

Διερεύνηση Επάρκειας Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου με Σύμμικτες Πλάκες και Τρία Υπόγεια



Copyright © Γιαννακού Ευσταθία, 2017 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 μεταπτυχιακής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Yiannakou Efstathia, 2017 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 master's 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).

Γιαννακού Ε. (2017) Διερεύνηση επάρκειας πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με σύμμικτες πλάκες και τρία υπόγεια Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2017/08 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Yiannakou E. (2017) Study of a multi-storey steel building with composite slabs and three basements Diploma Thesis EMK ME 2017/08 Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	5	
Abstract		
Ευχαριστίες	7	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	9	
1.1 Στόχος	9	
 Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας 	9	
1.3 Διάρθρωση της Διπλωματικής Εργασίας	9	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	. 11	
2.1 Περιγραφή του Εργου	. 11	
2.1.1 Οροφή	. 12	
2.1.2 Περίμετρος	. 12	
2.1.3 Εξωτερικό Κλιμακοστάσιο	. 13	
2.1.4 Σύμμικτη Πλάκα	. 15	
2.1.5 Πυρήνας	. 15	
2.2 Αρχιτεκτονικές Κατόψεις	. 16	
2.3 Όψεις Κτιρίου	. 18	
2.4 Προσομοίωση του Έργου	. 20	
2.4.1 Γενικά	. 20	
2.4.2 Προσομοίωση του Έργου	. 20	
2.4.3 Υποστυλώματα	. 20	
2.4.4 Δοκοί	. 20	
2.4.5 Πλάκα	. 21	
2.4.6 Πυρήνας-Υπόγεια	. 21	
2.4.7 Εξωτερικό Κλιμακοστάσιο	. 22	
2.4.8 Τελικό Προσομοίωμα	. 23	
2.5 Υλικά Κατασκευής	. 27	
νεφαλαίο 2 φορτία αράδεις επί του ντιρίου	20	
2 1 Γαμκά	. 29	
5.1 1 EVIKU	. 29	
5.2 Morellingée Aprice	. 29	
2.2.1 A strange Arriver	. 41	
2.2.2 Αράσεις Ανέμου	. 42	
2.2.2 Σασυμάς Λούσο	. 70	
2.4 Σημδησιμάς Δράσεις	כו. סד	
2.4.1 Ο ενωτά K μετά περι A περιτίας	. 78	
3.4.1 Οριακή Καταστασή Αστοχίας	. 79	
3.4.2 Οριακή Καταστασή Λειτουργικοτήτας	. 80	
3.4.3 Συνδυασμοί Δράσεων του Κτιρίου	. 8 <u>0</u>	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΑΝΤΙΣΕΙΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ		
4.1 Γενικά	. 83	
4.2 Στατική Ανάλυση	. 83	

4.3	Δυναμική Ανάλυση	
4.4	Έλεγχος Περιορισμού των Βλαβών	
4.5	Έλεγχος $2^{\alpha_{\varsigma}}$ ταξεως	89
ΚΕΦΑ	ΔΛΑΙΟ 5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	
5.1	Γενικά	
5.2	Κατάταξη Διατομών	
5.3	Αντοχή Διατομών	
5.4	Έλεγχος Μελών σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	100
5.5	Σύμμικτη Πλάκα	107
5	5.5.1 Γενικά	107
5	5.5.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτης Πλάκας	109
5.6	Μεταλλικά Υποστυλωμάτα	118
5.7	Δευτερέουσες Σύμμικτες Δοκοί	129
5.8	Κύριες Σύμμικτες Δοκοί	139
5.9	Δοκοί Οπλισμένου Σκυροδέματος	151
5	5.9.1 Διαστασιολόγηδη Δοκών	151
5.10) Πλάκα Οπλισμένου Σκυροδέματος	162
5	5.10.1 Γενικά	162
5	5.10.2 Πλάκα Υπονέιου	162
5	5.10.3 Πλάκα Ορόφων	162
5	5.10.4 Ιδιότητες Πλακών	163
5	5.10.5 Βυθίσεις Πλάκας Υπογέιου	165
5	5.10.6 Διαστασιολόνηση Πλάκα Υπονέιου	166
5.1	Ι Τοιγία Υπογείου	173
5	5.11.1 Γενικά	173
5	5.11.2 Χαρακτηριστικά Εδάφους	174
5	5.11.3 Στατικές Ωθήσεις	175
5	5.11.4 Εξωτερικές επιφορτίσεις	
5	5.11.5 Δυναμικές Ωθήσεις	179
5	5.11.6 Διαστασιολόνηση Τοιγίων Υπογείου.	180
5 12	2. Πυρήνας Οπλισμένου Σκυροδέματος	213
5.11	5.12.1 Χαρακτηριστικά Τοιγωμάτων	
5	5.12.2. Διαστασιολόνηση Τοιχωμάτων Πυρήνα	213
5 13	3 Σύμμκτα Υποστυλώματα	221
5.15	5 13 1 Γενικά	221
5	5 13 2 Διαστασιολόνηση Σύμμικτων Υποστυλωμάτων	221
5		221
κεφα	ΔΑΙΟ 6 ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ	
6.1	Πυραντογή του Χάλυβα	
6.2	Αντοχή	
6.3	Κρίσιμη Θερμοκρασία	
6.4	Διατιθέμενος Δείκτης Πυραντίστασης	231
65	Αξιολόνηση του Διατιθέμενου Λείκτη Πυραντίστασης	234
6.6	Έλεγγος Έναντι Πυρκανίας του Κτιρίου	234
0.0		<i>20</i> T
ΚΕΦΑ	ΔΛΑΙΟ 7 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	247
7.1	 Γενικά	
7.2	Σύνδεση Δευτερεύουσας Δοκού σε Κύρια	247
	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	

7.3 7.4 7.5	Σύνδεση Κύριας Δοκού σε Υποστύλωμα Σύνδεση Αποκατάστασης Συνέχειας Υποστυλώματος Σύνδεση Βάσης Υποστυλώματος	254 265 274
КЕФА	ΛΑΙΟ 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	281
КЕФА	ΛΑΙΟ 9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	283

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΜΚ ΜΕ 2017/08

Διερεύνηση επάρκειας πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με σύμμικτες πλάκες και τρία υπόγεια

Γιαννακού Ε. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων και η διαστασιολόγηση των μελών του. Το κτίριο βρίσκεται στην Κυπρο και γι'αυτό τα σεισμικά φορτία εφαρμόστηκαν σύμφωνα με το Κυπριακό Προσάστημα του Ευρωκώδικα 8.

Το κτίριο αποτελέιται από το μεταλλικό σκελετό, σύμμικτες πλάκες, πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ στο υπόγειο έχει συμμικτα υποστυλώματα, τοιχία, πλάκα και δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα. Βασικό χαρακτηριστικό της αρχιτεκτονικής του είναι το ελλειπτικό σχήμα κατόψεων των ορόφων του.

Για την ανάλυση της κατασκευής, υπολογίστηκαν τα φορτία, μόνιμα και κινητά σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και εφαρμόσθηκαν οι συνδιασμόι φόρτισης του κανονισμού για ελέγχους σε ΟΚΑ όσο και σε ΟΚΛ.

Ακολούθως, αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν όλα τα μέλη της κατασκευής, μεταλλικά, σύμμικτα και μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η ανάλυση της σύμμικτης πλάκας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος "Sym Deck Designer", της εταιρείας Έλαστρον, τόσο σε φάση κατασκευής όσο και σε φάση λειτουργίας. Στη συνέχεια σχεδιάστηκαν ορισμένες από τις συνδέσεις της κατασκευής και πραγματοποιήθηκε έλεγχος μεμονωμένων μελών έναντι πυρκαγιάς.

Η μελέτη του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα "Robot Structural Analysis" της Autodesk και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες και τον ΕΑΚ 2000.

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

DIPLOMA THESIS EMK ΔE 2011/04

Study of a multi-story steel building with composite slabs and three basements

Yiannakou E. I. (supervised by Avraam Tassos)

Abstract

The objective of the present diploma thesis is the design and structural analysis of a multi-storey steel office building and its components. The building is located in Cyprus. The seismic loads applied according to Cyprus appendix of Eurocode 8.

The building consists of a steel main frame, composite slabs, a reinforced concrete core and composite columns, concrete walls, slab and beams in the basement. Basic feature of its architecture is the elliptical shape of the stories floor plans.

For the structural analysis of the building, the permanent and live loads were calculated according to Eurocode 1 and the combinations of the loads applied to perform the ultimate and serviceability limit state analysis.

Subsequently the assessment and dimensioning for all the steel, composite and concrete components of the structure was conducted. The calculations and the design of the composite slabs for the phase of construction and service, were made through "Sym Deck Designer" software of the company Elastron. The analysis expands with the design some of the steel connections and with the check of fire resistance for some individual members of the structure

The study of the building was made using the software "Robot Structural Analysis" by Autodesk and was based on Eurocodes and the Greek anti-seismic code (EAK 2000).

Ευχαριστίες

Η διαδρομή μέχρι τον τερματισμό της παρούσας διπλωματικής δεν ήταν εύκολη και για τον λόγο αυτό αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που με βοήθησαν να φτάσω στον προορισμό μου.

Καταρχάς θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους επιβλέποντες καθηγητές μου, κύριο Αβραάμ Τάσο, Επίκουρο Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου και τον κύριο Κωνσταντίνο Σπηλίοπουλο, Καθηγητη του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου για την εξαίρετη συνεργασία, επίβλεψη και καθοδήγηση που μου παρείχαν αλλα και για την υποστήριξη του δικού μου θέματος διπλωματικής.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον αδερφό μου Αντώνη Γιαννακού για τη βοήθεια που μου παρείχε καθόλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασιας, τόσο στα θέματα μηχανικού που προέκυπταν αλλα και σε θέματα τεχνικής υποστήριξης του υπολογιστή μου και για τον λόγο αυτό του αφιερώνω την διπλωματική μου

Επιπλεον θα ήθελα να ευχαριστήσω τον εξάδερφό μου Στάθη Ιακωβίδη για την παροχή του ηλεκτρονικού του υπολογιστή για τις αναλύσεις που χρειάστηκαν.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω από καρδιάς τους γονείς μου Ιερώνυμο και Ειρήνη καθώς και τις αδερφές μου Σταυρούλα και Ανδριανή για την υποστήριξη και ενθάρρυνση στις δύσκολες στιγμές κατά τη διάρκεια των σπουδών μου που χωρίς τη συμπαράσταση τους δεν θα βρίσκόμουν σε αυτή την θέση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1°

1.1 Στόχος

Το συγκεκριμένο θέμα επιλέχθηκε λόγω του μεγάλου ενδιαφέροντος για τις μεγάλες μεταλλικές κατασκευές. Στόχος της παρούσας διπλωματικής ήταν μέσω της μελέτης μιας πολυώροφης κατασκευής, να εφαρμοστούν οι γνώσεις που αποκτήθηκαν από τα σχετικά μαθήματα στη σχολή, με την βοήθεια κάποιου προγράμματος στον ηλεκτρονικό υπολογιστή. Επίσης η εξοικείωση και ανάλυση τέτοιων κατασκευών με την κατάλληλη προσομοίωση του μοντέλου και η απόκτηση γνώσεων στις μεταλλικές συνδέσεις, χρησιμοποιώντας τις κανονιστικές διατάξεις των ευρωκωδίκων ώστε να αποκτηθεί χρήσιμη εμπειρία για το μέλλον.

1.2 Αντικείμενο Μελέτης

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014" και βασίστηκε στους ακόλουθους κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές
- Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός
- Ευρωκώδικας 8:Αντισεισμικός σχεδιασμός

1.3 Διάρθρωση της Εργασίας

Η παρούσα διπλωματική αποτελείται από 6 κεφάλαια και παραρτήματα. Το περιεχόμενο των παραπάνω περιγράφεται συνοπτικά παρακάτω:

<u>Κεφάλαιο 1°</u>: Στο πρώτο κεφάλαιο δίνεται ο στόχος της διπλωματικής, το αντικείμενο της μελέτης και η διάρθρωση της εργασίας.

<u>Κεφάλαιο 2°</u>: Γίνεται η περιγραφή του φορέα και κάποιες σημαντικές πληροφορίες του κτιρίου. Επίσης γίνεται περιγραφή του τρόπου προσομοίωσης στο πρόγραμμα "Robot Structural Analysis". <u>Κεφάλαιο 3°</u>: Περιλαμβάνει τις φορτίσεις του μοντέλου. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού των φορτίων για τις μόνιμες δράσεις (ίδια βάρη) αλλά και για τις μεταβλητές (Φορτίσεις Ανέμου, Χιονιού, Σεισμού).

<u>Κεφάλαιο 4°</u>: Παρουσιάζονται οι διάφορες αναλύσεις που έχουν γίνει στο μοντέλο καθώς και οι έλεγχοι των μετατοπίσεων των ορόφων.

<u>Κεφάλαιο 5°</u>: Παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση του Φορέα αναλυτικά για τα μεταλλικά στοιχεία (υποστυλώματα), για τα σύμμικτα (σύμμικτη πλάκα, σύμμικτα υποστυλώματα, σύμμικτοι δοκοί) καθώς και για τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (δοκοί υπογείου, πλάκα υπογείου).

<u>Κεφάλαιο 6°</u>: Περιλαμβάνει τους ελέγχους που έγιναν για μεμονωμένα μέλη έναντι Πυρκαγιάς.

<u>Κεφάλαιο 7°</u>: Παρουσιάζονται οι σημαντικότερες συνδέσεις που αναλύθηκαν.

<u>Κεφάλαιο 8°</u>: Αναφέρονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις του κτιρίου.

<u>Κεφάλαιο 9°</u>: Παρουσιάζεται η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2°

2.1 Περιγραφή Έργου

Το κτίριο που μελετάται είναι μία πολυώροφη μεταλλική κατασκευή που προοριζόταν για τη στέγαση των κεντρικών γραφείων της εταιρείας "Wargaming Group Ltd", εταιρεία ψηφιακών παιχνιδιών. Βρίσκεται στη Λευκωσία της Κύπρου επί της Λεωφόρου Δημοσθένη Σεβέρη, σε έναν από τους σημαντικότερους οδικούς άξονες της Λευκωσίας κοντά στο Προεδρικό Μέγαρο.

