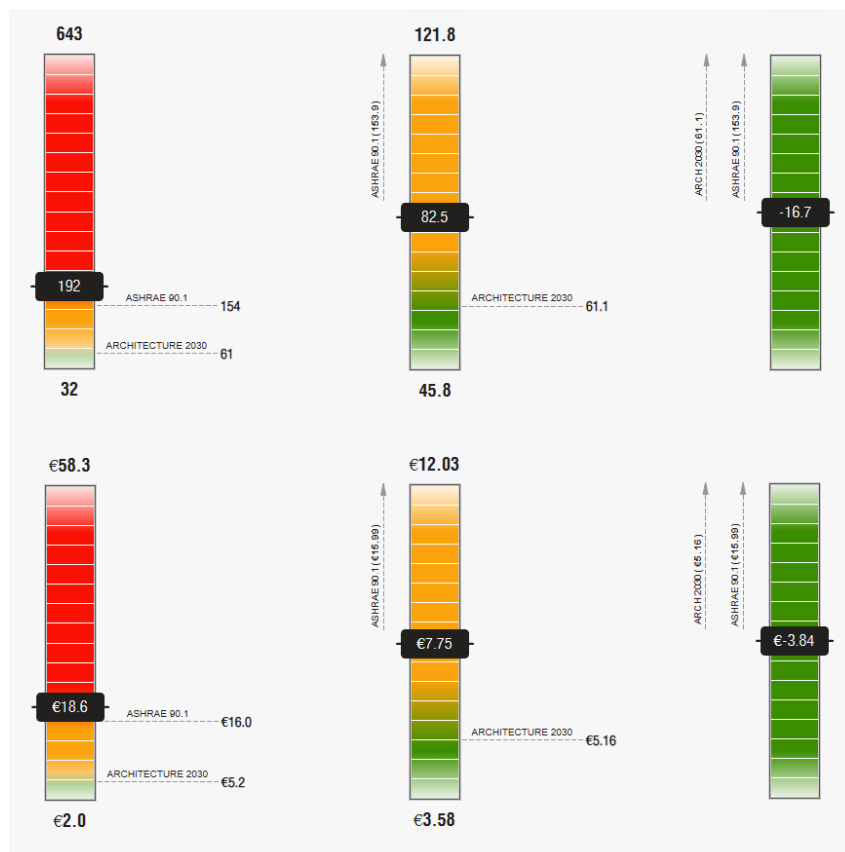
Σενάριο 1:  $222.8 \cdot 2 = 445.6$  MWh/χρόνο,

$20925 \cdot 2 = 41850$  €/χρόνο

Σενάριο 2:  $(-45.1) \cdot 2 = -90.2$  MWh/χρόνο,

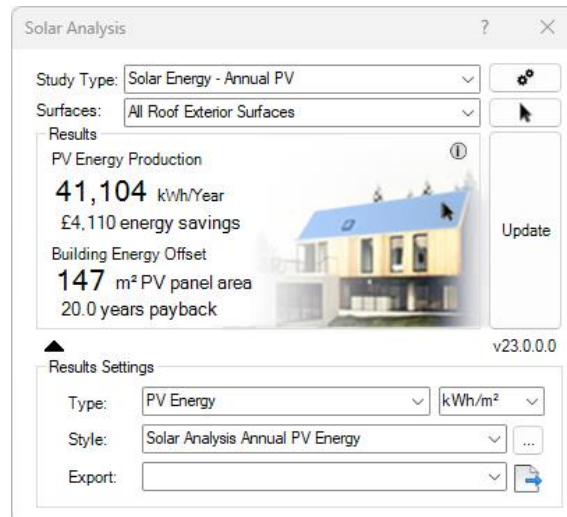
$(-10368) \cdot 2 = -20736$  €/χρόνο (κέρδος)

όπου εμβαδόν κτιρίων Α,Γ ξεχωριστά =  $36 \cdot 25 \cdot 3 = 2700$  m<sup>2</sup> (5400 m<sup>2</sup> μαζί)

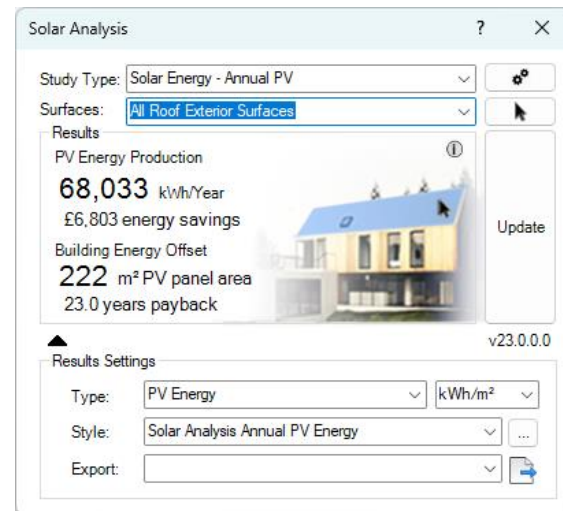


Σχ. 5-17: Ενέργεια που καταναλώνεται (kWh/m<sup>2</sup>/χρόνο) και κόστος (EUR/m<sup>2</sup>/χρόνο) για τα κτίρια Α,Γ ξεχωριστά. Η μεγαλύτερη εξοικονόμηση γίνεται ξεκάθαρα από την εγκατάσταση των φωτοβολταϊκών συστημάτων. Με την χρήση του plug-in *Solar Analysis* για το Revit, γίνεται αισθητό το μέγεθος του ενεργειακού αλλά και οικονομικού κέρδους. Στα Σχ. 5-18 έως Σχ. 5-21 φαίνονται τα διάφορα σενάρια για κάθε κτίριο, όπου:

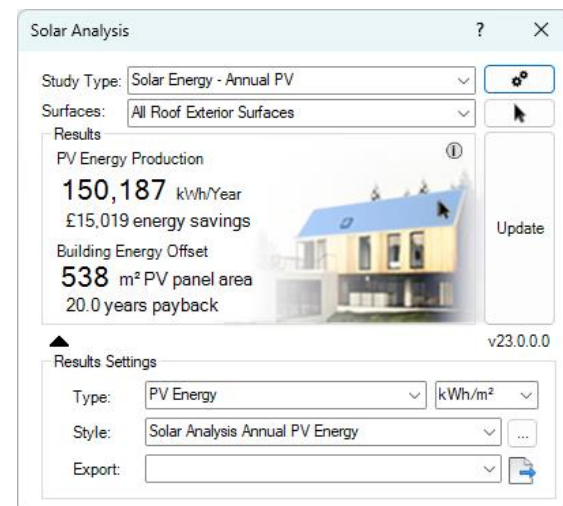
- Σενάριο 1: Χρήση 60% της επιφάνειας και απόδοση φωτοβολταϊκών 18.6 %
- Σενάριο 2: Χρήση 90% της επιφάνειας και απόδοση φωτοβολταϊκών 20.4 %



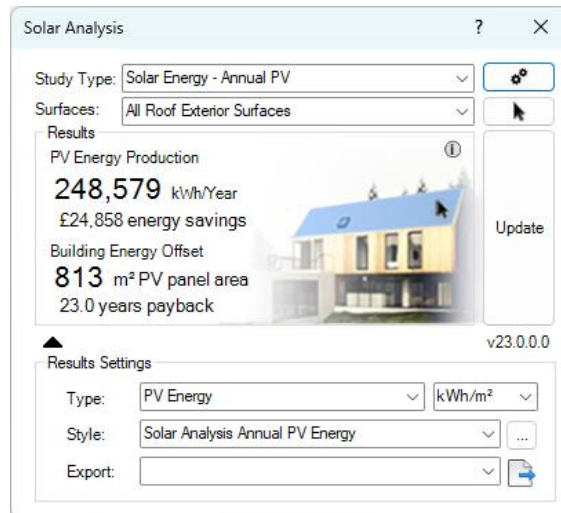
Σχ. 5-18: Ενέργεια από φωτοβολταϊκά του κτιρίου Β για το σενάριο 1



Σχ. 5-19: Ενέργεια από φωτοβολταϊκά του κτιρίου Β για το σενάριο 2



Σχ. 5-20: Ενέργεια από φωτοβολταϊκά των κτιρίων Α,Γ για το σενάριο 1



Σχ. 5-21: Ενέργεια από φωτοβολταϊκά των κτιρίων Α,Γ για το σενάριο 2

Με βάση τα παραπάνω, φαίνεται πως το πρώτο σενάριο είναι πιο ισορροπημένο, με σχετικά μικρό κόστος εγκατάστασης και ικανοποιητικά ενεργειακά κέρδη. Το δεύτερο σενάριο, αν και λιγότερο οικονομικό, καθώς χρειάζεται μεγαλύτερη επένδυση στην αρχή, θα αποδώσει εις βάθος χρόνου. Τελικά για όλα τα κτίρια επιλέγεται συντηρητικά το σενάριο 1.

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η μετατροπή του φέροντα οργανισμού μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα σε χάλυβα περιείχε πολλές σημαντικές αλλαγές και ακόμη περισσότερα «μαθήματα». Παρά την προσπάθεια μη μεταβολής διαφόρων παραμέτρων (πχ αρχιτεκτονικός σχεδιασμός), το νέο υλικό δημιούργησε την ανάγκη για χρήση ενός τελείως διαφορετικού στατικού συστήματος, το οποίο με την σειρά του επηρέασε ένα μεγάλο πλήθος συντελεστών.

Έγιναν αρκετά αρχικά σενάρια, όπως αν χρειάζεται η χρήση χιαστί, αν χρειάζονται συνδέσεις ροπής ή όχι, αν οι διατομές απαιτείται να είναι σύμμικτες κλπ. ώστε να προκύψει ο τελικός σχεδιασμός. Η εικόνα των εντατικών μεγεθών και οι διατομές που απαιτούνται για να τα παραλάβουν δείχνουν πως μια τέτοια μετατροπή δεν είναι όσο απλή φαίνεται στην επιφάνεια. Το δυσκολότερο ήταν πως όλα τα διαφορετικά σενάρια, και κατ' επέκταση οι επιλογές που γίνονται, επηρεάζουν το ένα το άλλο, πολλές φορές σε πράγματα που δεν είναι άμεσα αντιληπτά από έναν νέο μηχανικό. Το θετικό από την άλλη ήταν πως αυτή η θεωρητική εργασία επιτρέπει να γίνουν πολλές εύλογες παραδοχές, κάτι που στην πραγματικότητα ίσως να ήταν πιο δύσκολο.

Πιο συγκεκριμένα, κρίθηκε απαραίτητη η χρήση χαμηλού συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.5$ , ενώ στα αντίστοιχα κτίρια από ΟΣ είχε τεθεί ίσος με 3.5. Ο κύριος λόγος ήταν η ύπαρξη γεφυρών που συνδέουν τα κτίρια μεταξύ τους. Η αλλαγή αυτή είχε ως αποτέλεσμα την μείωση των μετακινήσεων, αλλά και την αύξηση των διατομών. Η ένταξη στην πλέον χαμηλότερη κατηγορία πλαστιμότητας επηρέασε και την πορεία των ελέγχων, καθώς δεν υπήρξε ανάγκη να γίνουν ικανοτικοί έλεγχοι. Παρ' όλα αυτά, σε συγκεκριμένα σημεία όπως η σύνδεση των χιαστί επιλέχθηκε για λόγους ασφαλείας και καλού σχεδιασμού να πραγματοποιηθούν έτσι κι αλλιώς.