Το κτίριο αποτελείται συνολικά από 16 ορόφους εκ των οποίων οι τρείς όροφοι είναι υπόγειοι, ισόγειο, μεσοπάτωμα, μηχανολογικός όροφος και 11 όροφοι γραφείων. Το συνολικό ύψος του είναι 64,7 m και αποτελεί σήμερα το υψηλότερο μεταλλικό κτίριο στην πρωτεύουσα. Το συνολικό εμβαδόν είναι περί τα 8000 τετραγωνικά μέτρα. Κάθε όροφος έχει διαφορετική κάτοψη, ελλειπτικού σχήματος και δεν αποτελεί την επανάληψη τυπικού ορόφου. Κάθε ελλειψοειδής κάτοψη είναι μετατοπισμένη καθώς τα δύο μπροστινά υποστυλώματα είναι κεκλιμένα. Το σκεπτικό αυτό έγινε με σκοπό το κτίριο να φαίνεται από τον δρόμο.

Για πρώτη φορά στην Κύπρο και σε ανάλογης κλίμακας έργο, η μορφολογία του στατικού συστήματος είναι φέρων μεταλλικός σκελετός (υποστυλώματα, δοκοί και σύμμικτες πλάκες) ο οποίος αναπτύσσεται από το 3° υπόγειο και επεκτείνεται καθ'όλο το ύψος του κτιρίου. Οι όροφοι γραφείων και το ισόγειο έχουν ύψος 4,10 μέτρα, τα υπόγεια 3,45 μέτρα, το μεσοπάτωμα 3,45 μέτρα και ο μηχανολογικός όροφος 3,55 μέτρα. Το ισόγειο λειτουργεί σαν χώρος υποδοχής. Το κτίριο περιλαμβάνει και έναν ημιώροφο, το μεσοπάτωμα μεταξύ ισογείου και πρώτου ορόφου. Η οροφή του κτιρίου λειτουργεί και σαν χώρος συναντήσεων και συνάθροισης. Εκ των τριών υπογείων χώρων τα δύο πρώτα επίπεδα είναι για χώρους στάθμευσης και στο τρίτο επίπεδο παρέχει εγκαταστάσεις γυμναστηρίου και υδροθεραπείας, αποκλειστικά για το προσωπικό της εταιρείας.

Το εσωτερικό του κτιρίου κλιματίζεται με ολοκληρωμένο μηχανολογικό σύστημα που διαχειρίζεται τη θερμοκρασία και τον εξαερισμό εντός του κτιρίου με δυνατότητες αυτόνομης ρύθμισης ξεχωριστά.

Σε όλη την κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν υλικά προηγμένης τεχνολογίας και υψηλής τεχνογνωσίας ώστε το κτίριο να είναι εφάμιλλο ή και καλύτερο από κτίρια παρόμοιων οργανισμών εξωτερικού.

Η αγορά του οικοπέδου αλλά και ολόκληρη η κατασκευή στοίχισε περίπου είκοσι εκατομμύρια ευρώ και η ολοκλήρωση του έργου έγινε το 2015.

Τα μέτρα ασφαλείας είναι πολύ υψηλού επιπέδου και το ίδιο αυστηρά ήταν και κατά την διάρκεια της κατασκευής του κτιρίου, καθώς στόχος και σκοπός της εταιρείας ήταν να αποφευχθούν τα οποιαδήποτε ατυχήματα, κάτι που τελικώς επιτεύχθηκε με απόλυτη επιτυχία.



Σχήμα 2.1: Αίθουσα συνεδριάσεων της εταιρείας και χώρος υποδοχής στο ισόγειο.

2.1.1 Οροφή

Το μεταλλικό αυτό κτίριο είναι ένα κτίριο ενεργειακής απόδοσης Α. Η κεκλιμένη οροφή του αξιοποιήθηκε με την τοποθέτηση 159 φωτοβολταϊκών πλαισίων. Η κατεύθυνση και η κλίση των πλαισίων καθιστούν ιδανικές τις συνθήκες για παραγωγή ηλιακής ενέργειας.



Σχήμα 2.2: Τοποθέτηση φωτοβολταίκων στην οροφή.

2.1.2 Περίμετρος

Στην πρόσοψη του κτιρίου έχουν τοποθετηθεί γυάλινα θερμομονωτικά υαλοπετάσματα τόσο για λόγους αισθητικής αλλά και για τη μείωση της κατανάλωσης της ηλεκτρικής ενέργειας. Η γυάλινη πρόσοψή του κτιρίου είναι έκτασης 3600 τετραγωνικών μέτρων και είναι ειδική γυάλινη κατασκευή ώστε να απορροφά κραδασμούς. Το κυριότερο όμως χαρακτηριστικό του είναι ότι το υλικό που χρησιμοποιήθηκε δεν προκαλεί σχεδόν καμία αντανάκλαση τόσο στους διερχόμενους οδηγούς όσο και στα γειτονικά κτίρια.



Σχήμα 2.3: Γυάλινη πρόσοψη κτιρίου.

Η αρχιτεκτονική του έργου αυτού απαιτούσε πουθενά ίσιες γραμμές, εντούτοις όμως πουθενά δεν υπάρχουν καμπύλες δοκοί. Η απαίτηση αυτή ικανοποιήθηκε χρησιμοποιώντας τις άκρες των πλακών

2.1.3 Εξωτερικό Κλιμακοστάσιο

Αρκετά ενδιαφέρον αποτελεί το εξωτερικό κλιμακοστάσιο της κατασκευής, καθώς ο σχεδιασμός του είναι τέτοιος ώστε να δίνει την εντύπωση ότι αιωρείται στο κενό χωρίς στήριγμα. Το εξωτερικό κλιμακοστάσιο ακολουθεί την καθ' ύψος κλίση της πίσω πλευράς της κατασκευής και στηρίζεται αποκλειστικά στον εκάστοτε υπερκείμενο σκελετό του ορόφου χωρίς επιπρόσθετα υποστυλώματα στα ενδιάμεσα πλατύσκαλα.



Σχήμα 2.4: Εξωτερικό κλιμακοστάσιο.



Σχήμα 2.5: Εξωτερικό κλιμακοστάσιο.



Σχήμα 2.6: Εξωτερικό κλιμακοστάσιο κατά την ώρα κατασκευής.

Το υλικό για την επένδυση που χρησιμοποιήθηκε ήταν το alucobo.

2.1.4 Σύμμικτη Πλάκα

Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από στρώση σκυροδέματος κατηγορίας C20/25, με μεταλλική τραπεζοειδή λαμαρίνα διαστάσεων 50 mm (ύψος) * 0,9 mm (πάχος) και συνολικό πάχος 16,5 cm.



Σχήμα 2.7: Σύμμικτη πλάκα.

2.1.5 Πυρήνας

Όλη η κατασκευή αναπτύσσεται γύρω από πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος. Η κατηγορία σκυροδέματος του πυρήνα είναι C45/55. Επί της οροφής από οπλισμένο σκυρόδεμα του πυρήνα και σε ύψος 60 μέτρων, έχει εδρασθεί γερανός συντήρησης. Η τοποθέτηση του είναι μόνιμη και εξυπηρετεί τόσο στον να γίνεται με ασφάλεια ο καθαρισμός των υαλοπινάκων όσο και στις εργασίες συντήρησης του κτιρίου.



Σχήμα 2.8: Πυρήνας με γερανό επι της οροφης.

2.2 Αρχιτεκτονικές Κατόψεις



Σχήμα 2.9: Κάτοψη μηχανολογικού ορόφου.



Σχήμα 2.10: Κάτοψη 1^{ου} Ορόφου.

2.3 Όψεις Κτιρίου



Σχήμα 2.11: Όψη κτιρίου.



Σχήμα 2.12: Όψη κτιρίου.

2.4 Προσομοίωση του έργου

2.4.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός του φορέα πρέπει να δημιουργεί ασφαλείς διαδρομές μεταφοράς των φορτίων της κατασκευής στο έδαφος. Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση.

2.4.2 Προσομοίωση του έργου

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση, την ανάλυση και τη μελέτη της κατασκευής είναι το "Robot Structural Analysis". Τα ίδια βάρη υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα, ενώ το φορτίο της πλάκας, τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά, τα φορτία χιονιού και ανέμου καθώς και οι εδαφικές ωθήσεις, εισήχθησαν ως επιφανειακά ή γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία τοποθετημένα σε επιφάνειες φόρτισης claddings που μεταφέρουν τα φορτία στα μέλη του φορέα. Για τον υπολογισμό του σεισμικού φορτίου και του σεισμικού συνδυασμού πραγματοποιήθηκε δυναμική ανάλυση.

2.4.3 Υποστυλώματα

Μεταλλικά υποστυλώματα από δομικό χάλυβα μεταφέρουν τα βαρυτικά φορτία των ορόφων στη θεμελίωση. Στο μοντέλο τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με στοιχεία columns elements με διατομές UC .Σε συγκεκριμένες θέσεις εντός του περιγράμματος του κάθε ορόφου, υπάρχουν κεκλιμένα υποστυλώματα τα οποία ακολουθούν την καθ' ύψος κλίση της κατασκευής και τη μετακίνηση του κάθε ορόφου. Τα υποστυλώματα είναι συνεχή καθ' ύψος με πλήρη αποκατάσταση συνέχειας και είναι πακτωμένα στην βάση τους. Επίσης τα υποστυλώματα υπογείου είναι σύμμικτα για τον λόγο αυτό σχεδιάστηκε μια καινούργια διατομή εγκιβωτισμένα σε σκυρόδεμα 50*50 cm.

2.4.4 Δοκοί

Οι διατομές των μεταλλικών δοκών είναι Ευρωπαϊκές, τύπου UB και διαφέρουν από όροφο σε όροφο. Προσομοιώθηκαν με στοιχεία beams elements. Οι δοκοί διακρίνονται σε δευτερεύουσες και κύριες. Κύριος ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς. Προσομοιώθηκαν ως αμφιέρειστες και οι επιφάνειες φόρτισης μεταφέρουν τα φορτία στις διαδοκίδες όπως φαίνεται πιο κάτω.



Σχήμα 2.13: Κατανομή φορτίων στις δευτερεύουσες δοκούς.

Οι κύριες δοκοί σχεδιάστηκαν ως σύμμικτες δοκοί που ενώνονται με τα υποστυλώματα με σύνδεση ροπής. Οι κύριες δοκοί φορτίζονται με τις αντιδράσεις των διαδοκίδων στα σημεία σύνδεσης τους και αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία στα υποστυλώματα.

2.4.5 Πλάκα

Λόγω της αδυναμίας του προγράμματος να λάβει τη σύμμικτη δράση χάλυβασκυροδέματος, στο προσομοίωμα δεν εισήχθη η πλάκα. Ωστόσο, προσομοιώθηκε η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας με την εφαρμογή rigid links τα οποία δεσμεύουν τις οριζόντιες μετακινήσεις ux και uy.



Σχήμα 2.14: Κάτοψη τυπικού ορόφου με διαφραγματική λειτουργία.

2.4.6 Πυρήνας - Υπόγεια

Για τον πυρήνα και τα υπόγεια χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία panels. Στο εσωτερικό του πυρήνα έχει προσομοιωθεί η σκάλα και τα πλατύσκαλα όπως φαίνονται στο πιο κάτω σχήμα. Η προσομοίωση έγινε με επιφανειακά στοιχεία shell τα οποία διακριτοποιήθηκαν με την μέθοδο Delaunay με element size 0,5 m.



Σχήμα 2.15: Λεπτομέρεια προσομοίωσης πυρήνα –υπογείων.



Σχήμα 2.16: Λεπτομέρεια προσομοίωσης πυρήνα –υπογείων.

2.4.7 Εξωτερικό Κλιμακοστάσιο

Η προσομοίωση της σκάλας έγινε με διατομές UBN.



Σχήμα 2.16: Λεπτομέρεια προσομοίωσης εξωτερικής σκάλας.

2.4.8 Τελικό Προσομοίωμα

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν πιο πάνω, παρουσιάζεται το τελικό προσομοίωμα στο πρόγραμμα "Robot Structural Analysis".



Σχήμα 2.17: Τελικό προσομοίωμα.



Σχήμα 2.18: Τελικό προσομοίωμα.



Σχήμα 2.19: Τελικό προσομοίωμα



Σχήμα 2.20: Τελικό προσομοίωμα.

2.5 Υλικά κατασκευής

Δομικός χάλυβας

Ο Δομικός χάλυβας που χρησιμοποιείται σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής fy και της εφελκυστηκής fu για θερμόελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαικά Πρότυπα ΕΝ 10025-2 και ΕΝ 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζονται παρακάτω:

- Μέτρο ελαστικότητας : $E=210000 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο διάτμησης : G=E/2*(1+v)=81000 N/mm²
- Ειδικό βάρος : γ = 78,50 kN/m³
- Όριο διαρροής : f_y= 355 MPa
- Εφελκυστική αντοχή : f_{ν} = 510 MPa

Σκυρόδεμα

Για τον πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και για τους τοίχους υπογείου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C25/30.

Για την σύμμικτη πλάκα και σύμμικτες δοκούς χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C25/30.

Για τις πλάκες υπογείου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C30/37.

Χάλυβας Οπλισμού

Για τους οπλισμούς του σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε χάλυβας B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής f_{yk}= 500 MPa.

Χαλυβδόφυλλο

Χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 το οποίο είναι γαλβανισμένο, τραπεζοειδούς μορφής. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, με χαρακτηριστική τιμή όριου διαρροής fyp=320 MPa και εφελκυστική αντοχή fup= 390 Mpa.

Ποιότητα Κοχλιών

Στις μεταλλικές συνδέσεις χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες: α) Ποιότητας 8.8 με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής fyb=640 MPa και χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής fub=800 MPa.