Ένα άλλο απαιτητικό σημείο ήταν η επιλογή του στατικού συστήματος. Μια αρχική προσέγγιση ήταν να υπάρχουν συνδέσεις ροπής μόνο στις διευθύνσεις όπου οι δοκοί συνδέονταν στον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων (για παράδειγμα η διεύθυνση κατά X στο κτίριο Β), πράγμα που θεωρείται καλή πρακτική. Παρ' όλα αυτά, κάτι τέτοιο θα δημιουργούσε δύο ξεχωριστά στατικά συστήματα για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων που είναι ανεπιθύμητο. Έτσι επιλέχθηκε όλες οι δοκοί να συνδέονται αρθρωτά και να αντικατασταθούν τα πλαίσια ροπής με συνδέσμους δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις.

Η χρήση μόνο συμμίκτων δοκών δημιούργησε επίσης ανησυχίες, καθώς δεν μπορούν να παραλάβουν με βέλτιστο τρόπο τις αρνητικές ροπές. Το πρόβλημα αυτό έλυσε πάλι η χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας, οι οποίοι όχι μόνο εξάλειψαν την ανάγκη για συνδέσεις ροπής, αλλά έκανα τα κτίρια πιο εύκαμπτα, μείωσαν την ροπή στα υποστυλώματα, και γενικότερα απλοποίησαν τον σχεδιασμό. Οι σύμμικτες πλάκες που λειτουργούν ως διαφράγματα επίσης επηρέασαν την ανάλυση, αφού οι δοκοί δεν θα καταπονούνταν από αξονικές δυνάμεις λόγω αυτών.



Τέλος, από ένα σύγχρονο έργο δεν πρέπει να λείπει η περιβαλλοντική συνείδηση. Για τον λόγο αυτό πραγματοποιήθηκε ενεργειακή ανάλυση, από την οποία προέκυψαν δύο πιθανά σενάρια για βελτίωση και επιλέχθηκε τελικά το πρώτο.

## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Glass panels for construction building, <https://www.safsteelstructure.com/glass-panels-for-construction-building/>
2. Glasswalk Structural Glass Floor System, <https://www.gbaproducts.com/glasswalk-structural-glass-floor>
3. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
4. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού», CEN, Απρίλιος 2002.
5. EN1991-1, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις στους φορείς», CEN, Απρίλιος 2002.
6. Χαλυβδόφυλλα SYMDECK, ΕΛΑΣΤΡΟΝ, <https://www.elastron.gr/gr/el/products/composite-symdeck-decks/>
7. Composite metal floor decking, TATA Steel, <https://www.tatasteeleurope.com/construction/products/flooring/composite-floor-deck>
8. EN1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτίρια, CEN, Οκτώμβριος 2004.
9. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, 2004.
10. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1- 1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
11. Εθνικό Προσάρτημα στο ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005 Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα - Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
12. Αθ. Στάμος, Ε.ΔΙ.Π. Ε.Μ.Π., 2020, Έλεγχος θερμικής επάρκειας κατά ΚΕνΑΚ – σημειώσεις για τις ανάγκες σπουδαστών 1ου εξαμήνου της σχολής Πολιτικών Μηχανικών, διαθέσιμο (ημερομηνία πρόσβασης 9-7-2024) στο <https://helios.ntua.gr/enrol/index.php?id=1612>.
13. Ν. 178581/2017 (ΦΕΚ 2367/Β/12-07-2017), Απ. Αριθμ. ΔΕΠΕΑ/οικ.178581, Έγκριση Κανονισμού Ενεργειακής Απόδοσης Κτιρίων.
14. Τ.Ο.Τ.Ε.Ε. 20701-1/2017, ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΕΘΝΙΚΕΣ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗΣ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΚΔΟΣΗ ΤΟΥ ΠΙΣΤΟΠΟΙΗΤΙΚΟΥ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗΣ ΑΠΟΔΟΣΗΣ.
15. Τ.Ο.Τ.Ε.Ε. 20701-2/2017, ΘΕΡΜΟΦΥΣΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ.

16. Τιμολόγια Προμήθειας Ηλεκτρικής Ενέργειας – Επαγγελματικό, Ρυθμιστική Αρχή Αποβλήτων Ενέργειας & Υδάτων, <https://invoices.rae.gr/epaggelmatiko-2/>
17. Δελτία Επισκόπησης Τιμών Καυσίμων, Υπουργείο Ανάπτυξης και Ανταγωνιστικότητας, [http://www.fuelprices.gr/deltia\\_d.view](http://www.fuelprices.gr/deltia_d.view)



# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΩΝ

## Έλεγχος σύμμικτης πλάκας

### Full Output

Note: Section Designed to Eurocodes, UK National Annex

Construction Stage:	PASS	Max Unity Factor:	0.28
Normal Stage:	PASS	Max Unity Factor:	0.20
Fire Condition:	PASS	Max Unity Factor:	0.09
Serviceability:	SATISFACTORY	Max Unity Factor:	0.35

\*\*\* Section Adequate \*\*\*

### Floor Plan Data (unpropped composite construction with ComFlor 60/0.9/S350 decking)

Beam centres - equal	1.65 m	Profile span type	Multi-span
Beam or wall width	160 mm	Propping	None
		Concrete span type	End

### Profile Data (ComFlor 60/0.9/S350 decking.)

Depth	60 mm	Pitch of deck ribs	300 mm
Trough width	120 mm	Crest width	130.7 mm
Nominal sheet thickness	0.90 mm	Design sheet thickness	0.86 mm
Deck weight	0.10 kN/m <sup>2</sup>	Yield strength	350 N/mm <sup>2</sup>

### Concrete Slab (Normal Weight Concrete ; Grade C25/30; Mesh : A393)

Overall slab depth	150 mm		
Concrete characteristic strength	25 N/mm <sup>2</sup>	Concrete wet density	2550 kg/m <sup>3</sup>
Modular ratio	10	Concrete dry density	2450 kg/m <sup>3</sup>
Bar reinforcement	None		
Mesh reinforcement :			
Mesh	A393	Yield strength	500 N/mm <sup>2</sup>
Cover to Mesh	30 mm	Mesh Layers	Double
Account for End Anchorage	No	Shear connectors per rib	N/A
Diameter of Shear Connectors	N/A		
Screeds	N/A		

### Section Properties

\*\*\* Note - 1: All values of inertia are expressed in steel units

\*\*\* Note - 2: Average inertia is used for deflection calculations for the composite stage

\*\*\* Note - 3: Cracked dynamic inertia is used for natural frequency calculations

### Deck Profile

Sagging Inertia, I <sub>y</sub>	92.770 cm <sup>4</sup> /m	Area of profile (Net), A <sub>p</sub>	1276 mm <sup>2</sup> /m
Hogging Inertia, I <sub>y</sub>	86.130 cm <sup>4</sup> /m	Effective area of profile	1176.00 mm <sup>2</sup> /m

### Composite

Inertia, I <sub>y</sub> - Uncracked	2292 cm <sup>4</sup> /m	Inertia, I <sub>y</sub> - Cracked	1043 cm <sup>4</sup> /m
Average inertia	1668 cm <sup>4</sup> /m	Cracked inertia (dynamic)	1145 cm <sup>4</sup> /m
Shear bond coefficients - Tau	0.26		
Concrete volume	0.117 m <sup>3</sup> /m		

### Loads Acting on Slab (Actions)

\*\*\* Note: Slab subjected to uniformly distributed loads (UDL) ONLY

Imposed (occupancy)	3.00 kN/m <sup>2</sup>	Partitions	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Ceilings and services	0.50 kN/m <sup>2</sup>	Finishes	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Self weight of concrete slab (wet)	2.94 kN/m <sup>2</sup>	Self weight of decking	0.10 kN/m <sup>2</sup>
Self weight of concrete slab (dry)	2.82 kN/m <sup>2</sup>	Screeds	None
Construction load	1.50 kN/m <sup>2</sup>		

**Line Loads Perpendicular to Deck Span (Actions)**

None

**Line Loads Parallel to Deck Span (Actions)**

None

**Fire Data**

Design method	Mesh + Deck Method	Fire resistance period	60 mins
Non-permanent imposed loads	N/A		

**Partial Safety Factors****Actions**

Permanent, gamma G	1.35
Permanent - accidental, gamma GA	N/A
Variable, gamma Q	1.50
Combination factor - Fire, psi 1	0.70
Combination factor, psi 0	0.70

**Materials**

Structural steel - elastic, gamma M0	1.00
Structural steel - buckling, gamma M1	1.00
Concrete, gamma C	1.50
Reinforcement, gamma S	1.15
Combination factor, psi 2	0.60

**Construction Stage**

Loadings	@ SLS (kN/m <sup>2</sup> )	@ ULS (kN/m <sup>2</sup> )
Self weight of decking	0.10	0.14
Self weight of concrete slab (wet)	2.94	4.41
Reinforcement	0.14	0.19
Total weight of slab	3.18	4.73
Construction live load	0.75	1.13
Construction live load patch	0.75	1.13

**Effective Span of Deck**Effective span  $L_e$ , is the smaller of

- 1) c/c of supports = 1.65 m
  - 2) clear span + deck depth =  $1.49 + 60.0 / 1000$   
= 1.55 m
- Therefore  $L_e$  = 1.55 m

**Shear Resistance Check (BS EN 1993-1-3 Clause 6.1.5 and 6.1.7.3)**

Applied shear	6.51 kN/m			
Web shear resistance, $P_v$	58.64 kN/m	Unity Factor	0.11	PASS
Applied reaction	10.40 kN/m			
Web crushing resistance, $P_w$	37.08 kN/m	Unity Factor	0.28	PASS

**Bending Resistance Check (BS EN 1993-1-3 Clause 6.1.4.1)**

\*\*\* Note: Redistribution of hogging moment is applied, based on equilibrium of the continuous decking as the sagging moment does not exceed design resistance.

**Sagging**

Max applied moment	1.60 kNm/m			
Moment resistance	9.30 kNm/m	Unity Factor	0.17	PASS

**Hogging**

Applied moment	0.00 kNm/m			
Moment resistance	7.50 kNm/m	Unity Factor	0.00	PASS

**Combined Effects****Bending and Web Crushing (BS EN 1993-1-3 Clause 6.1.11)**

\*\*\* Note: Redistribution of hogging moment is applied, based on equilibrium of the continuous decking as the sagging moment does not exceed design resistance.