β) Ποιότητας 10.9 με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής fyb=900 MPa και χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής fub=1000 MPa.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3°

3.1 Γενικά

Ο φορέας θα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και κατά τη διάρκεια της ζωής του. Οι δράσεις επί των κατασκευών εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου. Οι δράσεις σχεδιασμού υπολογίζονται με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 και διακρίνονται σε μόνιμες , μεταβλητές και τυχηματικές δράσεις.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο Μόνιμα ή Νεκρά φορτία νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής) που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

Τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι :

- Ιδιο Βάρος Σκυροδέματος $g_c=25 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο Βάρος Χάλυβα $g_s=78,5 \text{ kN/m}^3$

Πλάκα



Σχήμα 3.1: Σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος κτιρίου.

Εμβαδόν =120720,0 mm2

Ισοδύναμο ύψος ορθογωνίου = 120,72 mm



Σχήμα 3.2: Ισοδύναμο ύψος πλάκας κτιρίου.

Ειδικό βάρος μπετόν =25 $\frac{kN}{m^3}$ * 0,1207 m = **3,02** $\frac{kN}{m^2}$

Βάρος πλάκας = Wµπετόν + Wχαλυβδόφυλλο=3,02+0,1636 = 3,19 $\frac{kN}{m^2}$

Βάρος δαπέδου

Ισόγειο

Μετά την τοποθέτηση της πλάκας έχει τοποθετηθεί υπερυψωμένο δάπεδο 30 εκατοστών όπως φαίνεται στην πιο κάτω εικόνα:



Σχήμα 3.3: Τομή δαπέδου ισογείου.

Επομένως έχει επιλεγεί το πιο κάτω δάπεδο :



Σχήμα 3.4: Δάπεδο ισογείου – Raised floor.

Δ ιαστάσεις – 600*600 mm²

Πάχος - 38 mm

Πυκνότητα – 39,4 kg/m²

Ειδικό Βάρος $g_{isopgeiou} = 0,394 \text{ kN/m}^2$

Τελικό βάρος =3,19+0,39= 3,58 kN/m²

Το ειδικό βάρος ισχύει και για τους υπολοίπους 10 ορόφους

<u>Βεράντα</u>



Σχήμα 3.5: Τομή βεράντας ισογείου

Αποτελείται από 6 cm αφρώδη πολυουρεθάνη, 20 cm ελαφρομπετόν και κεραμικά πλακίδια

Πολυουρεθάνη

Πυκνότητα 35 kg/m³

Πάχος =0,06 m

Επιφανειακό φορτίο πολυουρεθάνης gp=0,35 *0,06 =0,021 kN/m²

• Ελαφρομπετόν

Πυκνότητα 500 kg/m 3

Πάχος =0,2 m

Επιφανειακό φορτίο ελαφρομπετόν $g_e = 5^* 0, 2 = 1 \text{ kN/m}^2$

• Κεραμικά πλακάκια

Επιφανειακό φορτίο κεραμικού $g_k = =0,25 \text{kN/m}^2$

Τελικά

Επιφανειακό φορτίο βεράντας $g_v\!\!=g_p+\!g_e+\!g_k$

g_v=0,021+1+0,25= **1,271 kN/m²**

Τελικό βάρος =3,19+1,271= 4,46 kN/m²

Μηχανολογικός όροφος



Σχήμα 3.6: Τομή δαπέδου μηχανολογικού ορόφου.

Το δάπεδο μετά την πλάκα αποτελείται από 6 εκατοστά αφρώδης πολυουρεθάνη, 8 εκατοστά τσιμεντοπηλό και 0,8 εκατοστά χυτής ελαστικής μεμβράνης αμελητέου ειδκού βάρους.

Πολυουρεθάνη

Πυκνότητα 35kg/m3

Πάχος =0,06 m

Ειδικό βάρος πολυουρεθάρης gp=0,35 *0,06 =0,021 kN/m²

• Τσιμεντοπηλός ρύσεων

Πυκνότητα 1800kg/m³

Πάχος =0,08 m

Ειδικό βάρος gc=18 *0,08 =1,44 kN/m²

Επιφανειακό φορτίο μηχανολογικού gm=4.93 $\,kN/m^2$

Τελικό βάρος =3,19+4,93= 8,12 kN/m²

Green area



ΤΟΜΗ ΑΝΘΩΝΑ

Σχήμα 3.7: Τομή δαπέδου μηχανολογικού ορόφου-Green area.

Βάρος φυτοχώματος =20 kN/m3 * 0,25 m = 5 kN/m2

• Ελαφρομπετόν

Πυκνότητα 500kg/m3

Πάχος =0,2 m

Επιφανειακό φορτίο ελαφρομπετόν ge= 5^* 0,2 = 1 $\ kN/m^2$

Τελικό βάρος = 3,19+1+ 5*= 9,19 kN/m2

Στο μηχανολογικό σαν μόνιμο βάρος θεωρήθηκε και ο συμπιεστής συστήματος κλιματισμού το οποίο υπολογίστηκε 8 kN/m2

Τελικό βάρος στην επιφάνεια του συμπιεστ
ή 3,19+8 = 11,19 kN/m²
<u>Υπόγειο</u>



Σχήμα 3.8: Τομή δαπέδου υπογείου.

Πάνω από την τοποθέτηση της πλάκας τοποθετείται μπετόν τριφτό 80 χιλιοστών

Ειδικό βάρος σκυροδέματος g_bg= 25 ${\bf kN/m^3}~*~0,08$ =2 ${\bf kN/m^2}$

Τελικό βάρος =5.19 kN/m²

<u>Στέγη</u>



Σχήμα 3.9: Τομή οροφής.

Στη στέγη έχουν τοποθετηθεί φωτοβολταϊκά πανέλα καθώς και σάντουιτς πάνελ πάνω από τις δοκούς.

Το βάρος των φωτοβολταιών είναι 20 κιλά το τετραγωνικό μέτρο. (0,25 kN/m²)

Το πάνελ πολυουρεθάνης είναι 40 kg/m² (0,40 kN/m²)

Ψευδοροφή =0,15 kN/m²

Τελικό βάρος στέγης =0,25+0,4+0,15=0,8 kN/m²

$$kl=0, 6\frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h_{sc}}{hp} - 1\right) \le 1$$





Σχήμα 3.10: Οροφή κτιρίου.

Κατανομή φορτίων στους ορόφους

<u>Υπόγειο -2,-1</u>

Σε όλη την επιφάνεια

- $p_{\text{gplaka}} = = 3,19 \text{ kN/m}^2$ (ίδιο βάρος πλάκας)
- $f(g_b = 2 \text{ kN/m}^2 (ειδικό βάρος επικάλυψης)$



Σχήμα 3.11: Κάτοψη υπογείου.



Σχήμα 3.12: Κάτοψη ισογείου.



Σχήμα 3.13: Κάτοψη μεσοπατώματος.

Μεσοπάτωμα

<u>Μηχανολογικός</u>



Σχήμα 3.14: Κάτοψη μηχανολογικού ορόφου

<u>1°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.15: Κάτοψη 1°υ ορόφου.



Σχήμα 3.16: Κάτοψη 2°υ ορόφου

<u>3°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.17: Κάτοψη 3^{ov} ορόφου.

<u>4°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.18: Κάτοψη 4^{ov} ορόφου.

<u>5°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.19: Κάτοψη 5^{ου} ορόφου.

<u>6°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.20: Κάτοψη 6^{ov} ορόφου.

<u>7°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.21: Κάτοψη 7^{ου} ορόφου.



Σχήμα 3.22: Κάτοψη 8°υ ορόφου.

<u>9°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.23: Κάτοψη 9°υ ορόφου.

<u>10°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.24: Κάτοψη 10^{00} ορόφου.

<u>11°ς Όροφος</u>



Σχήμα 3.25: Κάτοψη 11°
υ ορόφου.

Στέγη





3.3 Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία αυτή των δράσεων εντάσσονται τα επιβαλλόμενα φορτία , τα φορτία χιονιού και τα φορτία ανέμου

<u>Κινητά-μεταβλητά φορτία (live loads)</u>

<u>Υπόγειο</u>

- $\Omega \phi \epsilon \lambda \mu \alpha = 5.0 k N/m^2$
- Ωφέλιμα Χωρίσματα = 0.8kN/m^2

<u>Ισόγειο</u>

- $\Omega \phi \epsilon \lambda \mu \alpha = 5.0 \text{kN/m}^2$
- Ωφέλιμα Χωρίσματα = 0.8kN/m^2

<u>Μεσοπάτωμα</u>

- $\Omega \phi \epsilon \lambda \mu \alpha = 5 k N/m^2$
- Ωφέλιμο μπαταρίας = 10 kN/m²

<u>Μηχανολογικός</u>

- $\Omega \phi \epsilon \lambda \mu \alpha = 7,5 k N/m^2$
- Ωφέλιμο μπαταρίας = 15 kN/m²

<u>1°ς (2°ς -11°ς)Όροφος</u>

- $\Omega \phi \epsilon \lambda \mu \alpha = 3.0 \text{kN/m}^2$
- $\Omega \phi \epsilon \lambda \mu \alpha X \omega \rho i \sigma \mu \alpha \tau \alpha = 0.8 k N/m^2$

<u>Στέγη</u>

• Ωφέλιμα = 1,0 kN/m²

<u>Κλιμακοστάσιο</u>

• $\Omega \phi \epsilon \lambda \mu \alpha = 3.5 \text{ kN/m}^2$

3.3.1 Δράσεις Ανέμου

Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται από την πιο κάτω εξίσωση σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1991-1-4 :

$$\mathbf{v}_{\mathrm{b}} = \mathbf{c}_{\mathrm{dir}} * \mathbf{c}_{\mathrm{searon}} * \mathbf{v}_{\mathrm{b},0} \tag{3.1}$$

όπου :

v_b είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας ΙΙ.

 $V_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση (όπως γρασίδι) και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Η θεμελιώδης τιμή της $v_{b,0}$ σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται στα :

• 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή

• 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα

Στην παρούσα διπλωματική λαμβάνεται $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ επειδή το κτίριο βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10 Km από την ακτή.

 c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης και η τιμή του μπορεί να δίνεται για διάφορες διευθύνσεις από το Εθνικό Προσάρτημα . Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0 .

c_{searon} είναι ο εποχιακός συντελεστής και η τιμή του για κάθε χώρα μπορεί να δίνεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0.

Συνεπώς: $v_b \! = \! 1,\! 0 \, * \, 1,\! 0 \, * \, 27 = \! 27 \ m/s$

Μέση ταχύτητα ανέμου

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

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$
 (3.2)

όπου:

 $c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Προτεινόμενη τιμή είναι 1,0.

 $c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

Υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους z από τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_o) \qquad \qquad \gamma \iota \alpha \ z_{\min} \le z \le z_{\max} = 200m \qquad (3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r * \ln(z_{\min}/z_o) \qquad \gamma \iota \alpha \ z \le z_{\min}$$
(3.4)

όπου:

z_o είναι το μήκος τραχύτητας

 k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_o και υπολογίζεται με βάση την πιο κάτω σχέση:

$k_{r} = 0,19 * (z_0 / z_{0,II})^{0,07}$	(3.5))

 $z_{o}: Mήκος τραχύτητας (σε μέτρα m), από τον Πίνακα 3.1$ $<math>z_{o,u} = 0,05m$ (κατηγορία εδάφους ΙΙ, από τον Πίνακα 3.1) $z_{min}:$ το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.1 $z_{max}: \lambda$ αμβάνεται ίσο με 200m

Πίνακας 3.1 - Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

	Κατηγορία εδάφους	Zo	Z _{min}
		m	m
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
Ι	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
Π	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
	κτιρια των οποίων το μεσο υψος ξεπερνά τα 15m. Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στην απεικόνιση Α.1.	1,0	10

Α.1 Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα.

Κατηγορία εδάφους Ι

Λίμνες ή περιογή με αμελητέα βλάστηση και γωρίς εμπόδια.

Κατηγορία εδάφους Π

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.

Κατηγορία εδάφους ΙΙΙ

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως γωριά, προάστια, μόνιμα δάση).

Κατηγορία εδάφους ΙV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.











Σχήμα 3.27: Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους.

Με βάση τα δεδομένα της περιοχής τοποθέτησης του φορέα της παρούσας διπλωματικής, η κατηγορία εδάφους στην οποία εντάχθηκε είναι η IV με $z_o = 1$ m και $z_{min} = 10$ m. Το μέγιστο ύψος αναφοράς z_e του φορέα και κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y είναι $z_e = h = 64,77 m$ Άρα $z > z_{min} = 10$ m. Οπότε χρησιμοποιήθηκε η σχέση: $c_r(z)$

$$) = k_r * \ln(z/z_0) \qquad \qquad \gamma \iota \alpha \ z_{\min} \le z \le z_{\max} = 200m \qquad (3.6)$$

Διεύθυνσης Z-X με Ze=64,77 m



Σχήμα 3.28: Ύψος αναφοράς Z_e κατά την διεύθυνση X.



Σχήμα 3.29: Ύψος αναφοράς Z_{e} κατά την διεύθυνση Υ.

Στροβιλισμός Ανέμου

$$\begin{split} H & \text{évtash tou strobhlismoù Iv(z) se úvog z upologizetat apó tig scéseig:} \\ Iv(z) &= (ki) / \{ c_0(z) * ln(z/z_0) \} & \text{gia } z_{\min} \leq z \leq z_{max} = 200m \\ Iv(z) &= Iv(z_{min}) & \text{gia } z < z_{min} \end{split}$$

Όπου:

kι : ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Πίεση ταχύτητα αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής qp(z) σε ύψος z, η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, θα πρέπει να προσδιορίζεται.

$$q_{p}(z) = [1+7 * I_{v}(z)] * 1/2 * \rho * v_{m}^{2}(z) = c_{e}(z) * q_{b}$$
(3.8)

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών (προτεινόμενη τιμή) $\rho = 1.25 \text{ Kg/m3}$)

 $c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται στην πιο κάτω εξίσωση

$$ce(z) = (qp(z) / qb)$$
(3.9)

 q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται στην πιο κάτω εξίσωση

$$q_b = 12*\rho*(v_b)^2 \tag{3.10}$$

Για επίπεδο έδαφος (c0(z) = 1,0) ο συντελεστής έκθεσης ce(z) δίνεται από το διάγραμμα του σχήματος 3.30 που ακολουθεί, ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους:



Σχήμα 3.30: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης c_e(z) για c_0=1,0, k_I=1,0.

46

Πιέσεις ανέμου σε επιφάνειες

Η πίεση του ανέμου που δρά στις εξωτερικές επιφάνειες, we θα λαμβάνεται από την πιο κάτω εξίσωση:

$$w_e = q_p (z_e)^* c_{pe}$$
 (3.11)

όπου:

 q_p (z_e) είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

 z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

cpe είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρά στις εσωτερικές επιφάνειες, w_i θα λαμβάνεται από την πιο κάτω εξίσωση

$$w_i = q_p (z_e)^* c_{pi}$$
 (3.12)

όπου

 $q_p\left(z_e\right)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

zi είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

cpi είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Απαιτείται ο υπολογισμός των συντελεστών εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης αντίστοιχα c_{pe}, και c_{pi.}

- Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας Α, η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες Α του 1 m² και 10 m² στους Πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως c_{pe,1} για τους τοπικούς συντελεστές και c_{pe,10} για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα.
- Ως φορτιζόμενη επιφάνεια θεωρείται αυτή η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.



Στο σχήμα 3.31 φαίνεται η μεταβολή του c_{pe} συναρτήσει της Α

Σχήμα 3.31: Διάγραμμα μεταβολή του c_{pe} συναρτήσει της Α.

- $\Gamma \iota \alpha A \leq 1m^2 \epsilon \iota \nu \alpha \iota cpe=cpe, 1$
- $\Gamma_{1\alpha} \ 1m2 \le A \le 10 \ m2 \ \epsilon$ íval cpe= cpe,1 + (cpe,10 cpe,1) * log10A
- $\Gamma \iota \alpha A \ge 10m2 \epsilon \iota \nu \alpha \iota cpe=cpe, 10$

<u>Τα ύψη αναφοράς ze</u>

Αναλόγως των διαστάσεων του φορέα κατά τις διευθύνσεις X και Y (και τη συσχέτιση μεταξύ του ύψους h και πλάτους b του φορέα) και τη διεύθυνση στην οποία ο άνεμος ασκεί πίεση πάνω στις κατακόρυφες επιφάνειες του φορέα, προσδιορίζεται και το αντίστοιχο ύψος αναφοράς *z_e* της κατασκευής (για τους προσήνεμους τοίχους).

- Γ ia $h \leq b$ lambánetai ws éna tmúma me $z_e = h$
- Γ ia $b \le h \le 2b$ to ktírio θ ewreitai óti apartizetai apó dúo tµµµata µe úyoz $z_e = b$ gia to caµµlótero kai $z_e = h$ gia to uperkeíµevo
- Για $h \ge b$ το κτήριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$, το υψηλότερο έχει ύψος ze = h, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b.

Ακολουθεί επεξηγητικό σχήμα από τον ευρωκώδικα.



Σχήμα 3.32: Ύψος αναφοράς ze συναρτήσει των h και b και η αντίστοιχη κατανομή πιέσεων.

Στην περίπτωση του κτιρίου :

Έγινε μια παραδοχή ότι το κτίριο είναι ορθογωνικό για να μπορεί να υπολογιστεί η ένταση του ανέμου. Οπότε με τη βοήθεια των περιβάλλουσων δημιουργήθηκε το ορθογώνιο όπως φαίνεται πιο κάτω



Σχήμα 3.33: Παραδοχή ορθωγωνικού κτιρίου.

<u>Για διεύθυνση ανέμου θ = 90°</u> έχει ύψος h= 64,77 m και το πλάτος b =53,45 m. \rightarrow b < h< 2b \rightarrow To κτήριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από από δύο τμήματα z_e=b και z_e= h



b=53,45 m

Σχήμα 3.34: Διεύθυνση Ανέμου κατά 90°.



Σχήμα 3.35: Κατανομή Πιέσεων κατά θ=90°.

Οπότε θα έχουμε:

$$c_{r}(b) = k_{r} * \ln(z/z_{o}) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .\ln(\frac{53.45}{1}) = 0,9323$$

$$c_{r}(h) = k_{r} * \ln(z/z_{o}) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .\ln(\frac{64,77}{1}) = 0,9773$$

Άρα, η μέση ταχύτητα ανέμου είναι :

 $v_m(b) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0.9323 * 1*27 = 25.17 \text{ m/s}$ $v_m(h) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0.97 * 1*27 = 26.19 \text{ m/s}$

Η ένταση του στροβιλισμού Ιν(z) σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

 $I\nu(z) = (k\iota) \; / \; \{ \; c_o(z) * ln(z/z_o) \; \} {=} 200 \qquad \gamma \iota \alpha \; z_{min} {\,\leq\,} z {\,\leq\,} z_{max}$

$$Iv(b) = 1/(1*ln(53,45/1)) = 0,2513$$

$$Iv(h) = 1/(1*ln(64,77/1)=0,239)$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής

 $q_p(z) = [1+7 *I_v(z)] *1/2 * \rho * v_m^2(z) =$

 $q_p(b) = [1+7 *0,251]*1/2 * 1,25 *10^{-3} * 25,17^2 = 1,091 \text{ kN/m}^2$

 $q_p(h) = [1+7 *0.239]*1/2 *1.25*10^{-3}*26.19^2 = 1.148 \text{ kN/m}^2$

<u>Για διεύθυνση ανέμου θ = 0</u>^o έχει ύψος h= 64,77 m και το πλάτος b = 16,15 m. \rightarrow h>2b \rightarrow Το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από από πολλά τμήματα z_e=h και z_e= b και τα ενδιάμεσα με z_e=z_{strip}.



Σχήμα 3.36: Διεύθυνση Ανέμου κατά θ=0°.

Οπότε θα έχουμε:

 $\begin{aligned} Zstrip=(h-2*b)/4 &= (64,77-2*19.87)/4 = 6.25m \\ c_r(b) &= k_r*ln(z/z_0) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .ln(\frac{19,87}{1}) = 0,70 \\ c_r(h) &= k_r*ln(z/z_0) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .ln(\frac{64,77}{1}) = 0,9773 \\ c_r(zstrip1) &= k_r*ln(z/z_0) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .ln(\frac{26,12}{1}) = 0,764 \\ c_r(zstrip2) &= k_r*ln(z/z_0) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .ln(\frac{32,372}{1}) = 0,814 \\ c_r(zstrip3) &= k_r*ln(z/z_0) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .ln(\frac{38,62}{1}) = 0,8561 \\ c_r(zstrip4) &= k_r*ln(z/z_0) = 0,19.(\frac{1,0}{0,05})^{0,07} .ln(\frac{44,87}{1}) = 0,891 \end{aligned}$

Άρα, η μέση ταχύτητα ανέμου είναι :

$$v_m(b) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0,7*1*27 = 18,9m/s$$

$$v_m(h) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0,97*1*27=26,19 m/s$$

 $v_m(z_{strip1}) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0,764*1*27=20,62 m/s$

 $v_m(z_{strip2}) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0.814*1*27 = 22.059 m/s$

 $v_m(z_{strip3}) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0.856*1*27=23.112 \text{m/s}$

 $v_m(z_{strip4}) = c_r(b) * c_o(b) * v_b = 0,891*1*27=24,057 m/s$

Η ένταση του στροβιλισμού Ιν(z) σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

Iv(b) = 1/(1*ln(19,87/1)=0,334)

Iv(h) = 1/(1*ln(64,77/1)=0,237)

 $Iv(z_{strip1}) = 1/(1*ln(26,12/1)) = 0,306$

 $Iv(z_{strip2}) = 1/(1*ln(32,37/1)=0,289)$

 $Iv(z_{strip3}) = 1/(1*ln(38,62/1)=0,273)$

 $Iv(z_{strip4}) = 1/(1*ln(44,87/1)=0,262)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής:

 $q_p(b) = [1+7 *0.334]*1/2 * 1.25 *10^{-3} * 18.9^2 = 0.745 \text{kN/m}$

 $q_{p}(h) = [1+7 *0,237]*1/2 *1,25*10^{-3}*26,19^{2}=1,139 \text{ kN/m}^{2}$

 $q_p(z_{strip1}) = [1+7 *0.306]*1/2 * 1.25 *10^{-3} * 20.62^2 = 0.835 \text{kN/m}$

 $q_p(z_{strip2}) = [1+7 *0.289]*1/2 * 1.25 *10^{-3} * 22.059^2 = 0.919 \text{kN/m}$

 $q_p(z_{strip3}) = [1+7 *0.273]*1/2 * 1.25 *10^{-3} * 23.112^2 = 0.972 \text{kN/m}$

 $q_p(z_{strip4}) = [1+7 *0.262]*1/2 * 1.25 *10^{-3} * 24.054^2 = 1.025 \text{kN/m}$



Σχήμα 3.37: Κατανομή Πιέσεων κατά θ=0°.

Αεροδυναμικός συντελεστής πίεσης

Εξωτερικός συντελεστής πίεσης

Στους πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες, έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά ανά διεύθυνση.

Αντιπροσωπεύουν τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από το Σχήμα 3.38 και τον Πίνακα 3.2 για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου και ανάλογα με τον λόγο h/d. Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 3.38: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους.

Πίνακας 3.2 - Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζ <u>ώνη</u>	Α		В		С			D	E	1
h/d	Cpe.10	Cpe.1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10 Cpe,1		Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5 +0,8 +1,0		-0,	-0,7		
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		-0,5 +0,7 +1,0		-0,	3

<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 90^{\circ}$ </u>

 \rightarrow h=64,77 m και πλάτος b= 53,45 m και d= 16,15 m e= min {b;2h} = min {53,45 ;2*64,77} =53,45 ≥ d

h/d = 4.01

 \rightarrow c_{pe} = -1,2 : A (e/5= 10.69 m)

 \rightarrow c_{pe} = -0,8 : B (e/5= 5.46m)

 \rightarrow c_{pe} = +0,8 : D

 \rightarrow c_{pe} = -0,65: E Για διεύθυνση ανέμου θ = 0°

 \rightarrow h=64,77 m και πλάτος b= 16,15 m και d= 53,45m e= min {b;2h} = min {16,15;2*64,77} = 16,15 < d

h/d= 1,21

 \rightarrow c_{pe} = -1,2 : A (e/5= 3,23 m)

- \rightarrow c_{pe} = -0,8 : B (e4/5=12,92 m)
- $\rightarrow c_{pe} = -0,5: C (d-e=37,5m)$
- \rightarrow c_{pe} = +0,8: D
- \rightarrow c_{pe} = -0,5105: E

Εσωτερικός Συντελεστής πίεσης

Σύμφωνα με τον ευρωκώδικα για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης cpi θα προσδιορίζεται από το πιο κάτω Σχήμα, και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου, h/d, και του ποσοστού των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ, το οποίο θα προσδιορίζεται από την Εξίσωση :

(3.13)

 $\mu = \frac{\sum επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο c_{pe} είναι αρνητικός ή 0,0}{\sum επιφάνειες όλων των ανοιγμάτων}$



Σχήμα 3.39: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα.

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το cpi θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

Στην περίπτωση την δική μας επειδή δεν είναι δυνατή η εκτίμηση του μ
 τότε θα πάρουμε την δυσμενέστερη κατάσταση με cpi +0,2 και -0,3.

Εξωτερική πίεση

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

Υπολογισμοί για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe,10}$$
 (3.14)

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^{\circ}$ </u> έχει ύψος h= 64,77 m και το πλάτος b = 53,45 m z_e=b \rightarrow q_p(h)= 1,09 kN/m²

$$\begin{split} w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,09 \, * \, (-1,2) = -1,308 \ kN/m^2 \, : \, A \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,09 \, * \, (-0,8) = -0,872 \ kN/m^2 \, : \, B \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,09 \, * \, (+0,8) = +0,872 \ kN/m^2 \, : \, D \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,09 \, * \, (-0,65) = -0,7085 \ kN/m^2 \, : \, E \end{split}$$

$$\begin{split} z_e = h &\rightarrow q_p(h) = 1,148 \ kN/m^2 \\ w_e = q_p(h) * c_{pe10} = 1,148 * (-1,2) = -1,38 \ kN/m^2 : A \\ w_e = q_p(h) * c_{pe10} = 1,148 * (-0,8) = -0,96 \ kN/m^2 : B \\ w_e = q_p(h) * c_{pe10} = 1,148 * (+0,8) = +0,96 \ kN/m^2 : D \\ w_e = q_p(h) * c_{pe10} = 1,148 * (-0,65) = -0,75 \ kN/m^2 : E \end{split}$$



A (e/5= 10.69 m) B (e/5= 5.46m)

Σχήμα 3.40: Συμβολισμοί για διεύθυνση ανέμου θ=90°.