Design unity factor is the worst case of

1. Maximum hogging:

$$(5.76 / 37.08 + 0.00 / 7.50) / 1.25 = 0.12$$

2. Maximum reaction:

$$(10.40 / 37.08 + 0.00 / 7.50) / 1.25 = 0.22$$

Design unity factor = 0.22

PASS

**Bending and Shear (BS EN 1993-1-3 Clause 6.1.10)**

\*\*\* Note: Low shear - This check is not required

**Support Interaction Check at Serviceability Limit State (BS EN 1993-1-3 Clause 7.2)**

Design unity factor is the worst case of

1. Maximum hogging:

$$(8.52 / 37.08 + 1.20 / 7.50) / (0.9 * 1.25) = 0.35$$

2. Maximum reaction:

$$(8.52 / 37.08 + 1.20 / 7.50) / (0.9 * 1.25) = 0.35$$

Design unity factor = 0.35

PASS

**Deflection**

Allowable deflection is the lesser of

- 1) Effective span / deflection limit without ponding = 8.61 mm
- 2) Deflection limit without ponding, absolute maximum value = 20.00 mm
- 3) Slab depth / 10 = 15.00 mm

Max self weight deflection = 0.67mm &lt;= 8.61mm

SATISFACTORY

### Normal Stage

#### Span

The effective composite span is 1.61 m

Loadings	@ SLS (kN/m <sup>2</sup> )	@ ULS (kN/m <sup>2</sup> )
Dead (Profile, concrete, reinforcement)	3.06	4.14
Imposed	3.50	5.25
Superimp (Ceiling, services, screed, finishes)	1.00	1.35
Total	7.56	10.74

All line and point described above in 'Loading Details' are applied at the Normal stage

#### Shear Resistance Check

##### Vertical Shear (BS EN 1992-1-1 Clause 6.2.2)

Maximum applied shear 8.29 kN/m  
 Shear resistance of end diaphragm (ComFlor 225 only) 0.00 kN/m \*\*\*test value

Vertical shear resistance is the greater of:

1.  $(0.49 * 400.00 * 116.30) / 1000 + 0.00$
  2.  $(0.12 * 2.00 * (100 * 0.02 * 25.00)^{1/3}) * 400.00 * 116.30 / 1000 + 0.00$
- = 41.13 kN/m

Unity Factor =  $8.29/41.13 = 0.20 < 1$

PASS

##### Punching Shear (BS EN 1994-1-1 Clause 9.7.6)

N/A - no concentrated loads have been applied

##### Bending Resistance Check (BS EN 1994-1-1 Clause 9.7.2)

Applied bending moment 3.06 kNm/m  
 Depth of concrete stress block 10.37 mm  
 Lever arm 111.56 mm  
 Compression in concrete 146.94 kN/m  
 Moment Resistance 23.87 kNm/m

Unity Factor =  $3.06/23.87 = 0.13 < 1$

PASS

#### Fire Resistance

Effective span in fire 1.50 m  
 Fire total UDL 6.53 kN/m<sup>2</sup>  
 Fire free moment 1.84 kNm/m  
 Moment resistance 17.53 kNm/m  
 Total moment resistance 20.15 kNm/m  
 Unity Factor 0.09

PASS

#### Deflection

##### Properties

Modular ratio 10.00  
 Uncracked section inertia 22918810.00 mm<sup>4</sup>  
 Cracked section inertia 10434280.00 mm<sup>4</sup>

##### Deflection Checks

Imposed load deflection 0.09 mm  
 Allowable deflection (20 mm max) 20.00 mm  
 Total deflection 0.11 mm  
 Allowable deflection 6.43 mm

SATISFACTORY

PASS

##### Dynamic Sensitivity

Dynamic inertia (cracked section) 1144.51 cm<sup>4</sup>  
 Maximum deflection 0.16 mm  
 Frequency 45.29 Hz

Unity Factor =  $5.00/45.29 = 0.11 < 1$

PASS

**Έλεγχος σύμμικτης κύριας δοκού**

## DATA

**General parameters****COMPOSITE BEAM****Main span**

L = 10.000 m

**Intermediate beam**

Width on the left

L<sub>1</sub> = 5.000 m    Max. participating width    L<sub>1</sub> = 2.500 m

Width on the right

L<sub>2</sub> = 5.000 m    Max. participating width    L<sub>2</sub> = 2.500 m

**Slab****Slab with profiled sheeting**

Total thickness = 15.00 cm

**Profiled steel sheeting ""**, parallel to the beam(h = 60.0 mm ; e = 300.0 mm ; b<sub>1</sub> = 120.0 mm ; b<sub>2</sub> = 170.0 mm ; t = 0.90 mm ; h<sub>pg</sub> = 15.00 mm ; f<sub>y</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup> ; M = 13.97 daN/m<sup>2</sup>)**Section****HE 450 A - S355 JR/J0/J2/K2**

h<sub>t</sub> = 440.0 mm

b<sub>f</sub> = 300.0 mm

t<sub>w</sub> = 11.5 mm

t<sub>f</sub> = 21.0 mm

r = 27.0 mm

A = 178.03 cm<sup>2</sup>

A<sub>v</sub> = 65.78 cm<sup>2</sup>

I<sub>y</sub> = 63721.64 cm<sup>4</sup>

I<sub>z</sub> = 9465.33 cm<sup>4</sup>

I<sub>t</sub> = 243.76 cm<sup>6</sup>

I<sub>w</sub> = 4147629.00 cm<sup>6</sup>

W<sub>el,y</sub> = 2896.44 cm<sup>3</sup>

W<sub>pl,y</sub> = 3215.87 cm<sup>3</sup>

**Materials****Steel**

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 2022\_01

Flanges    f<sub>yf</sub> = 345 N/mm<sup>2</sup>

Web    f<sub>yw</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup>

Section    f<sub>y</sub> = 345 N/mm<sup>2</sup>

ε = 0.825

**Concrete slab C25/30**

f<sub>ck</sub> = 25 N/mm<sup>2</sup>

E<sub>cm</sub> = 31476 N/mm<sup>2</sup>

Modular ratio for LONG TERM

C<sub>eq</sub> = 19.81

Modular ratio for SHORT TERM

C<sub>eq</sub> = 6.67

Shrinkage (R) - Long term

ε = 300.10<sup>-6</sup>

Density of the concrete (slab)

ρ = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

**Reinforcement steel**

f<sub>yk</sub> = 500 N/mm<sup>2</sup>

**Connection****Connectors Diameter 19-125**

φ = 19.0 mm

h = 125.0 mm

f<sub>y</sub> = 350.0 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>u</sub> = 450.0 N/mm<sup>2</sup>

Main span

L = 10.000 m    e = 0.200 m    n = 2 row(s)

Total number of connectors : 100

**Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports****Propping in the construction stage**

No propping





**Serviceability Limit States**  
(CONSTRUCTION stage)

**Deflections per load case**

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	16.4 mm (L / 609)
Case 'Construction load' ( $Q_c$ )	Span	$v_{max} =$	3.6 mm (L / 2740)
	Total deflection	$v_{max} =$	20.1 mm (L / 498)

**FINAL stage**

**Participating width**

on left support	1.875 m
L / 4 (= 2.500 m)	2.500 m
3 L / 4 (= 7.500 m)	2.500 m
on right support	1.875 m

**Moments of inertia**

	...at mid-span
Long-term	137725 cm <sup>4</sup>
Short-term	189069 cm <sup>4</sup>

**Resistance of the connectors**

$$P_{Rd} = 74.29 \text{ kN}$$

**Verification of the degree of connection**

$$\text{Minimum degree of connection} = 0.537$$

$$F_{\text{Steel}} = 6141.96 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Concrete}} = 3187.50 \text{ kN}$$

$$\text{Degree of connection} = 1.165 > 1$$

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

**Plastic resistance - Full connection**

$$\text{Plastic shear force resistance} \quad V_{pl,Rd} = 1310.30 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$$

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

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>**

**Support reactions**

$$R_{V1} = 276.99 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 276.99 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :  $A_s/s_f > 4.33 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$M_{Ed,max(+)} = 692.55 \text{ kN.m} \quad M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.416 \quad (x = 5.000 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = -277.01 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.211 \quad (x = 0.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.416 \quad (x = 5.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{Vh} = 0.990$$

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

Minimum transverse reinforcement ratio :  
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,\min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 0.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

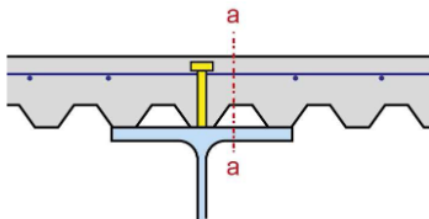
Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 4.33 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.48 \%)$$

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.

<b>Plastic moment in span</b>	$M_{pl,Rd} =$	<b>1664.84 kN.m</b>
<b>Maximum criterion for bending resistance</b>	$\Gamma_{M,max} =$	<b>0.416</b>
<b>Maximum criterion for shear force resistance</b>	$\Gamma_{V,max} =$	<b>0.211</b>
<b>Maximum criterion for bending moment - shear force interaction</b>	$\Gamma_{MV,max} =$	<b>0.416</b>
<b>Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab</b>	$\Gamma_{Vh,max} =$	<b>0.990</b>

**Serviceability Limit States****Deflections per load case**

<b>Case 'Dead weight'</b>	$v_{max} =$	16.4 mm (L / 609)
<b>Case 'Other permanent loads'</b>	$v_{max} =$	3.4 mm (L / 2950)
<b>Case 'Q<sub>1</sub>'</b>	$v_{max} =$	4.9 mm (L / 2027)
<b>Case 'Shrinkage (R) - Long term'</b>	$v_{max} =$	6.4 mm (L / 1572)

**Deflections per combination**

<b>Combination SLS 'G + R + Q<sub>1</sub>'</b>	$v_{max} =$	31.1 mm (L / 322)
--	-------------	-------------------

**Estimation of the first natural frequency** G + 0.00 Q<sub>1</sub> : 6.27 Hz

$$G + 0.10 Q_1 : 6.09 \text{ Hz}$$

$$G + 0.20 Q_1 : 5.92 \text{ Hz}$$

$$G + 0.30 Q_1 : 5.76 \text{ Hz}$$

$$G + 0.40 Q_1 : 5.62 \text{ Hz}$$

$$G + 0.50 Q_1 : 5.49 \text{ Hz}$$

$$G + 0.60 Q_1 : 5.36 \text{ Hz}$$

$$G + 0.70 Q_1 : 5.25 \text{ Hz}$$

$$G + 0.80 Q_1 : 5.14 \text{ Hz}$$

$$G + 0.90 Q_1 : 5.03 \text{ Hz}$$

$$G + 1.00 Q_1 : 4.94 \text{ Hz}$$

**Έλεγχος σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού**

## DATA

**General parameters****Main span****COMPOSITE BEAM**

L = 5.000 m

**Intermediate beam**

Width on the left

L<sub>1</sub> = 1.650 m Max. participating width L<sub>1</sub> = 0.825 m

Width on the right

L<sub>2</sub> = 1.650 m Max. participating width L<sub>2</sub> = 0.825 m

**Slab****Slab with profiled sheeting**

Total thickness = 15.00 cm

**Profiled steel sheeting** "", perpendicular to the beam

(h = 60.0 mm ; e = 300.0 mm ; b<sub>1</sub> = 120.0 mm ; b<sub>2</sub> = 170.0 mm ; t = 0.90 mm ; h<sub>pg</sub> = 15.00 mm ; f<sub>y</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup> ; M = 13.97 daN/m<sup>2</sup>)

Sheeting not interrupted at beam

**Section****HE 200 A - S355 JR/J0/J2/K2**

$$\begin{aligned} h_t &= 190.0 \text{ mm} \\ b_f &= 200.0 \text{ mm} \\ t_w &= 6.5 \text{ mm} \\ t_f &= 10.0 \text{ mm} \\ r &= 18.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= 53.83 \text{ cm}^2 \\ A_v &= 18.08 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 3692.16 \text{ cm}^4 \\ I_z &= 1335.51 \text{ cm}^4 \\ I_t &= 20.98 \text{ cm}^4 \\ I_w &= 108000.00 \text{ cm}^6 \\ W_{el,y} &= 388.65 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,y} &= 429.48 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

**Materials****Steel**

$$\begin{aligned} E &= 210000 \text{ N/mm}^2 \\ \rho &= 7850 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f<sub>y</sub> with thickness according to EN 10025-2

Databases 2022\_01

$$\begin{aligned} \text{Flanges } f_{yf} &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Web } f_{yw} &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Section } f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon &= 0.814 \end{aligned}$$

**Concrete slab C25/30**

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 31476 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Modular ratio for LONG TERM

C<sub>eq</sub> = 19.81

Modular ratio for SHORT TERM

C<sub>eq</sub> = 6.67

Shrinkage (R) - Long term

ε = 300 · 10<sup>-6</sup>

Density of the concrete (slab)

ρ = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

**Reinforcement steel**

f<sub>yk</sub> = 500 N/mm<sup>2</sup>

**Connection****Connectors Diameter 19-125**

$$\begin{aligned} \phi &= 19.0 \text{ mm} \\ h &= 125.0 \text{ mm} \\ f_y &= 350.0 \text{ N/mm}^2 \\ f_u &= 450.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Main span

L = 5.000 m e = 0.300 m n = 2 row(s)

Total number of connectors : 34

**Lateral restraint of the beam** - The beam is laterally restrained at supports**Propping in the construction stage**

No propping

**Loads****Loads at construction stage**

<b>Permanent loads (g)</b>	Dead weight of the profile	0.42 kN/m
	Dead weight of the slab ( 3.10 kN/m <sup>2</sup> )	5.11 kN/m
<b>Construction load (Q<sub>c</sub>)</b>	Q <sub>c</sub> = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	1.24 kN/m

**Loads at final stage**

<b>Permanent loads</b>	Dead weight of the profile	0.42 kN/m
	Dead weight of the slab ( 3.10 kN/m <sup>2</sup> )	5.11 kN/m
Span	Surface load = 1.50 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Live load case n° 1 ( ψ<sub>0</sub> = 0.70)</b>		
Span	Surface load = 3.00 kN/m <sup>2</sup>	

**Partial Factors**

Permanent loads	γ <sub>G.sup</sub> = 1.35	Structural steel	γ <sub>M0</sub> = 1.00
	γ <sub>G.inf</sub> = 1.00	Structural steel (instabilities)	γ <sub>M1</sub> = 1.00
Live loads	γ <sub>Q</sub> = 1.50	Concrete	γ <sub>c</sub> = 1.50
		Reinforcement bars	γ <sub>s</sub> = 1.15
		Connectors	γ <sub>v</sub> = 1.25
		Shear resistance of the steel sheeting	γ <sub>ap</sub> = 1.10

**Combinations of actions**

**ULS combination (construction stage)**      1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub>

**ULS combination(s)**      1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>

**SLS combination(s)**      G + R + Q<sub>1</sub>  
**CONSTRUCTION stage**

Moment resistance      Section Class 2      M<sub>Rd</sub> = 152.47 kN.m

Plastic shear force resistance      V<sub>pl,Rd</sub> = 370.59 kN (η = 1.20)

No risk of shear buckling ( h<sub>w</sub> / t<sub>w</sub> < 72 ε / η EN 1993-1-1 § 6.2.6(6)

**ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub>**

**Support reactions**      R<sub>V1</sub> = 23.30 kN  
R<sub>V2</sub> = 23.30 kN

**Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling**

μ<sub>cr</sub> = 5.05 (LTBeam calc. module)

M <sub>Ed,max(+)</sub> =	29.13 kN.m	M <sub>Ed,max(-)</sub> =	0.00 kN.m	Γ <sub>M</sub> =	0.191	(x = 2.500 m)
V <sub>Ed,max</sub> =	23.30 kN			Γ <sub>V</sub> =	0.063	(x = 5.000 m)
				Γ <sub>MV</sub> =	0.191	(x = 2.500 m)
				Γ <sub>LT</sub> =	0.277	

**Maximum criterion for bending resistance**      Γ<sub>M,max</sub> = 0.191

**Maximum criterion for shear force resistance**      Γ<sub>V,max</sub> = 0.063

**Maximum criterion for bending moment - shear force interaction**      Γ<sub>MV,max</sub> = 0.191

**Maximum criterion for lateral torsional buckling**      Γ<sub>LT,max</sub> = 0.277

**Serviceability Limit States**  
(CONSTRUCTION stage)

**Deflections per load case**

<b>Case 'Dead weight'</b>	Span	$v_{max} =$	5.8 mm (L / 861)
<b>Case 'Construction load' (Q<sub>c</sub>)</b>	Span	$v_{max} =$	1.3 mm (L / 3847)
	Total deflection	$v_{max} =$	7.1 mm (L / 704)

**FINAL stage**

<b>Participating width</b>	on left support	0.938 m
	L / 4 (= 1.250 m)	1.250 m
	3 L / 4 (= 3.750 m)	1.250 m
	on right support	0.938 m

**Moments of inertia**

	...at mid-span
Long-term	15129 cm <sup>4</sup>
Short-term	21152 cm <sup>4</sup>

**Resistance of the connectors**  $P_{Rd} = 52.01$  kN

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.400

$F_{Steel} = 1911.01$  kN

$F_{Concrete} = 1328.13$  kN

Degree of connection = 0.627 > 0.400

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

**Plastic resistance with partial connection**

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

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

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>**

**Support reactions**  $R_{V1} = 45.58$  kN

$R_{V2} = 45.58$  kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :  $A_s/s_f > 0.72$  cm<sup>2</sup>/m

$M_{Ed,max(+)} = 56.98$  kN.m  $\Gamma_M = 0.209$  (x = 3.083 m)

$V_{Ed,max} = -45.58$  kN  $\Gamma_V = 0.123$  (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.209$  (x = 3.083 m)

$\Gamma_{Vh} = 0.427$

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

Minimum transverse reinforcement ratio :  
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,\min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 0.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

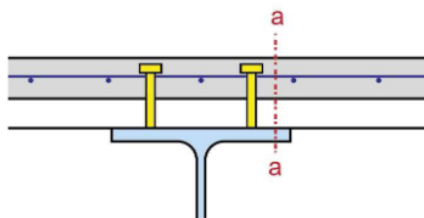
Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.72 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$

Note: this result is provided as an indication.

Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.

Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above

Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam

Any other configuration requires a specific calculation

the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.

In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.

When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,

their influence can be considered with a specific calculation.

The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance

has not been considered.

**Plastic moment in span**  $M_{pl,Rd} = 282.71 \text{ kN.m}$

**Maximum criterion for bending resistance**  $\Gamma_{M,\max} = 0.209$

**Maximum criterion for shear force resistance**  $\Gamma_{V,\max} = 0.123$

**Maximum criterion for bending moment - shear force interaction**  $\Gamma_{MV,\max} = 0.209$

**Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab**  $\Gamma_{Vh,\max} = 0.427$

**Serviceability Limit States****Deflections per load case**

**Case 'Dead weight'**  $v_{\max} = 5.8 \text{ mm (L / 861)}$

**Case 'Other permanent loads'**  $v_{\max} = 0.6 \text{ mm (L / 7850)}$

**Case 'Q<sub>1</sub>'**  $v_{\max} = 0.9 \text{ mm (L / 5497)}$

**Case 'Shrinkage (R) - Long term'**  $v_{\max} = 3.3 \text{ mm (L / 1493)}$

**Deflections per combination**

**Combination SLS 'G + R + Q<sub>1</sub>'**  $v_{\max} = 10.7 \text{ mm (L / 467)}$

**Estimation of the first natural frequency**

G + 0.00 Q<sub>1</sub> :14.65 Hz

G + 0.10 Q<sub>1</sub> :14.21 Hz

G + 0.20 Q<sub>1</sub> :13.82 Hz

G + 0.30 Q<sub>1</sub> :13.45 Hz

G + 0.40 Q<sub>1</sub> :13.11 Hz

G + 0.50 Q<sub>1</sub> :12.80 Hz

G + 0.60 Q<sub>1</sub> :12.51 Hz

G + 0.70 Q<sub>1</sub> :12.23 Hz

G + 0.80 Q<sub>1</sub> :11.98 Hz

G + 0.90 Q<sub>1</sub> :11.74 Hz

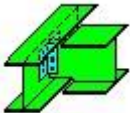

G + 1.00 Q<sub>1</sub> :11.51 Hz

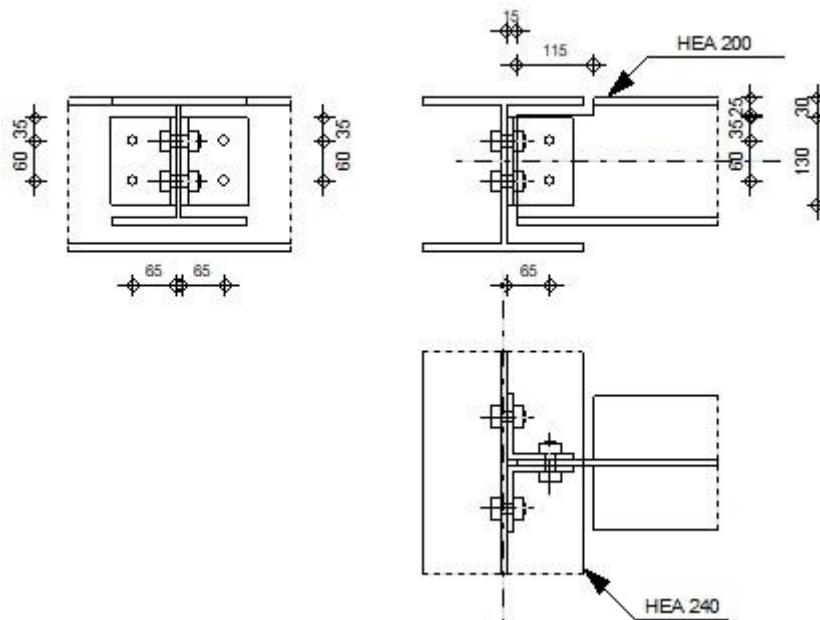




# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Σύνδεση διαδοκίδας HEA 200 και κύριας δοκού HEA 240

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	<b>Calculation of the beam-to-beam (web) connection</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009					Ratio <b>0.71</b>



## 7.1 General

Connection no.: 2

Connection name: Beam-beam (web)

Connection no.: 2  
 Structure node: 60  
 Structure members: 3, 20

## 7.2 Geometry

### 7.2.1 Principal beam

Section: HEA 240

Member no.: 3

$\alpha = -90.0$  [Deg] Inclination angle  
 $h_g = 230$  [mm] Height of the principal beam section  
 $b_{fg} = 240$  [mm] Width of the flange of the principal beam section  
 $t_{wg} = 8$  [mm] Thickness of the web of the principal beam section  
 $t_{fg} = 12$  [mm] Thickness of the flange of the principal beam section  
 $r_g = 21$  [mm] Fillet radius of the web of the principal beam section  
 $A_p = 76.84$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a principal beam  
 $I_{yp} = 7763.18$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the principal beam section  
 Material: S 355  
 $f_{yg} = 355.00$  [MPa] Design resistance  
 $f_{ug} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.2.2 Beam

Section: HEA 200

Member no.: 20

$\alpha = 0.0$  [Deg] Inclination angle  
 $h_b = 190$  [mm] Height of beam section  
 $b_b = 200$  [mm] Width of beam section  
 $t_{wb} = 6$  [mm] Thickness of the web of beam section  
 $t_{fb} = 10$  [mm] Thickness of the flange of beam section  
 $r_b = 18$  [mm] Radius of beam section fillet  
 $A_b = 53.83$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a beam  
 $I_{yb} = 3692.15$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the beam section

Material: S 355

$f_{yb} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{ub} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.2.3 Beam cut