Για διεύθυνση ανέμου θ = 0° -έχει έξι ύψη αναφοράς h=64,77 m ,b=16,15 zstrip1= 26,12 m, zstrip2= 32,37 m, zstrip3= 38,62 m, zstrip4= 44,87 m,

\succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=b \rightarrow q_p(b)= 0,745kN/m</u>

$$\begin{split} w_e &= q_p(h) \, \ast \, c_{pe10} = 0,745 \, \ast \, (\text{-} \, 1,2) = \text{-}0.894 \ kN/m^2 \ \text{:A} \\ w_e &= q_p(h) \, \ast \, c_{pe10} = 0,745 \, \ast \, (\text{-} \, 0,8) = \text{-}0,596 \ kN/m^2 \ \text{:B} \\ w_e &= q_p(h) \, \ast \, c_{pe10} = 0,745 \, \ast \, (\text{-} \, 0,5) = \text{-}0,3725 \ kN/m^2 \ \text{:C} \\ w_e &= q_p(h) \, \ast \, c_{pe10} = 0,745 \, \ast \, (\text{+} \, 0,8) = \text{+}0,596 \ kN/m^2 \ \text{:D} \\ w_e &= q_p(h) \, \ast \, c_{pe10} = 0,745 \, \ast \, (\text{-} \, 0,51) = \text{-}0,38 \ kN/m^2 \ \text{:E} \end{split}$$

$\succ \underline{\Gamma\iota \alpha \ h=h=64,77 \ m \rightarrow q_p(b)=1,139 \text{kN/m}}$

$$\begin{split} w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,139 \, * \, (-1,2) = -1.366 \ kN/m^2 \quad : A \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,139 \, * \, (-0,8) = -0.912 \ kN/m^2 \quad : B \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,139 \, * \, (-0,5) = -0,5695 \ kN/m^2 \, : C \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,139 \, * \, (+0,8) = +0,912 \ kN/m^2 \, : D \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 1,139 \, * \, (-0,51) = -0,58 \ kN/m^2 \, : E \end{split}$$

$\succ \underline{\Gamma\iota\alpha \ h=z_{\text{strip1}} \rightarrow q_p(b)=0,835 \text{kN/m}}$

$$\begin{split} w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} \, = \, 0.835 \, * \, (-1,2) \, = \, -1.002 \ kN/m^2 \quad : A \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} \, = \, 0.835 \, * \, (-0,8) \, = \, -0.668 \ kN/m^2 \quad : B \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} \, = \, 0.835 \, * \, (-0,5) \, = \, -0.4175 \ kN/m^2 \, : C \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} \, = \, 0.835 \, * \, (+0,8) \, = \, +0.668 \ kN/m^2 \, : D \\ w_e &= q_p(h) \, * \, c_{pe10} \, = \, 0.835 \, * \, (-0.51) \, = \, -0.43 \ kN/m^2 \, : E \end{split}$$

$\succ \underline{\Gamma\iota\alpha \ h= z_{\text{strip2}} \rightarrow q_p(b) = 0,919 \text{kN/m}}$

$$\begin{split} & w_e = q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 0,919 \, * \, (-1,2) = -1.11 \ kN/m^2 & :A \\ & w_e = q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 0,919 \, * \, (-0,8) = -0.735 \ kN/m^2 & :B \\ & w_e = q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 0,919 \, * \, (-0,5) = -0,459 \ kN/m^2 & :C \\ & w_e = q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 0,919 \, * \, (+0,8) = +0,735 kN/m^2 & :D \\ & w_e = q_p(h) \, * \, c_{pe10} = 0,919 \, * \, (-0,51) = -0,47 \ kN/m^2 & :E \end{split}$$

\blacktriangleright <u> $\Gamma \iota \alpha$ h= z_{strip3} \rightarrow q_p(b)= 0,972kN/m</u>

$$\begin{split} & we = qp(h) * c_{pe10} = 0,972 * (-1,2) = -1.17 \ kN/m^2 & : A \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 0,972 * (-0,8) = -0,777 \ kN/m^2 & : B \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 0,972 * (-0,5) = -0,486 \ kN/m^2 & : C \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 0,972 * (+0,8) = +0,777 \ kN/m^2 & : D \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 0,972 * (-0,51) = -0,5 \ kN/m^2 & : E \end{split}$$

\succ <u> $\Gamma \iota \alpha$ h= z_{strip4} \rightarrow q_p(b)= 1,025kN/m</u>

$$\begin{split} & we = qp(h) * c_{pe10} = 1,025 * (-1,2) = -1.23 \ kN/m^2 & : A \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 1,025 * (-0,8) = -0,82 \ kN/m^2 & : B \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 1,025 * (-0,5) = -0,5125 kN/m^2 & : C \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 1,025 * (+0,8) = +0,82 kN/m^2 & : D \\ & we = qp(h) * c_{pe10} = 1,025 * (-0,51) = -0,523 \ kN/m^2 : E \end{split}$$



A=e/5=3,23 m B=e/5=12,92 m C=d-e=37,5m



$\frac{E σωτερική πίεση}{W_{ι} = q_{p}(z_{e}) * c_{pi}}$

Θετικός Συντελεστής cpi=+0,2

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^{\circ}$ </u> -έχει ύψος h= 64,77 m και το πλάτος b = 53,45 m

 $z_e=b \rightarrow q_p(h)=1,09 \text{ kN/m}^2$

 $w_1 = q_p(h) * c_{pi} = 1,09 * (+0,2) = +0,218 \text{ kN/m}^2$

 $z_e=h \rightarrow q_p(h)=1,148 \text{ kN/m}^2$

 $w_i = q_p(h) * c_{pi} = 1,148 * (+0,2) = 0,229 \text{ kN/m}^2$

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^{\circ}$ </u> -έχει έξι ύψη αναφοράς h=64,77 m ,b=16,15 zstrip1= 26,12 m, zstrip2= 32,37 m, zstrip3= 38,62 m, zstrip4= 44,87 m,

 \succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=b \rightarrow q_p(b)= 0,745kN/m</u>

wi= $q_p(h) * c_{pi} = 0.745 * (+0.2) = +0.149 \text{ kN/m}^2$ \succ $\Gamma_{\iota \alpha} h=b \rightarrow q_p(b) = 1.139 \text{ kN/m}$

wi= $q_p(h) * c_{pi} = 1,139 * (+0,2) = +0,228 \text{ kN/m}^2$

 \succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=z_{strip1} \rightarrow q_p(b)= 0,835kN/m</u>

 $wi = q_p(h) * c_{pi} = 0.835 * (+0.2) = +0.167 \text{ kN/m}^2$

 $\succ \quad \underline{\Gamma\iota\alpha \ h= z_{strip2} \rightarrow q_p(b) = 0.919 \text{kN/m}}$

 $wi_{i} = q_{p}(h) * c_{pi} = 0.919 * (+0.2) = +0.184 \text{ kN/m}^{2}$

 \succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=b \rightarrow q_p(b)= 0,972kN/m</u>

wi = qp(h) * $c_{pi} = 0.972$ * (+0,2) =+0.195 kN/m²

 \succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=b \rightarrow q_p(b)= 1,025kN/m</u>

wi = qp(h) * c_{pi} = 1,025 * (+0,2) = +0,205 kN/m²

Αρνητικός Συντελεστής cpi=-0,3

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^{\circ}$ </u> έχει ύψος h= 64,77 m και το πλάτος b = 53,45 m

 $z_e=b \rightarrow q_p(h)=1,09 \text{ kN/m}^2$

 $w_i = q_p(h) * c_{pi} = 1,09 * (-0,3) = -0,327 \text{ kN/m}^2$

 $z_e=h \rightarrow q_p(h)=1,148 \text{ kN/m}^2$

 $w_i = q_p(h) * c_{pi} = 1,148 * (-0,3) = -0,344 \text{ kN/m}^2$

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^{\circ}$ </u> έχει έξι ύψη αναφοράς h=64,77 m ,b=16,15 zstrip1= 26,12 m, zstrip2= 32,37 m, zstrip3= 38,62 m, zstrip4= 44,87 m,

\succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=b \rightarrow q_p(b)= 0,745kN/m</u>

 $w_i = q_p(h) * c_{pi} = 1,139 * (-0,3) = -0,342 \text{ kN/m}^2$

 \succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=z_{strip1} \rightarrow q_p(b)= 0,835kN/m</u>

 $w_i = q_p(h) * c_{pi} = 0.835 * (-0.3) = -0.249 \text{ kN/m}^2$

$\succ \quad \underline{\Gamma\iota\alpha \ h= z_{\text{strip2}} \rightarrow q_p(b) = 0,919 \text{kN/m}}$

 $w_i = q_p(h) * c_{pi} = 0.919 * (-0.3) = -0.275 \text{ kN/m}^2$

\succ <u> $\Gamma\iota\alpha$ h=b \rightarrow q_p(b)= 0,972kN/m</u>

wi = qp(h) * $c_{pi} = 0.972$ * (-0.3) =- 0.292 kN/m²

 $\succ \quad \underline{\Gamma\iota \alpha \ h=b \rightarrow q_p(b)=1,025 kN/m}$

wi = qp(h) * c_{pi} = 1,025 *(-0,3) = - 0,3075 kN/m²

<u>Τελικές πιέσεις</u>

Από το άθροισμα των we και wi ανά επιφάνεια, προκύπτει η τελική πίεση σε κάθε τμήμα του κτιρίου. Δημιουργήθηκαν δύο είδη φόρτισης αφού οι εσωτερικές πιέσεις διαχωρίστηκαν σε δύο περιπτώσεις, με θετικό και αρνητικό συντελεστή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

Περίπτωση 1 - Άνεμος με θετικό συντελεστή cpi=+0,2

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^{\circ}$ </u> έχει ύψος h= 64,77 m και το πλάτος b = 53,45 m

 $z_e=b$

z_e=h

 $\begin{array}{ll} w_{=} \text{-1,607} & kN/m^2 \text{: } A \\ w_{=} \text{-1,148} & kN/m^2 \text{: } B \\ w_{=} \text{+0,688} & kN/m^2 \text{: } D \\ w_{=} \text{-0,976} & kN/m^2 \text{: } E \end{array}$

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^{\circ}$ </u> -έχει έξι ύψη αναφοράς h=64,77 m, b=16,15 m, zstrip1= 26,12 m, zstrip2= 32,37 m, zstrip3= 38,62 m, zstrip4= 44,87 m,

<u>Για h=b</u>

 $\begin{array}{l} w= \text{-} 1,043 \ kN/m^2 \ : A \\ w= \text{-} 0,745 \ kN/m^2 \ : B \\ w= \text{-} 0,522 \ kN/m^2 \ : C \\ w= \ +0,447 kN/m^2 \ : D \\ w= \ - 0,53 \ kN/m^2 \ : E \end{array}$

<u>Για h=h=64,77 m</u>

- > $\Gamma\iota\alpha h = z_{strip1}$
- > $\underline{\Gamma\iota\alpha \ h} = \underline{z_{strip2}}$

- > $\underline{\Gamma\iota\alpha \ h= z_{\text{strip3}}}$

$\succ \frac{\Gamma \iota \alpha h = z_{\text{strip4}}}{\Gamma \iota \alpha h = z_{\text{strip4}}}$

Περίπτωση 2 - Άνεμος με αρνητικό συντελεστή cpi=-0,3

<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 90^{\circ}$ </u> έχει ύψος h= 64,77 m και το πλάτος b = 53,45 m

 $z_e = b$

 $w_{=}+1,2$ $kN/m^{2}:D$ $w_{=}-0,382$ $kN/m^{2}:E$

z_e=h

 $\begin{array}{ll} w_{=} \text{-1,033} & kN/m^2 \text{: A} \\ w_{=} \text{-0,616} & kN/m^2 \text{: B} \\ w_{=} \text{+1,304} & kN/m^2 \text{: D} \\ w_{=} \text{-0,406} & kN/m^2 \text{: E} \end{array}$

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^{\circ}$ </u> έχει έξι ύψη αναφοράς h=64,77 m ,b=16,15 zstrip1= 26,12 m, zstrip2= 32,37 m, zstrip3= 38,62 m, zstrip4= 44,87 m,

<u>Για h=b</u>

<u>Για h=h=64,77 m</u>

$$\begin{split} & w = \text{-} \ 1,025 \ kN/m^2 & : A \\ & w = \text{-} \ 0,57 \ kN/m^2 & : B \\ & w = \text{-} \ 0,228 \ kN/m^2 & : C \\ & w = \text{+} \ 1,25kN/m^2 & : D \\ & w = \text{-} \ 0,24 \ kN/m^2 & : E \end{split}$$

> $\Gamma\iota\alpha h = z_{strip1}$

- > $\underline{\Gamma\iota\alpha h} = \underline{z}_{\text{strip2}}$
 - $$\begin{split} & w = -\ 0.827 \ kN/m^2 \ : A \\ & w = -\ 0.46 kN/m^2 \ : B \\ & w = -0.184 \ kN/m^2 \ : C \\ & w = \ +1.011 kN/m^2 \ : D \\ & w = \ -\ 0.193 kN/m^2 \ : E \end{split}$$
- > $\underline{\Gamma\iota\alpha \ h= z_{\text{strip3}}}$

> $\Gamma \iota \alpha h = z_{strip4}$

$$\begin{split} & w = -1,9225 \ kN/m^2 : A \\ & w = -0,5125 \ kN/m^2 : B \\ & w = -0,205 \ kN/m^2 : C \\ & w = +1,127 \ kN/m^2 : D \\ & w = -0,2155 \ kN/m^2 : E \end{split}$$

Μονόκλινη Στέγη

Το ύψος αναφοράς ze της στέγης θα λαμβάνεται ίσο με h. Η στέγη συμπεριλαμβανομένων των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως πιο κάτω



Σχήμα 3.42: Συμβολισμοί για μονόκλινη στέγη.

Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη που πρέπει να χρησιμοποιηθούν δίνονται στους πιο κάτω πίνακες

	Ζú	ύνη για	διεύθυν	ση ανέ	έμου Θ =	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου Θ = 180°						
Γωνία κλίσης <i>α</i>	F		G		н		F		G		н	
	C pe,10	C pe,1	C pe,10	C pe,1	C pe,10	C pe,1	C pe,10	C pe,1	C pe,10	C pe,1	C pe,10	C pe,1
۲°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2		0 -	10			10
5	+0,0		+0	0,0	+0,0		-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
450	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3							
15	+0,2		+0	+0,2 +0,2		-2,5 -2,8	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9 -1,2	-1,2	
20°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2			2.2	0.0	4 5		
30	+0,7		+0	+0,7		+0,4		-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
4 5 °	-(0,0	-0,0		-0,0			-1,3			0.7	
45°	+0,7		+0	,7	+0,6		-0,6		-(),5	-0,7	
60°	+(0,7	+0	,7	+0,7		+0,7 -0,5 -1,0 -0,5		-0,5		-(0,5
75°	+(0,8	+0	,8	+0,	8	-0,5	-1,0	-(),5	-(0,5

Πίνακας 3.3.α- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονόκλινης στέγες

Πίνακας 3.3.
β - Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονόκλινης στέγες

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου Θ = 90°											
	Fup		Fup		Fi	ow	C	6	ŀ	1		I
	<i>C</i> _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	<i>C</i> _{pe,10}	C _{pe,1}	<i>C</i> _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}		
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5			
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2		
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2		
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2		
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2		
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-	0,5		

Παραδοχές

Θεωρώ ότι η στέγη μού είναι ορθογωνική και έχει κλίση $21^{\rm o}$





<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 0^{\circ}$ </u>

 \rightarrow h=64,77 m και πλάτος b= 15,57 m και e= min {b; 2h} = min {15,57 ;2*64,77} =15,57 m<d=29,37 m

cpe,10=(-0,74), (+0,436) :F (e/4=3,89m) -πλάτος 1,557

 $c_{pe,10}$ =-0,68, (0,436) :G (e/4=7,79m) $c_{pe,10}$ =-0,26 (+0,32):H (20,41 m)



Σχήμα 3.44: Συμβολισμοί κάτοψης στέγης κατά διεύθυνση θ=0°.

<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 180^{\circ}$ </u>

c_{pe,10}=-1,95 :F (e/4=3,89m)

c_{pe,10}=-1,1:G (e/4=7,79m)

cpe,10=-0,86 :H

<u>Για διεύθυνση ανέμου θ =90°</u> \rightarrow h=64,77 m και πλάτος b= 29,37 m και e= min {b; 2h} = min {29,37;2*64,77} =29,37

 $c_{pe,10}=-2,28$: F_{up} (e/4=7,73m)

c_{pe,10}=-1,7:G (15,46 m)

 $c_{pe,10}$ =-1,48 : F_{low} (e/4=7,73m) $c_{pe,10}$ =-0,9 :H (e/2=15,47m)

c_{pe,10}=-0,85, :I (0.1 m)



Σχήμα 3.45: Συμβολισμοί κάτοψης στέγης κατά διεύθυνση θ=90°.

Οι πιέσεις στην στέγη της κατασκευής έχουν διανεμηθεί με βάση τις παραπάνω επιφάνειες (για την εκάστοτε φορά ανέμου) και είναι οι εξής: $w_e = q_p(z_e) * c_{pe,10}$ (3.15)

<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 0^{\circ}$ </u>

$$\begin{split} w_e F &= 1,14^*(-0,74) = -0,843 \ kN/m^2 \\ w_e G &= 1,14^*(-0,68) = -0,7752 \ kN/m^2 \\ w_e H &= 1,14^*(-0,26) = -0,296 \ kN/m^2 \end{split} \qquad \begin{aligned} & w_e F &= 1,14^*(+0,436) = +0,497 \ kN/m^2 \\ & w_e F &= 1,14^*(+0,436) = +0,497 \ kN/m^2 \\ & w_e F &= 1,14^*(+0,436) = +0,3648 \ kN/m^2 \end{aligned}$$

<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 180^{\circ}$ </u>

 $w_eF=1,14*(-1,95) =-2,223 \text{ kN/m}^2$ $w_eG=1,14*(-1,1) =-1,254 \text{ kN/m}^2$ $w_eH=1,14*(-0.86) =-0,98 \text{ kN/m}^2$

<u>Για διεύθυνση ανέμου θ =90°</u>

$$\begin{split} & w_eF_{UP}{=}\;1,14^*({-}2,28)={-}\;2,599\;kN/m^2 \\ & w_eG{=}\;1,14^*({-}1,7)={-}\;1,938\;kN/m^2 \\ & w_eF_{low}{=}\;1,14^*({-}1,48)={-}\;1,687\;kN/m^2 \\ & w_eH{=}\;1,14^*({-}0,9)={-}1,26kN/m^2 \\ & w_eI=\;1,14^*({-}0,85)={-}0.967kN/m^2 \end{split}$$

<u>Τελικές πιέσεις</u>

Από το άθροισμα των w_e και w_i ανά επιφάνεια, προκύπτει η τελική πίεση σε κάθε τμήμα του κτιρίου. Δημιουργήθηκαν δύο είδη φόρτισης αφού οι εσωτερικές πιέσεις διαχωρίστηκαν σε δύο περιπτώσεις, με θετικό και αρνητικό συντελεστή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

Περίπτωση 1 - Άνεμος με θετικό συντελεστή cpi=+0,2

wF= -1,07 kN/m^2 wG= -1,0 kN/m^2 wH= +0,04524 kN/m^2

<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 180^{\circ}$ </u>

wF=- 2,45 kN/m² wG=- 1,48 kN/m² wH= -1,21 kN/m²

<u>Για διεύθυνση ανέμου θ =90°</u>

Περίπτωση 2 - Άνεμος με αρνητικό συντελεστή cpi=-0,3

 $wF=-0.5 kN/m^2$ $wG=-0.43 kN/m^2$ $wH=+0.0456 kN/m^2$
<u>Για διεύθυνση ανέμου $θ = 180^{\circ}$ </u>

wF= -1,88 kN/m² wG= -0,912 kN/m² wH= -0,63 kN/m²

<u>Για διεύθυνση ανέμου θ =90°</u>

3.3.2 Δράσεις Χιονιού

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό φορτίο και κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές (καθορισμένες) δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού στις στέγες (οριζόντιες ή κεκλιμένες) και αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό φορτίο για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Ο υπολογισμός του γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διαφόρους τρόπους.

Τα χαρακτηριστικά μιας στέγης ή άλλοι παράγοντες, οι οποίοι, μπορούν να προκαλέσουν τους διαφορετικούς αυτούς τρόπους, μπορεί να είναι :

- a) το σχήμα της στέγης
- b) οι θερμικές ιδιότητές της
- c) η τραχύτητα της επιφάνειάς της
- d) η παραγόμενη θερμότητα κάτω από την στέγη
- e) η εγγύτητα των γειτονικών κτιρίων
- f) το περιβάλλον έδαφος
- g) το τοπικό μετεωρολογικό κλίμα, ειδικά οι επικρατούντες άνεμοι, οι θερμοκρασιακές μεταβολές, και η πιθανότητα κατακρημνισμάτων (είτε υπό τη μορφή βροχόπτωσης, είτε υπό τη μορφή χιονόπτωσης)

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

• Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \tag{3.16}$$

• Γ ia τυχηματικές καταστάσεις : $s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad}$ (3.17)

Όπου:

μι Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

70

- sk Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- s_{Ad} Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία
- Ce Ο συντελεστής εκθέσεως
- Ct Ο θερμικός συντελεστής

Το φορτίο θεωρείται ότι δρα κατακορύφως και αναφέρεται σε οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης

Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μι

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μία ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη την στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία αρχική ασύμμετρη κατανομή ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη στην υπήνεμη πλευρά της στέγης

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ
ι που πρέπει να χρησιμοποιείται για τις μονόκλινες στέγες δίνεται στον πιο κάτω σχήμα και πίνα
κα



Σχήμα 3.46: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για κεκλιμένες στέγες.

Κλίση στέγης	0°≤α≤30 °	<u>30°<α<60°</u>	α≥60 °
μ_1	0,8	0,8 (60-α)/30	0,0
μ_2	0,8+0,8 α/30	1,6	

Πίνακας 3.4 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μι

Η κατανομή του φορτίου επί της στέγης δίνεται στο Σχήμα 3.47





Όποτε η κλίση του συγκεκριμένου κτηρίου είναι 21° οπότε ο συντελεστής μ1=0,8

<u>Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επι του εδάφους s_k</u>

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους εξαρτάται από την ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου. Για την Κύπρο σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται μία ζώνη για όλο το νησί (Z=1) και ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση πιο κάτω για τις μεσογειακές περιοχές.

$$Sk=(0,498Z-0,209)*[1+(A / 452)^{2}]$$
(3.18)

Όπου

Α= Υψόμετρο της περιοχής πάνω από το επίπεδο της θάλασσας (m) –
εδώ είναι 200μ

Στην περίπτωση του κτηρίου sk=0,345 kN/m²

<u>Συντελεστής εκθέσεως Ce</u>

Οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή έκθεσης C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά δίνονται στον Πίνακα

Πίνακας 3.5 -	-Συντελεστής έκθεση	Се για διαφορετικά	τοπογραφικά χαρακτηρ	ιστικά
---------------	---------------------	--------------------	----------------------	--------

ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ	Ce
Εκτεθειμένο	0,8
Κανονικό	1,0
Προφυλαγμένο	1,2

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

<u>Κανονικό:</u> Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγο του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλοτέρων κατασκευών, η των δέντρων.

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

Στην συγκεκριμένη κατασκευή λήφθηκε ο συντελεστής $C_e = 1$

<u>Θερμικός συντελεστής Ct</u>

Ο θερμικός συντελεστής *Ct* χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση (> 1 W/m2k). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης θεωρούμε C_t = 1,00.

Επομένως το φορτίο χιονιού είναι ίσο με

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0.8 * 1 * 1 * 0.35 = 0.28 \text{ kN/m}^2$$
(3.19)

3.3.3 Σεισμικές Δράσεις

Στο σεισμό αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού Α, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση Α κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές Α, γ1), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου».

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση Α και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Κύπρος χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (1, 2,) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Σχήμα 3.48). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).



Σχήμα 3.48: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητάς Κύπρου.

Σεισμικές ζώνες Κύπρου με αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου (CYS EN 1998-1-N1 4:2005 Eurocode 8)

Ζώνη	Amax
1.	0.15
2.	0.20
3.	0.25

Το κτίριο ανήκει στη ζώνη 2 με Amax=0,2 επομένως A= $\alpha^*g=0,2^*10=2.0$ m/sec²

<u>Φάσμα απόκρισης</u>

Το φάσμα απόκρισης σχεδιασμου Sd (T) φαίνεται στο πιο κάτω σχήμα για τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις ανάλογα με την κατηγορία εδάφους



Σχήμα 3.49: Φάσμα σχεδιασμού.

Για το φάσμα ισχύει:

$$0 \le T \le T_B: \text{Sd}(T) = \alpha_g * \text{S} * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{TB} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right]$$
(3.20)

$$T_B \le T \le T_C$$
: Sd (T) = $\alpha_g * S * \frac{2,5}{q}$ (3.21)

$$T_{C} \leq T \leq T_{D}: Sd(T) = \alpha_{g} * S * \frac{2.5}{q} \geq \beta * \alpha_{g}$$
(3.22)

$$T_{D} \leq T : Sd(T) = \alpha_{g} * S * \frac{2,5}{q} \geq \beta * \alpha_{g}$$

$$(3.23)$$

Όπου:

Sd(T) είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

ag είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

Τ είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελευθερίας κινήσεως

ΤΒ είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

 T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

 $T_{\rm D}$ είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

<u>Κατηγορίες εδάφους</u>

Οι Κατηγορίες εδάφους και τιμές παραμέτρων που αναφέρονται στο φάσμα απόκρισης σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8

Κατηγ. εδάφους	Περιγραφή	Cu (kPa)	S	TB (s)	Tc (s)	TD (s)
Α	Α Βράχος		1.0	0.15	0.4	2.0
В	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, αμμοχάλικο	>250	1.2	0.15	0.5	2.0
С	Βαθιές αποθέσεις Πυκνής ή μέτριας Πυκνότητας άμμου, αμμοχάλικου	70-250	1.15	0.2	0.6	2.0
D	Αποθέσεις μέσου ή πολύ χαλαρού χώματος	<70	1.35	0.2	0.8	2.0
E	Τύπος εδάφους επιφανειακές αποθέσεις	-	1.4	0.15	0.5	2.0

Πίνακας	3.6	Κατηγο	οίες εδ	άφους γι	ια Ευο	ωκώδικα	8
Invaraç	5.0	Isunijo	բուց շա	αφους γι	աւեսի	WKWOIKU	0

Το κτήριο ανήκει στην κατηγορία C με TB= 0,2 s και Tc =0,6 s.

Συντελεστής σπουδαιότητας

Πίνακας 3.	7 Συντελεστή	σπουδαιότητας
------------	--------------	---------------

Κατηγορία σπουδαιότητας	γı	Περιγραφή
Ι	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.40	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.

Το κτήριο θεωρείται ότι ανήκει στην δεύτερη κατηγορία σπουδαιότητας με συντελεστή γ1=1.00 .

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q παίζει ιδιαίτερο ρόλο στη φιλοσοφία των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών. Ο συντελεστής q μειώνει τις σεισμικές δράσεις κατά την ελαστική ανάλυση, επιτρέποντας ουσιαστικά την ανελαστική απόκριση του φορέα (εμφάνιση βλαβών με μορφή πλαστικών αρθρώσεων) κατά το σεισμό σχεδιασμού. Επιτυγχάνεται με τον τρόπο αυτόν εκμετάλλευση της υπεραντοχής της κατασκευής, αρκεί να πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις αναφορικά με τη μόρφωση του φέροντος οργανισμού και τη διαστασιολόγηση των κρίσιμων, για τη σεισμική απόκριση, δομικών στοιχείων. Η ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q, θα υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού ως εξής:

 $q = qo * kw \ge 1,5$

qo είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη.

kw είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα.

Για κτίρια κανονικά σε όψη, οι βασικές τιμές του qo για τους διάφορους τύπους στατικών συστημάτων δίνονται στον Πίνακα.

Για κτίρια μη κανονικά σε όψη, η τιμή του qo πρέπει να μειώνεται κατά 20%. Όταν ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής αu / αl δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές αu/αl για κτίρια κανονικά σε κάτοψη. Για πλαισιωτά συστήματα και διπλά συστήματα ισοδύναμα προς πλαισιακά ισχύει:

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	КПМ	КПҮ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα	3,0 <i>α</i> _u ∕ <i>α</i> ₁	4,5 <i>α</i> _u / <i>α</i> ₁
συζευγμένων τοιχωμάτων		
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	4,0 <i>α</i> _u / <i>α</i> ₁
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Τύπος στατικού συστήματος	Είδος κτιρίου	Κανονικό σε κάτοψη	Μη κανονικό σε κάτοψη
		a _u /a ₁	a _u /a ₁
	Μονώροφο κτίριο	1.10	1.05
Πλαισιωτό σύστημα(1) ή διπλό σύστημα ισοδύναμο με πλαισιωτό(3)	Πολυώροφο κτίριο με δίστυλο πλαίσιο προς την εξεταζόμενη κατεύθυνση	1.20	1.10
	Λοιπά πολυώροφα κτίρια	1.30	1.15
Σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων(2)		1.20	1.10
Διπλό σύστημα ισοδύναμο με σύστημα τοιχωμάτων(4)	Με μόνο δύο τοιχώματα στην εξεταζόμενη κατεύθυνση	1.00	1.00
	Υπόλοιπα	1.10	1.05
Σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων(5)		1.00	1.00
Σε σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμού	ς(6) ή σε στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα(7), δεν τίθεται θ)έμα λόγου a _u /a ₁

Πίνακας 3.9 Τύπος στατικού συστήματος

Ο συντελεστής kw που εκφράζει την κυρίαρχη μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής:

kw = 1,0

Ο συντελεστής σχεδιασμού που επιλέχθηκε είναι q=3*(1,1)*1=3,30 .