$h_1 = 25$  [mm] Top cut-out

$h_2 = 0$  [mm] Bottom cut-out

$l = 115$  [mm] Cut-out length

### 7.2.4 Angle

Section: LR 100x100x10

$h_k = 100$  [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

$l_k = 130$  [mm] Angle length

Material: S 355

$f_{yk} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{uk} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.2.5 Bolts

#### 7.2.5.1 Bolts connecting angle with principal beam

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

$A_s = 1.57$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt

$A_v = 2.01$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section

$f_{ub} = 600.00$  [MPa] Tensile resistance

$k = 1$  Number of bolt columns

$w = 2$  Number of bolt rows

$e_1 = 35$  [mm] Level of first bolt

$p_1 = 60$  [mm] Vertical spacing

### 7.2.5.2 Bolts connecting angle with beam

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

Class =	6.8	Bolt class
d =	16 [mm]	Bolt diameter
d <sub>0</sub> =	18 [mm]	Bolt opening diameter
A <sub>s</sub> =	1.57 [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
A <sub>v</sub> =	2.01 [cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
f <sub>ub</sub> =	600.00 [MPa]	Tensile resistance
k =	1	Number of bolt columns
w =	2	Number of bolt rows
e <sub>1</sub> =	35 [mm]	Level of first bolt
p <sub>1</sub> =	60 [mm]	Vertical spacing

### 7.2.6 Material factors

γ <sub>M0</sub> =	1.00	Partial safety factor	[2.2]
γ <sub>M2</sub> =	1.25	Partial safety factor	[2.2]

## 7.3 Loads

Case: 24: 1.35G+1.5Q+0.9WIND\_Y\_+0.2 (1+8)\*1.35+2\*1.50+15\*0.90

N <sub>b,Ed</sub> =	0.00 [kN]	Axial force
V <sub>b,Ed</sub> =	42.24 [kN]	Shear force
M <sub>b,Ed</sub> =	0.00 [kN*m]	Bending moment

## 7.4 Results

### 7.4.1 Bolts connecting angle with principal beam

#### 7.4.1.1 Bolt capacities

F <sub>v,Rd</sub> = 57.91 [kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	F <sub>v,Rd</sub> = 0.6*f <sub>ub</sub> *A <sub>v</sub> *m/γ <sub>M2</sub>
F <sub>t,Rd</sub> = 67.82 [kN]	Tensile resistance of a single bolt	F <sub>t,Rd</sub> = 0.9*f <sub>u</sub> *A <sub>s</sub> /γ <sub>M2</sub>

#### Bolt bearing on the principal beam web

Direction x

k <sub>1x</sub> = 2.50	Coefficient for calculation of F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1x</sub> = min[2.8*(e <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 1.4*(p <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 2.5]
------------------------	--	--

k<sub>1x</sub> > 0.0      2.50 > 0.00      **verified**

$$\alpha_{bx} = 1.00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 112.80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.86 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 97.13 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 97.48 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 97.48 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

### 7.4.1.2 Forces acting on bolts in the principal beam - angle connection

#### Bolt shear

$$e = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web}$$

$$M_0 = 1.44 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \cdot \\ \text{m}] \end{matrix} \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = \frac{10.5}{6} \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = \frac{24.0}{2} \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$e = 68$  [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$$F_{x,Ed} = \frac{24.0}{2} \text{ [kN]} \text{ Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = \frac{10.5}{6} \text{ [kN]} \text{ Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = \frac{26.2}{4} \text{ [kN]} \text{ Resultant shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$$

$$F_{Rdx} = \frac{97.4}{8} \text{ [kN]} \text{ Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \frac{97.1}{3} \text{ [kN]} \text{ Effective design capacity of a bolt on the direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 24.02  < 97.48$	verifie d	(0.25)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 10.56  < 97.13$	verifie d	(0.11)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$26.24 < 57.91$	verifie d	(0.45)

### Bolt tension

$e = 69$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$$M_{0t} = 1.45 \frac{\text{[kN}^*\text{m]}}{\text{m}} \text{ Real bending moment} \quad M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$$

$$F_{t,Ed} = \frac{24.2}{0} \text{ [kN]} \text{ Tensile force in the outermost bolt} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} * \frac{z_{max}}{\sum z_i^2} + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$24.20 < 67.82$	verifi ed	(0.36)
--------------------------	-----------------	--------------	--------

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

$$F_{v,Ed} = 26.24 \text{ [kN]} \text{ Resultant shear force in a bolt} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0.71 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.71)$$

## 7.4.2 Bolts connecting angle with beam

### 7.4.2.1 Bolt capacities

$$F_{v,Rd} = 115.81 \text{ [kN]} \text{ Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

### Bolt bearing on the beam

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.93 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.93 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 90.52 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.74 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.74 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 72.41 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 194.96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 194.96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

### 7.4.2.2 Forces acting on bolts in the angle - beam connection

#### Bolt shear

$$e = 69 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web}$$

$$M_0 = 2.90 \quad \left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$$

$$F_{Nx} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force} \quad F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$$

$e = 69$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$F_{Vz} = \frac{21.1}{2}$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force  $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = \frac{48.4}{0}$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction  $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0.00$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction  $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = \frac{48.4}{0}$  [kN] Design total force in a bolt on the direction x  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = \frac{21.1}{2}$  [kN] Design total force in a bolt on the direction z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = \frac{52.8}{0}$  [kN] Resultant shear force in a bolt  $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = \frac{90.5}{2}$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = \frac{72.4}{1}$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 48.40  < 90.52$	verifie d	(0.53)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 21.12  < 72.41$	verifie d	(0.29)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$52.80 < 115.81$	verifie d	(0.46)

### 7.4.3 Verification of the section due to block tearing (axial force)

#### 7.4.3.1 Angle

$A_{nt} = 4.20$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 5.20$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 264.50$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 * N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|0.00| < 264.50$  verified (0.00)

#### 7.4.3.2 Beam

$A_{nt} = 2.73$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 5.33$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear



$$A_{nt} = 2.73 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$V_{effRd} = 211.89 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.00| < 211.89 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

#### 7.4.4 Verification of the section due to block tearing (shear force)

##### 7.4.4.1 Angle

$$A_{nt} = 2.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 6.80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 188.25 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |21.12| < 188.25 \quad \text{verified} \quad (0.11)$$

##### 7.4.4.2 Beam

$$A_{nt} = 2.66 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 4.74 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 147.36 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |42.24| < 147.36 \quad \text{verified} \quad (0.29)$$

#### 7.4.5 Verification of angle section weakened by openings

$$A_t = 6.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 4.70 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.65 < 0.94$$

$$W_{net} = 27.22 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 9.66 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Design resistance of the section for bending} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1.45| < 9.66 \quad \text{verified} \quad (0.15)$$

$$A_v = 13.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Effective section area for shear} \quad A_v = I_a \cdot t_{ra}$$

$$A_{v,net} = 9.40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of a section effective for shear} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 192.66 \text{ [kN]} \text{ Design plastic resistance for shear} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |21.12| < 192.66 \quad \text{verified} \quad (0.11)$$

#### 7.4.6 Verification of a beam section weakened by openings

$A_t = 5.36$  [cm<sup>2</sup>] Area of tension zone of the gross section

$A_{t,net} = 4.19$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.70 < 0.94$$

$W_{net} = 27.83$  [cm<sup>3</sup>] Elastic section modulus

$M_{c,Rdnet} = 9.88$  [kN\*m] Design resistance of the section for bending

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |2.90| < 9.88 \quad \text{verified} \quad (0.29)$$

$A_v = 10.72$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area for shear

$A_{v,net} = 8.38$  [cm<sup>2</sup>] Net area of a section effective for shear

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$



$V_{pl,Rd} = 219.82$  [kN] Design plastic resistance for shear

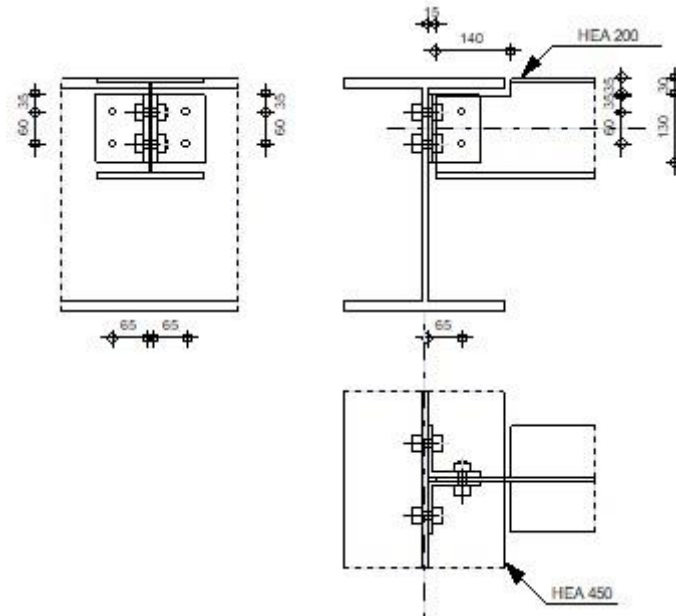
$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |42.24| < 219.82 \quad \text{verified} \quad (0.19)$$

**Connection conforms to the code** Ratio 0.71

## Σύνδεση διαδοκίδας HEA 200 και κύριας δοκού HEA 450

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	<b>Calculation of the beam-to-beam (web) connection</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009					



### 7.5 General

Connection no.: 3

Connection name: Beam-beam (web)

Structure node: 61

Structure members: 12, 20

### 7.6 Geometry

#### 7.6.1 Principal beam

Section: HEA 450

Member no.: 12

$\alpha = -90.0$  [Deg] Inclination angle

$h_g = 440$  [mm] Height of the principal beam section

$b_{fg} = 300$  [mm] Width of the flange of the principal beam section

$t_{wg} = 12$  [mm] Thickness of the web of the principal beam section

Section: HEA 450

$t_{fg} = 21$  [mm] Thickness of the flange of the principal beam section

$r_g = 27$  [mm] Fillet radius of the web of the principal beam section

$A_p = 178.03$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a principal beam

$I_{yp} = 63721.60$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the principal beam section

Material: S 355

$f_{yg} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{ug} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.6.2 Beam

Section: HEA 200

Member no.: 20

$\alpha = 0.0$  [Deg] Inclination angle

$h_b = 190$  [mm] Height of beam section

$b_b = 200$  [mm] Width of beam section

$t_{wb} = 6$  [mm] Thickness of the web of beam section

$t_{fb} = 10$  [mm] Thickness of the flange of beam section

$r_b = 18$  [mm] Radius of beam section fillet

$A_b = 53.83$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a beam

$I_{yb} = 3692.15$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the beam section

Material: S 355

$f_{yb} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{ub} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.6.3 Beam cut

$h_1 = 35$  [mm] Top cut-out

$h_2 = 0$  [mm] Bottom cut-out

$l = 140$  [mm] Cut-out length

### 7.6.4 Angle

Section: LR 100x100x10

$h_k = 100$  [mm] Height of angle section

$b_k = 100$  [mm] Width of angle section

$t_{fk} = 10$  [mm] Thickness of the flange of angle section

$h_k =$	100	[mm]	Height of angle section
$r_k =$	12	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_k =$	130	[mm]	Angle length
<b>Material:</b>	S 355		
$f_{yk} =$	355.00	[MPa]	Design resistance
$f_{uk} =$	470.00	[MPa]	Tensile resistance

### 7.6.5 Bolts

#### 7.6.5.1 Bolts connecting angle with principal beam

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

<b>Class =</b>	6.8		Bolt class
<b>d =</b>	16	[mm]	Bolt diameter
<b>d<sub>0</sub> =</b>	18	[mm]	Bolt opening diameter
<b>A<sub>s</sub> =</b>	1.57	[cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
<b>A<sub>v</sub> =</b>	2.01	[cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
<b>f<sub>ub</sub> =</b>	600.00	[MPa]	Tensile resistance
<b>k =</b>	1		Number of bolt columns
<b>w =</b>	2		Number of bolt rows
<b>e<sub>1</sub> =</b>	35	[mm]	Level of first bolt
<b>p<sub>1</sub> =</b>	60	[mm]	Vertical spacing

#### 7.6.5.2 Bolts connecting angle with beam

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

<b>Class =</b>	6.8		Bolt class
<b>d =</b>	16	[mm]	Bolt diameter
<b>d<sub>0</sub> =</b>	18	[mm]	Bolt opening diameter
<b>A<sub>s</sub> =</b>	1.57	[cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
<b>A<sub>v</sub> =</b>	2.01	[cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
<b>f<sub>ub</sub> =</b>	600.00	[MPa]	Tensile resistance
<b>k =</b>	1		Number of bolt columns
<b>w =</b>	2		Number of bolt rows
<b>e<sub>1</sub> =</b>	35	[mm]	Level of first bolt
<b>p<sub>1</sub> =</b>	60	[mm]	Vertical spacing

### 7.6.6 Material factors

$$\gamma_{M0} = 1.00 \quad \text{Partial safety factor} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Partial safety factor} \quad [2.2]$$

### 7.7 Loads

Case: 24:  $1.35G+1.5Q+0.9WIND\_Y\_+0.2(1+8)*1.35+2*1.50+15*0.90$

$$N_{b,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Axial force}$$

$$V_{b,Ed} = 42.24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force}$$

$$M_{b,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Bending moment}$$

### 7.8 Results

#### 7.8.1 Bolts connecting angle with principal beam

##### 7.8.1.1 Bolt capacities

$$F_{v,Rd} = 57.91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 67.82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the principal beam web

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1.00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 172.96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.86 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 148.94 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the angle

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 97.48 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 97.48 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

### 7.8.1.2 Forces acting on bolts in the principal beam - angle connection

#### Bolt shear

$$e = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web}$$

$$M_0 = 1.44 \quad \frac{[\text{kN} \cdot \text{m}]}{\text{m}} \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = \frac{10.5}{6} \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = \frac{24.0}{2} \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = \frac{24.0}{2} \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = \frac{10.5}{6} \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = \frac{26.2}{4} \quad [\text{kN}] \quad \text{Resultant shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$$

$$F_{Rdx} = \frac{97.4}{8} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \frac{97.4}{8} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |24.02| < 97.48 \quad \text{verify (0.25 d)}$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |10.56| < 97.48 \quad \text{verify (0.11 d)}$$

$e = 68$  [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$26.24 < 57.91$	verified (0.45)
		d)

### Bolt tension

$e = 71$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$M_{0t} = 1.49$ [kN*m]	Real bending moment	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
------------------------	---------------------	--

$F_{t,Ed} = 24.90$ [kN]	Tensile force in the outermost bolt	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
-------------------------	-------------------------------------	--

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$24.90 < 67.82$	verified (0.37)
--------------------------	-----------------	-----------------

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

$F_{V,Ed} = 26.24$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
-------------------------	---------------------------------	---

$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0.72 < 1.00$	verified (0.72)
--	---------------	-----------------

## 7.8.2 Bolts connecting angle with beam

### 7.8.2.1 Bolt capacities

$F_{V,Rd} = 115.81$ [kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{V,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

### Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	---	--

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified
----------------	---------------	----------

$\alpha_{bx} = 0.93$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.93 > 0.00$	verified
---------------------	---------------	----------

$F_{b,Rd1x} = 90.52$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
---------------------------	-------------------------------------	---

Direction z

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	---	---

$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified
----------------	---------------	----------

$\alpha_{bz} = 0.56$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.56 > 0.00$	verified
---------------------	---------------	----------

$F_{b,Rd1z} = 54.31$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
---------------------------	-------------------------------------	---

### Bolt bearing on the angle



## Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 194.96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

## Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 194.96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

## 7.8.2.2 Forces acting on bolts in the angle - beam connection

## Bolt shear

$$e = 71 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web}$$

$$M_0 = 2.99 \quad \left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Nx} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force} \quad F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Vz} = \frac{21.1}{2} \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Mx} = \frac{49.8}{0} \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction} \quad F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = \frac{49.8}{0} \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = \frac{21.1}{2} \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = \frac{54.1}{0} \quad [\text{kN}] \quad \text{Resultant shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$$

$$F_{Rdx} = \frac{90.5}{2} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \frac{54.3}{1} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$e = 71$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 49.80  < 90.52$	verify (0.55 d)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 21.12  < 54.31$	verify (0.39 d)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$54.10 < 115.81$	verify (0.47 d)

### 7.8.3 Verification of the section due to block tearing (axial force)

#### 7.8.3.1 Angle

$A_{nt} = 4.20$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 5.20$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 264.50$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0.00  < 264.50$	verified	(0.00)
---------------------------------------	-------------------	----------	--------

#### 7.8.3.2 Beam

$A_{nt} = 2.73$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 5.33$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 211.89$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0.00  < 211.89$	verified	(0.00)
-----------------------------	-------------------	----------	--------

### 7.8.4 Verification of the section due to block tearing (shear force)

#### 7.8.4.1 Angle

$A_{nt} = 2.60$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 6.80$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 188.25$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 21.12  < 188.25$	verified	(0.11)
---------------------------------------	--------------------	----------	--------

#### 7.8.4.2 Beam

$A_{nt} = 2.66$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 4.09$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$$A_{nt} = 2.66 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$V_{\text{effRd}} = 134.03 \text{ [kN]} \quad \text{Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{\text{effRd}} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |42.24| < 134.03 \quad \text{verified} \quad (0.32)$$

### 7.8.5 Verification of angle section weakened by openings

$$A_t = 6.50 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 4.70 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.65 < 0.94$$

$$W_{net} = 27.22 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 9.66 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1.49| < 9.66 \quad \text{verified} \quad (0.15)$$

$$A_v = 13.00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Effective section area for shear} \quad A_v = I_a \cdot t_{ia}$$

$$A_{v,net} = 9.40 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of a section effective for shear} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 192.66 \text{ [kN]} \quad \text{Design plastic resistance for shear} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |21.12| < 192.66 \quad \text{verified} \quad (0.11)$$

### 7.8.6 Verification of a beam section weakened by openings

$$A_t = 5.04 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 3.87 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.69 < 0.94$$

$$W_{net} = 24.68 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 8.76 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |2.99| < 8.76 \quad \text{verified} \quad (0.34)$$

$$A_v = 10.07 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Effective section area for shear}$$

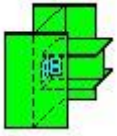

$$A_{v,net} = 7.73 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of a section effective for shear} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

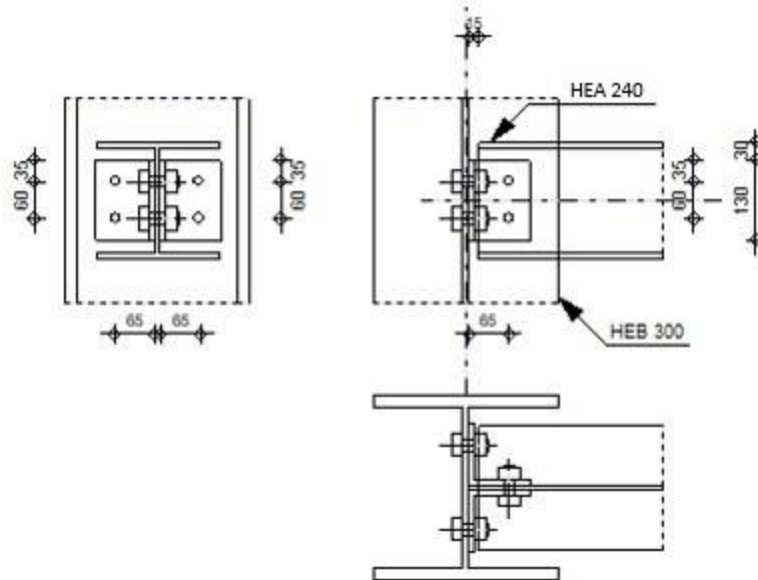
$$V_{pl,Rd} = 206.50 \text{ [kN]} \quad \text{Design plastic resistance for shear} \quad V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |42.24| < 206.50 \quad \text{verified} \quad (0.20)$$

**Connection conforms to the code** Ratio 0.72

## Σύνδεση δοκού HEA 240 και υποστυλώματος HEB 300

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	<b>Calculation of the beam-column (web) connection</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009					



### 7.9 General

Connection no.: 1  
 Connection name: Beam-column (web)  
 Structure node: 43  
 Structure members: 201, 22

### 7.10 Geometry

#### 7.10.1 Column

Section: HEB 300  
 Member no.: 201  
 $\alpha = -90.0$  [Deg] Inclination angle  
 $h_c = 300$  [mm] Height of column section  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Width of column section  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Thickness of the web of column section

Section: HEB 300

$t_{fc} = 19$  [mm] Thickness of the flange of column section

$r_c = 27$  [mm] Radius of column section fillet

$A_c = 149.08$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a column

$I_{yc} = 25165.70$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the column section

Material: S 355

$f_{yc} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{uc} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.10.2 Beam

Section: HEA 240

Member no.: 3

$\alpha = -90.0$  [Deg] Inclination angle

$h_g = 230$  [mm] Height of the principal beam section

$b_{fg} = 240$  [mm] Width of the flange of the principal beam section

$t_{wg} = 8$  [mm] Thickness of the web of the principal beam section

$t_{fg} = 12$  [mm] Thickness of the flange of the principal beam section

$r_g = 21$  [mm] Fillet radius of the web of the principal beam section

$A_p = 76.84$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a principal beam

$I_{yp} = 7763.18$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the principal beam section

Material: S 355

$f_{yg} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{ug} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.10.3 Angle

Section: LR 100x100x10

$h_k = 100$  [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

$l_k = 130$  [mm] Angle length

Material: S 355

$f_{yk} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{uk} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

#### 7.10.4 Bolts

##### 7.10.4.1 Bolts connecting column with angle

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

Class = 6.8 Bolt class

$d = 18$  [mm] Bolt diameter

$d_0 = 20$  [mm] Bolt opening diameter

$A_s = 1.92$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt

$A_v = 2.54$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section

$f_{ub} = 600.00$  [MPa] Tensile resistance

$k = 1$  Number of bolt columns

$w = 2$  Number of bolt rows

$e_1 = 35$  [mm] Level of first bolt

$p_1 = 60$  [mm] Vertical spacing

##### 7.10.4.2 Bolts connecting angle with beam

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

Class = 6.8 Bolt class

$d = 18$  [mm] Bolt diameter

$d_0 = 20$  [mm] Bolt opening diameter

$A_s = 1.92$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt

$A_v = 2.54$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section

$f_{ub} = 600.00$  [MPa] Tensile resistance

$k = 1$  Number of bolt columns

$w = 2$  Number of bolt rows

$e_1 = 35$  [mm] Level of first bolt

$p_1 = 60$  [mm] Vertical spacing

#### 7.10.5 Material factors

$\gamma_{M0} = 1.00$  Partial safety factor [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$  Partial safety factor [2.2]