3.4 Συνδυασμός δράσεων

Ανάλογα με το είδος, την μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (γ), συνδυάζονται μεταξύ τους με τους συντελεστές συνδυασμού ψ για τις δύο οριακές καταστάσεις ασφαλείας και στην συνέχεια εφαρμόζονται στον φορέα. Οι οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (OKA)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (OKA)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητα στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται στον πιο κάτω πίνακα.

	Οριακή κατάσ	ταση αστοχίας	Οριακή κ λειτουργ	ατάσταση νικότητας
	Δυσμενής	Ευμενής	Δυσμενής	Ευμενής
	Επίδραση	Επίδραση	Επίδραση	Επίδραση
γG	1,35	1,0	1,0	1,0
γQ	1,5	0	1,0	0

Πίνακας 3.9 Συντελεστές ασφαλείας

Οι συντελεστές συνδυασμοί ψί των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: 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 Ε: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων:			
βάρος οχημάτων < 30tn	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G:χώροι κυκλοφορίας οχημάτων			, i i i i i i i i i i i i i i i i i i i
30tn < βάρος οχημάτων <160tn	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0.7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλαδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο Η >1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο Η <1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Πίνακας	3.10	Συντελεστές	Ψο,	Ψ_1, Ψ_2
---------	------	-------------	-----	------------------

3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο Πρότυπο αυτό για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
(3.23)

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\dot{\eta} \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
(3.24)

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,1} Q_{k,i}$$
(3.25)

3.4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέρα των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι.

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός,

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
(3.26)

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{k,j} G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{k,j} \psi_{2,i}Q_{k,i}$$
(3.27)

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
(3.28)

3.4.3 Συνδυασμοί δράσεων του κτίρίου

ΦΟΡΤΙΑ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	Ψ0 Ψ1		Ψ2
Μόνιμα φορτία	G		-	
Κινητό φορτίο στέγης	Q	0,7	0,5	0,3
Χιόνι	S	0,5	0,2	0
Ανεμος +0°	Wx	0.6	0.2	0
Άνεμος +90°	Wy	0,0	0,2	0

Οι συνδυασμοί που πραγματοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της συγκεκριμένης κατασκευής είναι οι ακόλουθοι. Στους παρακάτω συνδυασμούς συμβολίζονται:

- G : μόνιμα φορτία
- Q : κινητά φορτία
- S : δράσεις χιονιού
- W : δράσεις ανέμου
- Ex, Ey : σεισμικές δράσεις

Οριακή κατάσταση αστοχίας

a.)Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές (δυσμενής συνδυασμός):

i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά: 1,35·G+1,50·Q+1,50·0,50·S+1,50·0,60·W

ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι: 1,35·G+1,50·S+1,50·070·Q+1,50·0,60·W

iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: 1,35·G+1,50·W+1,50·0,70·Q+1,50·0,50·S

b.) Καταστάσεις σεισμού

i. Σεισμική δράση κατά χ : G+0,3Q+E χ +0,3·Ey+G+0,3Q+Ex-0,3·Ey

ii. Σεισμική δράση κατά y : G+0,3Q+Ey+0,3·Ex+G+0,3Q-Ey+0,3·Ex

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Χαρακτηριστικός συνδυασμός (δυσμενής συνδυασμός):

i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά : 1,00·G+1,00·Q+0,50·Š+0,60·W

ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι : 1,00·G+1,00·S+0,70·Q+0,60·W

iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος : 1,00·G+1,00·W+0,70·Q+0,50·S

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4°

4.1 Γενικά

Οι σεισμοί θέτουν ένα ξεχωριστό τεχνικό πρόβλημα, αφού ένας δυνατός σεισμός αποτελεί τη δυσμενέστερη φόρτιση στην οποία είναι πιθανό να υποβληθούν οι περισσότερες κατασκευές, παρόλο που η πιθανότητα μιας δομημένης κατασκευής να υποστεί ένα μεγάλο σεισμό είναι πολύ μικρή. Η βέλτιστη πρακτική προσέγγιση αυτού του συνδυασμού συνθηκών είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή έτσι ώστε να αποφύγει την κατάρρευση στην περίπτωση του πιο ισχυρού πιθανού σεισμού.

Τα προβλήματα που εμπεριέχονται στην επαρκή αναπαράσταση της σεισμικής συμπεριφοράς κατά την ανάλυση της κατασκευής είναι πολυάριθμα και πολλοί συνδυασμοί θα πρέπει να γίνουν ακόμα και στις πιο επιτηδευμένες αναλύσεις. Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Η κατανόηση των δυναμικών χαρακτηριστικών απόκρισης των κατασκευών είναι ουσιώδης προκειμένου να αποκομίσουμε το μέγιστο όφελος, ακόμα και από την απλούστερη μέθοδο σεισμικής ανάλυσης. Οι πολλές μέθοδοι που υπάρχουν για τον γραμμικό υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών εμπίπτουν σε δύο διακεκριμένες κατηγορίες:

•Ανάλυση με ισοδύναμα στατικά φορτία

•Δυναμική ανάλυση

Στην αντισεισμική μηχανική, η επιρροή της συμπεριφοράς του υλικού στην επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης αποτελεί πολύ σημαντικότερο θέμα απ' ότι στα προβλήματα της μη-σεισμικής μηχανικής. Το όλο πρόβλημα μπορεί να χωριστεί σε δύο κατηγορίες με βάση το αν η συμπεριφορά του υλικού χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή ή όλκιμη, δηλαδή αν μπορεί να θεωρηθεί σαν γραμμικά ελαστική ή ανελαστική. Τα υλικά της όλκιμης κατηγορίας είναι πιο ικανοποιητικά στην αντισεισμική συμπεριφορά από τα ψαθυρά λόγω της δυνατότητας ανελαστικής τους παραμόρφωσης, αλλά είναι για τον ίδιο λόγο λιγότερο βολικά στην ανάλυσή τους.

4.2 Στατική Ανάλυση

Η στατική ανάλυση της κατασκευής μπορεί να πραγματοποιηθεί με μία από τις παρακάτω μεθόδους :

- Ελαστική ανάλυση
- Πλαστική ανάλυση

Η διαφορά των δύο αναλύσεων είναι ότι στην πλαστική λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων επί του φορέα, ενώ στην ελαστική στην οι παραμορφώσεις του υλικού είναι πάντα γραμμική. Η ελαστική ανάλυση εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις, ενώ η πλαστική χρησιμοποιείται μόνο εάν τα μέλη της κατασκευής διαθέτουν επαρκή στροφική ικανότητα στις θέσεις που δημιουργείται πλαστική άρθρωση.

Στον φορέα πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση $1^{\eta\varsigma}$ τάξης αφού προέκυψε $\theta < 0,1$. Η επίλυση έγινε με βάση την αρχική, απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα.

4.3 Δυναμική Ανάλυση

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο EC-8. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K].

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998 πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στην συνολική απόκριση. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται όταν ισχύει οποιαδήποτε από τα ακόλουθα :

- Το άθροισα των δρόσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90 % της συνολικής μάζας του φορέα.
- Λαμβάνονταί υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από 5%

Επίσης, προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογισμένο μέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται μετατοπισμένο σε κάθε διεύθυνση κατά e_{ai} = 0,05 *L_i όπου L_i είναι το μήκος του φορέα σε κάθε διεύθυνση.

K Definition of Mass Eccentricities X								
 ○ Total values ● Relative values 								
	Eccentricity							
Direction X	5	(%)						
Direction Y	5	(%)						
Calculations will be p method	erformed using the	e simplified						
	ОК	Cancel						

Σχήμα 4.1: Ορισμός τυχηματικής εκκεντρότητας ex, ey.

Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα και υπολογίστηκαν τα εξής :

- Οι ιδιοσυχνότητες, ιδιοπεριόδοι και ιδιομορφές ταλάντωσης του φορέα
- Η δρώσα ιδιομορφική μάζα Mi κάθε ιδιομορφής

- Οι μέγιστες αποκρίσεις, σεισμικά φορτία ή μετακινήσεις σχεδιασμού με βάση το φάσμα σχεδιασμού
- Με την μέθοδο CQC (Complete quadratic combination) οι μέγιστες αποκρίσεις ανά διεύθυνση σεισμού, υλοποιώντας την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων
- Η χωρική επαλληλία των σεισμικών διεγέρσεων με τις παρακάτω σχέσεις :

 $A_{Ed}=\pm Ey \pm 0,3 Ex$

 $A_{Ed}=\pm Ex \pm 0.3 Ey$

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη της παρούσας των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιβάλλονται στον συνδυασμό G+ ψ₂* Q. Ο συντελεστής σύμφωνα με τον EN8 λαμβάνεται ίσος με 0,3 για κινητά φορτία.

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση παρατηρήθηκαν ότι απαιτούνται 160 ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση Υ και 208 κατά τη διεύθυνση Χ ώστε το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών να φθάσει το 90 % της συνολικής μάζας.

Τα στοιχεία που δόθηκαν για την δυναμική ανάλυση φαίνονται πιο κάτω

K EC 8 (EN 1	998-1-1:2004) Parameters	;	×
Case:	Seismic EC 8			
Auxiliary ca	se			
ag 2	(m.	/s^2)		
Ground type				
$\bigcirc A \bigcirc B$	●C ○D (elope	Parameters
Spectrum		Directi	on	
Design		Hori Vert	izontal lical	
Spectrum type	•	U Veit	- Essentia	ha daftattan
€ type 1			Eccentric	ty definition
O type 2			Direction	definition
Behavior factor	:	3.3	Fil	ters
			Residu	al mode
		ОК	Cancel	Help

Σχήμα 4.2: Παράμετροι σεισμικής Ανάλυσης.

(Για την εφαρμογή της δυναμικής ανάλυσης (Response Spectrum Analysis) απαιτείται πρώτα η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής μας, η οποία θα μας βοηθήσει αρχικά να κατανοήσουμε τον τρόπο ταλάντωσης της κατασκευής μας .)

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης (Modal Analysis) που προέκυψαν, παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα :

Case/	Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
4/	1	0,59	1,68	1,35	32,20	0,0	1,35	32,20	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	2	0,68	1,48	33,38	33,80	0,0	32,03	1,60	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	3	0,98	1,02	33,51	34,12	0,0	0,13	0,32	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	4	1,19	0,84	33,51	34,13	0,0	0,00	0,00	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	5	1,22	0,82	33,52	34,16	0,0	0,01	0,03	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	6	1,38	0,73	33,97	34,56	0,0	0,44	0,40	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	7	1,45	0,69	34,08	34,65	0,0	0,12	0,09	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	8	1,61	0,62	34,12	34,84	0,0	0,04	0,19	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	9	1,61	0,62	34,14	34,93	0,0	0,02	0,09	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	10	1,64	0,61	34,16	35,05	0,0	0,02	0,12	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	11	1,73	0,58	34,16	35,05	0,0	0,00	0,00	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	12	1,84	0,54	34,17	35,10	0,0	0,01	0,05	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	13	2,03	0,49	34,18	35,11	0,0	0,01	0,01	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	14	2,05	0,49	34,18	35,11	0,0	0,00	0,00	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	15	2,05	0,49	34,20	35,17	0,0	0,02	0,06	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	16	2,12	0,47	34,20	35,49	0,0	0,00	0,33	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	17	2,32	0,43	34,20	35,63	0,0	0,00	0,14	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	18	2,35	0,42	34,21	35,82	0,0	0,01	0,19	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	19	2,52	0,40	34,24	35,91	0,0	0,03	0,09	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	20	2,64	0,38	34,54	37,40	0,0	0,30	1,49	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	21	2,66	0,38	34,60	37,40	0,0	0,06	0,00	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	22	2,71	0,37	38,40	38,30	0,0	3,81	0,90	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	23	2,72	0,37	40,39	38,58	0,0	1,99	0,28	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	24	2,80	0,36	41,14	38,65	0,0	0,74	0,07	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	25	2,81	0,36	42,27	38,94	0,0	1,13	0,29	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	26	3,00	0,33	42,27	38,98	0,0	0,00	0,04	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	27	3,04	0,33	42,37	39,28	0,0	0,10	0,30	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	28	3,05	0,33	42,40	39,28	0,0	0,09	0,00	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	29	3,21	0,31	45,18	49,64	0,0	2,72	10,35	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	30	3,27	0,31	45,19	49,00	0,0	0,02	0,04	0,0	12010014,37	12010014,00
4/	31	3,39	0,29	45,90	49,73	0,0	0,77	0,05	0,0	12013014,37	12010014,00
4/	32	3,57	0,20	45,90	50,50	0,0	0,00	0,77	0,0	12013014,37	12010014,00
4/	24	3,04	0,27	45,57	50,55	0,0	0,01	0,04	0,0	12815614.37	12815614,33
-4/	J4	0,00	0,21	40,01	50,04	0,0	0,00	0,01	0,0	12010014,01	12010014,00
4/	35	3,71	0,27	46,18	51,27	0,0	0,21	0,73	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	36	3,80	0,26	46,29	51,38	0,0	0,11	0,11	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	31	3,90	0,26	46,30	51,40	0,0	0,01	0,02	0,0	12013014,37	12010014,00
4/	38	3,90	0,25	40,40	51,40	0,0	0,09	0,00	0,0	12015014,37	12010014,00
4/	39	4,04	0,25	40,40	51,41	0,0	0,00	0,00	0,0	12013014,37	12013014,33
4/	40	4,00	0,24	40,40	51,44	0,0	0,01	0,03	0,0	12013014,37	12013014,33
4/	41	4,24	0,24	40,40	51,44	0,0	0,00	0,00	0,0	12015014,37	12015014,55
4/	42	4,07	0,21	40,03	51.44	0,0	0,25	0,01	0,0	12815614,37	12815614.33
4/	43	4,00	0,21	40,74	51,45	0,0	0,04	0,01	0,0	12015014,37	12815614,33
4/	44	4,13	0,21	46,88	51.45	0,0	0,14	0,00	0,0	12815614.37	12815614.33
4/	40	4,05	0,21	46,00	51.45	0,0	0,01	0.00	0,0	12815614 37	12815614 33
-+/	40	5.02	0,20	46.91	51.46	0,0	0.01	0.01	0,0	12815614.37	12815614.33
	48	5.04	0,20	46.92	51.48	0,0	0.01	0.02	0,0	12815614.37	12815614 33
4/	49	5.05	0.20	46.92	51.49	0.0	0.00	0.02	0.0	12815614.37	12815614 33
4/	50	5.06	0.20	46.92	51.50	0.0	0.00	0.00	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	51	5.07	0.20	46.92	51.50	0,0	0.00	0.00	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	52	5.08	0.20	46.92	51.50	0.0	0.00	0.00	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	53	5.08	0.20	46.92	51.50	0.0	0.00	0.00	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	54	5.14	0.19	46.95	51.51	0.0	0.03	0.01	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	55	5.17	0.19	47.09	51.51	0.0	0.14	0.00	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	56	5,19	0.19	47.09	51.52	0.0	0.00	0.01	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	57	5.62	0.18	48.10	52,14	0.0	1.01	0.62	0.0	12815614.37	12815614.33
4/	58	5,73	0,17	48,29	52,38	0,0	0,19	0,24	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	59	5,93	0,17	48,39	52,53	0,0	0,10	0,14	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	60	5,97	0,17	48,42	52,55	0,0	0,03	0,02	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	61	5,97	0,17	48,56	52,95	0,0	0,14	0,40	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	62	6,22	0,16	48,56	52,96	0,0	0,00	0,02	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	63	6,31	0,16	48,58	53,09	0,0	0,02	0,13	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	64	6,40	0,16	48,58	53,09	0,0	0,00	0,00	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	65	6,43	0,16	48,58	53,11	0,0	0,00	0,01	0,0	12815614,37	12815614,33
4/	66	6,59	0,15	48,60	53,52	0,0	0,02	0,41	0,0	12815614,37	12815614,33
41	67	6.65	0.15	48.74	53.52	0.0	0.13	0.00	0.0	12815614 37	12815614 33