## 7.11 Loads

Case: 24:  $1.35G+1.5Q+0.9WIND\_Y\_+0.2(1+8)*1.35+2*1.50+15*0.90$

$N_{b,Ed} = 0.00$  [kN] Axial force

$V_{b,Ed} = 62.66$  [kN] Shear force

$M_{b,Ed} = 0.00$  [kN\*m] Bending moment

## 7.12 Results

### 7.12.1 Bolts connecting column with angle

#### 7.12.1.1 Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 73.29$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 82.94$  [kN] Tensile resistance of a single bolt  $F_{t,Rd} = 0.9*f_u*A_s/\gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the column web

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bx} = 1.00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1.00 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1x} = 186.12$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bz} = 0.75$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0.75 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1z} = 139.59$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified
$\alpha_{bx} = 0.58$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.58 > 0.00$	verified
$F_{b,Rd2x} = 98.70$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified
$\alpha_{bz} = 0.58$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.58 > 0.00$	verified
$F_{b,Rd2z} = 98.70$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

### 7.12.1.2 Forces acting on bolts in the column - angle connection

#### Bolt shear

$e = 68$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
$M_0 = 2.14$ [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 15.6/6$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = 0.5 *  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 35.6/4$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 35.6/4$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 15.6/6$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 38.9/3$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 98.7/0$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 98.7/0$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 35.64  < 98.70$	verified (0.36)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 15.66  < 98.70$	verified (0.16)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$38.93 < 73.29$	verified (0.53)



**Bolt tension**

$e = 70$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of column web

$M_{0t} = 2.21$  [kN\*m] Real bending moment  $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 36.8$  [kN] Tensile force in the outermost bolt  $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$   $36.81 < 82.94$  verified (0.44)

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

$F_{v,Ed} = 38.93$  [kN] Resultant shear force in a bolt  $F_{v,Ed} = f[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$   $0.85 < 1.00$  verified (0.85)

**7.12.2 Bolts connecting angle with beam****7.12.2.1 Bolt capacities**

$F_{v,Rd} = 146.57$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Bolt bearing on the beam**

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bx} = 0.83$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0.83 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1x} = 91.65$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bz} = 0.75$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0.75 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1z} = 82.48$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

**Bolt bearing on the angle**

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bx} = 0.58$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.58 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2x} = 197.40$ [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 $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_z/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
$\alpha_{bz} = 0.58$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.58 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2z} = 197.40$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
<b>7.12.2.2 Forces acting on bolts in the angle - beam connection</b>			
<b>Bolt shear</b>			
$e = 70$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of column web		
$M_0 = 4.42$ [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		$F_{Nx} =  N_{b,Ed} /n$
$F_{Vz} = 31.3$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} =  V_{b,Ed} /n$
$F_{Mx} = 73.6$ [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		$F_{Mz} =  M_0  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 73.6$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 31.3$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 80.0$ [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 91.6$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 82.4$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 73.62  < 91.65$	verified	(0.80)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 31.33  < 82.48$	verified	(0.38)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$80.01 < 146.57$	verified	(0.55)

### 7.12.3 Verification of the section due to block tearing (axial force)

#### 7.12.3.1 Angle

$$A_{nt} = 4.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 5.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = \frac{252.8}{8} \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.00| < 252.88 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

#### 7.12.3.2 Beam

$$A_{nt} = 2.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 5.20 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 204.34 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.00| < 204.34 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

### 7.12.4 Verification of the section due to block tearing (shear force)

#### 7.12.4.1 Angle

$$A_{nt} = 2.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 6.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = \frac{180.2}{2} \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |31.33| < 180.22 \quad \text{verified} \quad (0.17)$$

#### 7.12.4.2 Beam

$$A_{nt} = 2.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 6.17 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 175.44 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |62.66| < 175.44 \quad \text{verified} \quad (0.36)$$

### 7.12.5 Verification of angle section weakened by openings

$$A_t = 6.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 4.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$A_t = 6.50 \text{ [cm}^2\text{]}$  Area of tension zone of the gross section

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.62 < 0.94$$

$W_{net} = 27.06 \text{ [cm}^3\text{]}$  Elastic section modulus

$M_{c,Rdnet} = 9.61 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Design resistance of the section for bending

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |2.21| < 9.61 \quad \text{verified} \quad (0.23)$$

$A_v = 13.00 \text{ [cm}^2\text{]}$  Effective section area for shear

$$A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$A_{v,net} = 9.00 \text{ [cm}^2\text{]}$  Net area of a section effective for shear

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 184.46 \text{ [kN]}$  Design plastic resistance for shear

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |31.33| < 184.46 \quad \text{verified} \quad (0.17)$$

### 7.12.6 Verification of a beam section weakened by openings

$A_t = 6.18 \text{ [cm}^2\text{]}$  Area of tension zone of the gross section

$A_{t,net} = 4.88 \text{ [cm}^2\text{]}$  Net area of the section in tension

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.71 < 0.94$$

$W_{net} = 36.25 \text{ [cm}^3\text{]}$  Elastic section modulus

$M_{c,Rdnet} = 12.87 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Design resistance of the section for bending

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |4.42| < 12.87 \quad \text{verified} \quad (0.34)$$

$A_v = 12.35 \text{ [cm}^2\text{]}$  Effective section area for shear

$A_{v,net} = 9.75 \text{ [cm}^2\text{]}$  Net area of a section effective for shear

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 253.12 \text{ [kN]}$  Design plastic resistance for shear



$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

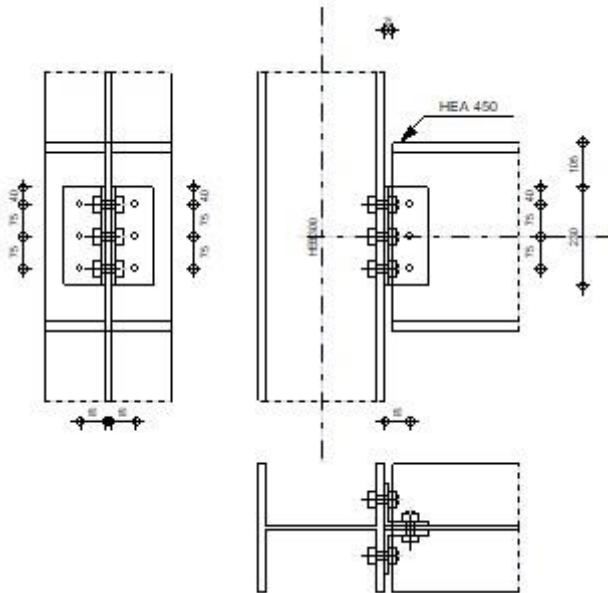
$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |62.66| < 253.12 \quad \text{verified} \quad (0.25)$$

**Connection conforms to the code**

**Ratio 0.85**

## Σύνδεση δοκού HEA 450 και υποστυλώματος HEB 300

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	<b>Calculation of the beam-column (flange) connection</b>					
EN 1993-1-8:2005/AC:2009						<b>0.81</b>



### 7.13 General

Connection no.: 1  
 Connection name: Beam-column (flange)  
 Structure node: 1835  
 Structure members: 1445, 1199

### 7.14 Geometry

#### 7.14.1 Column

Section: HEB 300  
 Member no.: 1445  
 $\alpha = -90.0$  [Deg] Inclination angle  
 $h_c = 300$  [mm] Height of column section  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Width of column section  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Thickness of the web of column section

Section:	HEB 300	
$t_{fc} =$	19 [mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27 [mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	149.08 [cm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	25165.70 [cm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the column section
Material:	S 355	
$f_{yc} =$	355.00 [MPa]	Design resistance
$f_{uc} =$	470.00 [MPa]	Tensile resistance

### 7.14.2 Beam

Section:	HEA 450	
Member no.:	1199	
$\alpha =$	0.0 [Deg]	Inclination angle
$h_b =$	440 [mm]	Height of beam section
$b_b =$	300 [mm]	Width of beam section
$t_{wb} =$	12 [mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	21 [mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_b =$	27 [mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	178.03 [cm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a beam
$I_{yb} =$	63721.60 [cm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S 355	
$f_{yb} =$	355.00 [MPa]	Design resistance
$f_{ub} =$	470.00 [MPa]	Tensile resistance

### 7.14.3 Angle

Section:	LR 100x100x10	
$h_k =$	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
$l_k =$	230 [mm]	Angle length

Material: S 355

$f_{yk} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{uk} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

#### 7.14.4 Bolts

##### 7.14.4.1 Bolts connecting column with angle

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

Class = 10.9 Bolt class

$d = 18$  [mm] Bolt diameter

$d_0 = 20$  [mm] Bolt opening diameter

$A_s = 1.92$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt

$A_v = 2.54$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section

$f_{ub} = 1000.00$  [MPa] Tensile resistance

$k = 1$  Number of bolt columns

$w = 3$  Number of bolt rows

$e_1 = 40$  [mm] Level of first bolt

$p_1 = 75$  [mm] Vertical spacing

##### 7.14.4.2 Bolts connecting angle with beam

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

Class = 10.9 Bolt class

$d = 18$  [mm] Bolt diameter

$d_0 = 20$  [mm] Bolt opening diameter

$A_s = 1.92$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt

$A_v = 2.54$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section

$f_{ub} = 1000.00$  [MPa] Tensile resistance

$k = 1$  Number of bolt columns

$w = 3$  Number of bolt rows

$e_1 = 40$  [mm] Level of first bolt

$p_1 = 75$  [mm] Vertical spacing

#### 7.14.5 Material factors

$\gamma_{M0} = 1.00$  Partial safety factor [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$  Partial safety factor [2.2]

## 7.15 Loads

Case: 22:  $1.35G+1.5Q+0.9WIND\_X\_+0.2$   $13*0.90+(8+1)*1.35+2*1.50$

$N_{b,Ed} = -0.00$  [kN] Axial force

$V_{b,Ed} = 235.61$  [kN] Shear force

$M_{b,Ed} = 0.00$  [kN\*m] Bending moment

## 7.16 Results

### 7.16.1 Bolts connecting column with angle

#### 7.16.1.1 Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 122.15$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 138.24$  [kN] Tensile resistance of a single bolt  $F_{t,Rd} = 0.9*f_u*A_s/\gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the column flange

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bx} = 1.00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1.00 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1x} = 321.48$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bz} = 1.00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1.00 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1z} = 321.48$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$



$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
$\alpha_{bx} = 0.67$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.67 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2x} = 112.80$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
$\alpha_{bz} = 0.67$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.67 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2z} = 112.80$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

### 7.16.1.2 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		
$M_0 = 7.75$ [kN*m]	Real bending moment		$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 39.27$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} = 0.5 *  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 51.64$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment		$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 51.64$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 39.27$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 64.87$ [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 112.8$ = 0 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 112.8$ = 0 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 51.64  < 112.80$	verified	(0.46)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 39.27  < 112.80$	verified	(0.35)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$64.87 < 122.15$	verified	(0.53)

**Bolt tension**

$e = 70$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of column flange

$M_{0t} = 8.19$  [kN\*m] Real bending moment  $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 54.5$  [kN] Tensile force in the outermost bolt  $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$   $54.58 < 138.24$  verified (0.39)

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

$F_{v,Ed} = 64.87$  [kN] Resultant shear force in a bolt  $F_{v,Ed} = f[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$   $0.81 < 1.00$  verified (0.81)

**7.16.2 Bolts connecting angle with beam****7.16.2.1 Bolt capacities**

$F_{v,Rd} = 244.29$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Bolt bearing on the beam**

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bx} = 0.75$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0.75 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1x} = 145.94$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bz} = 1.00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1.00 > 0.00$  verified

$F_{b,Rd1z} = 194.58$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

**Bolt bearing on the angle**

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  verified

$\alpha_{bx} = 0.67$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.67 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2x} = 225.60$ [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 $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_z/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
$\alpha_{bz} = 0.67$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.67 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2z} = 225.60$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
<b>7.16.2.2 Forces acting on bolts in the angle - beam connection</b>			
<b>Bolt shear</b>			
$e = 70$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of column flange		
$M_0 = 16.37$ [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		$F_{Nx} =  N_{b,Ed} /n$
$F_{Vz} = 78.54$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} =  V_{b,Ed} /n$
$F_{Mx} = 109.17$ [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		$F_{Mz} =  M_0  \cdot x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 109.17$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 78.54$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 134.48$ [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 145.94$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 194.58$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 109.17  < 145.94$	verified	(0.75)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 78.54  < 194.58$	verified	(0.40)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$134.48 < 244.29$	verified	(0.55)

### 7.16.3 Verification of the section due to block tearing (shear force)

#### 7.16.3.1 Angle

$$A_{nt} = 3.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 14.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 343.34 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |117.81| < 343.34 \quad \text{verified} \quad (0.34)$$

#### 7.16.3.2 Beam

$$A_{nt} = 4.02 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 28.17 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 653.14 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |235.61| < 653.14 \quad \text{verified} \quad (0.36)$$

### 7.16.4 Verification of angle section weakened by openings

$$A_t = 11.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 9.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.74 < 0.94$$

$$W_{net} = 82.52 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 29.29 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Design resistance of the section for bending} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |8.19| < 29.29 \quad \text{verified} \quad (0.28)$$

$$A_v = 23.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Effective section area for shear} \quad A_v = I_a \cdot t_{ia}$$

$$A_{v,net} = 17.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of a section effective for shear} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 348.43 \text{ [kN]} \text{ Design plastic resistance for shear} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |117.81| < 348.43 \quad \text{verified} \quad (0.34)$$

### 7.16.5 Verification of a beam section weakened by openings

$$A_t = 25.30 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 18.40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.65 < 0.94$$

$$W_{net} = 345.17 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Elastic section modulus}$$

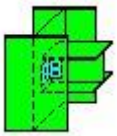

$$M_{c,Rdnet} = 122.54 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Design resistance of the section for bending} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

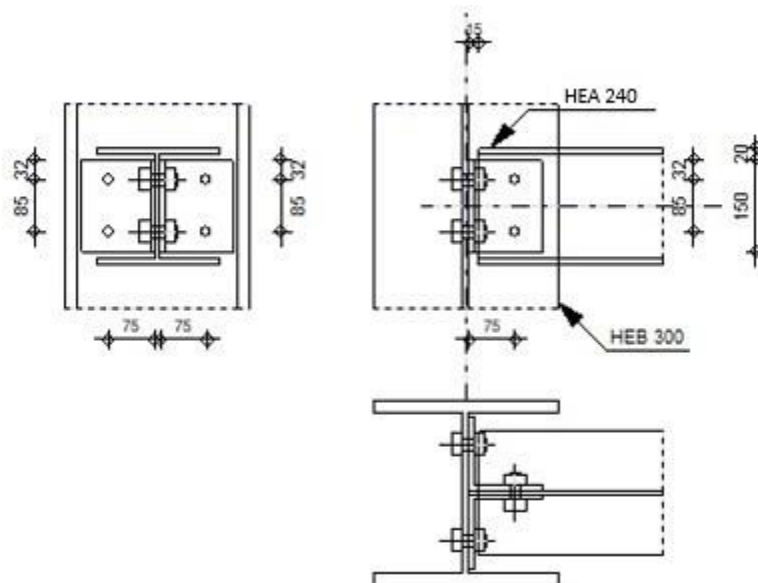
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 16.37  < 122.54$	verified	(0.13)
$A_v = 50.60$	$[cm^2]$	Effective section area for shear	
$A_{v,net} = 43.70$	$[cm^2]$	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 1037.09$	$[kN]$	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 235.61  < 1037.09$	verified	(0.23)

**Connection conforms to the code**

Ratio 0.81

### Σύνδεση δοκών σε κορμό υποστυλώματος

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	<b>Calculation of the beam-column (web) connection</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009					



### 7.17 General

Connection no.: 5  
 Connection name: Beam-column (web)  
 Structure node: 4  
 Structure members: 242, 31

Connection no.: 5

## 7.18 Geometry

### 7.18.1 Column

Section: HEB 300

Member no.: 242

$\alpha = -90.0$  [Deg] Inclination angle  
 $h_c = 300$  [mm] Height of column section  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Width of column section  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Thickness of the web of column section  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Thickness of the flange of column section  
 $r_c = 27$  [mm] Radius of column section fillet  
 $A_c = 149.08$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a column  
 $I_{yc} = 25165.70$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the column section  
 Material: S 355  
 $f_{yc} = 355.00$  [MPa] Design resistance  
 $f_{uc} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.18.2 Beam

Section: HEA 240

Member no.: 3

$\alpha = 0.0$  [Deg] Inclination angle  
 $h_g = 230$  [mm] Height of the principal beam section  
 $b_{fg} = 240$  [mm] Width of the flange of the principal beam section  
 $t_{wg} = 8$  [mm] Thickness of the web of the principal beam section  
 $t_{fg} = 12$  [mm] Thickness of the flange of the principal beam section  
 $r_g = 21$  [mm] Fillet radius of the web of the principal beam section  
 $A_p = 76.84$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a principal beam  
 $I_{yp} = 7763.18$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the principal beam section  
 Material: S 355  
 $f_{yg} = 355.00$  [MPa] Design resistance  
 $f_{ug} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.18.3 Angle

Section: CAE 120x8

$h_k = 120$  [mm] Height of angle section  
 $b_k = 120$  [mm] Width of angle section  
 $t_{fk} = 8$  [mm] Thickness of the flange of angle section  
 $r_k = 13$  [mm] Fillet radius of the web of angle section  
 $l_k = 150$  [mm] Angle length

Material: S 355

$f_{yk} = 355.00$  [MPa] Design resistance

$f_{uk} = 470.00$  [MPa] Tensile resistance

### 7.18.4 Bolts

#### 7.18.4.1 Bolts connecting column with angle

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

Class = 10.9 Bolt class  
 $d = 18$  [mm] Bolt diameter  
 $d_0 = 20$  [mm] Bolt opening diameter  
 $A_s = 1.92$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt  
 $A_v = 2.54$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section  
 $f_{ub} = 1000.00$  [MPa] Tensile resistance  
 $k = 1$  Number of bolt columns  
 $w = 2$  Number of bolt rows  
 $e_1 = 32$  [mm] Level of first bolt  
 $p_1 = 85$  [mm] Vertical spacing

#### 7.18.4.2 Bolts connecting angle with beam

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

Class = 10.9 Bolt class  
 $d = 18$  [mm] Bolt diameter  
 $d_0 = 20$  [mm] Bolt opening diameter  
 $A_s = 1.92$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt  
 $A_v = 2.54$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section





$$\alpha_{bz} = 1.00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 186.12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.75 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.75 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 101.52 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.54 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.54 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 73.32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

### 7.20.1.2 Forces acting on bolts in the column - angle connection

#### Bolt shear

$$e = 78 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web}$$

$$M_0 = 4.10 \quad \left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 26.23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 48.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 48.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 26.23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 54.95 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resultant shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \frac{101.5}{2} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$$

**Bolt shear**

$e = 78$  [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$F_{Rdz} = 73.32$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 48.28  < 101.52$	verified	(0.48)
---------------------------	--------------------	----------	--------

$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 26.23  < 73.32$	verified	(0.36)
---------------------------	-------------------	----------	--------

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$54.95 < 122.15$	verified	(0.45)
------------------------	------------------	----------	--------

**Bolt tension**

$e = 80$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of column web

$M_{0t} = 4.22$  [kN\*m] Real bending moment  $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 49.6$  [kN] Tensile force in the outermost bolt  $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$49.67 < 138.24$	verified	(0.36)
--------------------------	------------------	----------	--------

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

$F_{v,Ed} = 54.95$  [kN] Resultant shear force in a bolt  $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0.71 < 1.00$	verified	(0.71)
--	---------------	----------	--------

**7.20.2 Bolts connecting angle with beam****7.20.2.1 Bolt capacities**

$F_{v,Rd} = 244.29$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Bolt bearing on the beam**

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
----------------	---------------	----------	--

$\alpha_{bx} = 1.00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	verified	
---------------------	---------------	----------	--

$F_{b,Rd1x} = 109.98$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
----------------	---------------	----------	--

$$\alpha_{bz} = 0.88 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.88 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 96.23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.75 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.75 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 203.04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.54 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.54 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 146.64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

### 7.20.2.2 Forces acting on bolts in the angle - beam connection

#### Bolt shear

$$e = 80 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between centroid of a bolt group and center of column web}$$

$$M_0 = 8.44 \quad \left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 52.45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Mx} = 99.35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 99.35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 52.45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 112.34 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resultant shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 109.98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 96.23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 99.35  < 109.98$	verified	(0.90)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 52.45  < 96.23$	verified	(0.55)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$112.34 < 244.29$	verified	(0.46)

### 7.20.3 Verification of the section due to block tearing (shear force)

#### 7.20.3.1 Angle

$$A_{nt} = 2.80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 7.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 196.1 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |52.45| < 196.11 \quad \text{verified} \quad (0.27)$$

#### 7.20.3.2 Beam

$$A_{nt} = 3.25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 6.99 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 204.32 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |104.90| < 204.32 \quad \text{verified} \quad (0.51)$$

### 7.20.4 Verification of angle section weakened by openings

$$A_t = 6.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 4.40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.66 < 0.94$$

$$W_{net} = 27.92 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 9.91 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Design resistance of the section for bending}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |4.22| < 9.91 \quad \text{verified} \quad (0.43)$$

$$A_v = 12.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Effective section area for shear}$$

$$A_v = I_a \cdot t_{ia}$$

$$A_{v,net} = 8.80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of a section effective for shear}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 180.36 \text{ [kN]} \text{ Design plastic resistance for shear}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |52.45| < 180.36 \quad \text{verified} \quad (0.29)$$

### 7.20.5 Verification of a beam section weakened by openings

$$A_t = 6.17 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 4.88 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$A_t = 6.17 \text{ [cm}^2\text{]}$  Area of tension zone of the gross section

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.71 < 0.94$$

$W_{net} = 35.86 \text{ [cm}^3\text{]}$  Elastic section modulus

$M_{c,Rdnet} = 12.73 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Design resistance of the section for bending

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |8.44| < 12.73 \quad \text{verified} \quad (0.66)$$

$A_v = 12.35 \text{ [cm}^2\text{]}$  Effective section area for shear

$A_{v,net} = 9.75 \text{ [cm}^2\text{]}$  Net area of a section effective for shear

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 253.12 \text{ [kN]}$  Design plastic resistance for shear

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |104.90| < 253.12 \quad \text{verified} \quad (0.41)$$

## 7.21 Remarks

Distance between angle horizontal edge and beam top flange is too small

$$10 \text{ [mm]} < 18 \text{ [mm]}$$

Distance between angle horizontal edge and beam bottom flange is too small

$$10 \text{ [mm]} < 18 \text{ [mm]}$$

**Connection conforms to the code** Ratio 0.90