Σχήμα 4.3: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

Στο σημείο αυτό να αναφερθεί ότι αριθμός των ιδιόμορφών μειώθηκε κατά 33% με την διαγραφή των κεκλιμένων στοιχείων όπως οι εξωτερικές και εσωτερικές σκάλες. Αυτό

συνέβη καθώς η μάζα του κτηρίου δεν θεωρείται συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους του κάθε επιπέδου.



Σχήμα 4.4: 1
η ιδιομορφή, δεσπόζουσα κατά Υ με Τ1=1,67 sec



Σχήμα 4.5: 2^η ιδιομορφή, δεσπόζουσα κατά X με T2=1,48 sec.

4.4 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών

Με τον έλεγχο περιορισμού βλαβών εξετάζεται εάν οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι εντός των επιθυμητών ορίων που ορίζονται από τον Κανονισμό. Το κριτήριο που χρησιμοποιείται είναι το εξής:

 $d_r v \leq 0.005h$ óπου:

(4.1)

 d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται $d_s = q_d d_e$,

h είναι το ύψος ορόφου,

vείναι ο μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από τη κατηγορία σπουδαιότητας του κτίρίου (v=0.5),

de είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού.

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με q. Τα αποτελέσματα του ελέγχου παρουσιάζονται με τη μορφή Πίνακα :

Πίνακας 4.1: ΄	Έλεγχος περιορισμού	των βλαβών για	τον Σεισμό ΕΧ	X+0,3EY
----------------	---------------------	----------------	---------------	---------

	Έλεγχος περιορισμού των βλαβών για G+0,3Q+1*EX+0,3*EY									
	h(cm)	dr,x (cm)	dr,y (cm)	dr,x* v(cm)	dr,y *v(cm)	0,005*h				
Base	410	0,1	0,1	0,05	0,05	2,05				
story1	355	0,8	0,5	0,4	0,25	1,775				
story2	330	1	0,5	0,5	0,25	1,65				
story3	410	1,1	0,6	0,55	0,3	2,05				
story4	410	1,3	0,7	0,65	0,35	2,05				
story5	410	1,6	0,8	0,8	0,4	2,05				
story6	410	1,7	0,9	0,85	0,45	2,05				
story 7	410	1,9	1	0,95	0,5	2,05				
Story8	410	1,9	1	0,95	0,5	2,05				
story9	410	2	1,1	1	0,55	2,05				
story10	410	2	1,1	1	0,55	2,05				
story11	410	2	1,1	1	0,55	2,05				
story12	410	2,1	1,2	1,05	0,6	2,05				
Story 13	410	2,2	1,3	1,1	0,65	2,05				

	Έλεγχο	ς περιορισμοι	ύ των βλαβά	ον για G+0,3Q-	+0,3*EX+1*EY	
	h(cm)	dr,x (cm)	dr,y (cm)	dr,x* v(cm)	dr,y *v(cm)	0,005*h
Base	410	0,1	0,2	0,05	0,1	2,05
story1	355	0,4	0,8	0,2	0,4	1,775
story2	330	0,5	1,2	0,25	0,6	1,65
story3	410	0,6	1,3	0,3	0,65	2,05
story4	410	0,6	1,6	0,3	0,8	2,05
story5	410	0,8	1,7	0,4	0,85	2,05
story6	410	0,9	1,9	0,45	0,95	2,05
story 7	410	0,9	1,9	0,45	0,95	2,05
Story8	410	0,9	2,1	0,45	1,05	2,05
story9	410	1	2,2	0,5	1,1	2,05
story10	410	1	2,3	0,5	1,15	2,05
story11	410	1	2,3	0,5	1,15	2,05
story12	410	1	2,5	0,5	1,25	2,05
Story 13	410	1,1	2,5	0,55	1,25	2,05

Πίνακας 4.2: Έλεγχος περιορισμού των βλαβών για τον Σεισμό 0,3 ΕΧ+ ΕΥ

4.5 Έλεγχος φαινόμενα 2^{ας} τάξεως

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.2.2 του ΕΝ 1998-1, η επίλυση με θεωρία πρώτης τάξεως επιτρέπεται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση για κάθε όροφο. Σε αυτή τη περίπτωσητα φαινόμενα δευτέρας τάξεως μπορούν να αγνοηθούν.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_{\mathbf{r}}}{V_{\text{tot}} \cdot h} \le 0.10$$

Όπου

θ: συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

Ptot :το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

Vtot : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

dr: η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων ds των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου (όπως υπολογίστηκαν και στον έλεγχο περιορισμού βλαβών)

Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ισχύει $\theta \le 0.3$, ενώ όπου ισχύει $0.1 \le \theta \le 0.2$, οι επιρροές 2ης τάξης μπορεί να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά με επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά συντελεστή $1/(1-\theta)$.Για την δυσμενέστερη φόρτιση ανά διεύθυνση υπολογίστηκαν οι συντελεστές θχ και θy προκειμένου να ελεγχθεί με πιο τρόπο θα γίνει η ανάλυση του φορέα.

Τα αποτελέσματα φαίνονται στους πιο κάτω πίνακες:

Πίνακας 4.3: Έλεγχος $2^{α_{\varsigma}}$ τάξεως για τον Σεισμό EX+ 0,3 EY

	G+0,3Q+1*EX+0,3*EY										
	h(cm)	Ptot(kN)	dr,x (cm)	dr,y (cm)	Σfx(KN)	Σfx(KN)	Θx	Θγ			
Base	410	94934,52	0,1	0,1	5655 <i>,</i> 88	3125,56	0,004093927	0,007408196			
story1	355	73358,39	0,8	0,5	4320,52	2535,59	0,038262682	0,040748574			
story2	330	61476,38	1	0,5	4044,08	2301,86	0,046065375	0,04046555			
story3	410	53254,61	1,1	0,6	3674,28	2047,19	0,038886046	0,03806856			
story4	410	47282,52	1,3	0,7	3388,08	1795,52	0,044249305	0,044959819			
story5	410	42095,93	1,6	0,8	3136,87	1568,82	0,052369655	0,052356803			
story6	410	37254,95	1,7	0,9	2901,5	1368,29	0,053238581	0,059767417			
story 7	410	32611,67	1,9	1	2700,85	1218,1	0,05595544	0,065298956			
Story8	410	28122,81	1,9	1	2515,85	1121,05	0,051801664	0,061185692			
story9	410	23665,73	2	1,1	2320,27	1097,5	0,049753945	0,057852776			
story10	410	19286,11	2	1,1	2121,11	1107,85	0,044353468	0,046705982			
story11	410	15020,29	2	1,1	1881,29	1094,42	0,038946525	0,03682164			
story12	410	10867,18	2,1	1,2	1572,49	990,32	0,035396833	0,032117276			
Story 13	410	7040,89	2,2	1,3	1199,02	767,85	0,031509387	0,029074394			
							max θx<=0,1	max θy<=0,1			

Πίνακας 4.4: Έλεγχος 2^{α} τάξεως για τον Σεισμό 0,3 EX+ EY

G+0,3Q+0,3*EX+1*EY										
	h(cm)	Ptot(kN)	dr,x (cm)	dr,y (cm)	Σfx(KN)	Σfy(KN)	Θx	Θу		
Base	410	94934,52	0,1	0,2	3200,39	5464,77	0,007234981	0,008474194		
story1	355	73358,39	0,4	0,8	2596,61	4405,56	0,03183279	0,037524102		
story2	330	61476,38	0,5	1,2	2397,39	4007,51	0,038853099	0,055782886		
story3	410	53254,61	0,6	1,3	2076,25	3582,5	0,037535738	0,047133588		
story4	410	47282,52	0,6	1,6	1806,33	3246,32	0,038306362	0,056838867		
story5	410	42095,93	0,8	1,7	1602,92	2966,51	0,051242982	0,058838197		
story6	410	37254,95	0,9	1,9	1467,31	2707,48	0,05573407	0,063765897		
story 7	410	32611,67	0,9	1,9	1383,73	2492,08	0,051734509	0,060643018		
Story8	410	28122,81	0,9	2,1	1316,86	2312,75	0,046878937	0,062282417		
story9	410	23665,73	1	2,2	1228,9	2156,92	0,046969886	0,058874156		
story10	410	19286,11	1	2,3	1140,57	2018,87	0,041241916	0,053589569		
story11	410	15020,29	1	2,3	1074,01	1871,8	0,034110347	0,04501558		
story12	410	10867,18	1	2,5	987,15	1645,52	0,026850344	0,040268908		
Story 13	410	7040,89	1,1	2,5	794,26	1267,77	0,023783387	0,033864389		
							max θx<=0,1	max θy<=0,1		



Σχήμα 4.6: Διάγραμμα μέγιστων drift ορόφων κατά EX+0,3EY.



Σχήμα 4.7: Διάγραμμα μέγιστων drift ορόφων κατά 0,3EX+EY.



Σχήμα 4.8: Διάγραμμα τεμνουσών ορόφων κατά ΕΧ+0,3ΕΥ.



Σχήμα 4.9: Διάγραμμα Τεμνουσών ορόφων κατά ΕΧ+0,3 ΕΥ.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5°

5.1 Γενικά

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση του φορέα έγιναν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2, του Ευρωκώδικα 3 και του Ευρωκώδικα 4. Τα μεγέθη σχεδιασμού του φορέα προκύπτουν με βάση τη στατική και δυναμική ανάλυση που πραγματοποιήθηκαν στο χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής. Για τον έλεγχο των σύμμικτων και χαλύβδινων διατομών απαραίτητος είναι ο προσδιορισμός της μεθόδου ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών καθώς και της μεθόδου ανάλυσης για τον προσδιορισμό της αντοχής της διατομής.

5.2 Κατάταξη διατομών

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων,μπορεί να φτάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέλη της χαλύβδινης διατομής.

Οι γενικοί κανόνες που διέπουν την κατάταξη των διατομών δίνονται συνοπτικά στους πίνακες:

Σωληνωτές διατομές t.+(+)d							
Κατηγορία			Δι	ατομή σε κάμψι	η και/ή θλίψη		
1				$d/t \le 5$	0ε ²		
2				$d/t \le 7$	0ε ²		
3				$d/t \le 9$	0ε ²		
3	ΣΗ	ΜΕΙΩΣΗ Για	$d/t > 90\epsilon^2 \beta$	λέπε EN 1993-	1-6.		
	_	fy	235	275	355	420	460
$\epsilon = \sqrt{235/f}$	v	З	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
'	Ĩ	ε ²	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Σχήμα 5.1: Κατάταξη σωληνωτών διατομών.



Σχήμα 5.2: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων.

Προεξέχοντα πέλματα									
τ ⁺ τ ⁺ Ελατές διατομές				τ ¹ τ ¹ Συγκολλητές διατομές					
Κατηγορία	Г	μήμα που υπόι	ειται σε		Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		θλίψη			Άκρο σε θ	λίψη	Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)									
l ε / t ≤ 9ε			$c / t \le \frac{9 \epsilon}{\alpha}$			$c / t \le \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$			
2 c / t ≤ 10 e			$c / t \le \frac{10 \epsilon}{\alpha}$		ο <u>ε</u>	$c / t \le \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)		+		4					
3 c / t ≤ 14 ε				c / t ≤ 21 ε √k _σ Για k _σ βλέπε ΕΝ 1993-1-5					
	-	f _y	235	_	275	355	420	460	
$\epsilon = \sqrt{235} / f_y$		ε 1,00			0,92	0,81	0,75	0,71	

Σχήμα 5.3: Κατάταξη προεξεχόντων ελασμάτων.



Σχήμα 5.4: Κατάταξη γωνιακών διατομών.

5.3 Αντοχή διατομών

Αντοχή διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Για τα εφελκυόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης Ned σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \le 1 \tag{5.1}$$

όπου:

- $N_{t,Rd}$ η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, όπου σε διατομές με οπές λαμβάνεται ως η μικρότερη από :
- α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$
(5.2)

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{not}f_u}{\gamma_{M2}}$$
(5.3)

Όπου

- Α το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- f_v το όριο διαρροής του χάλυβα
- *f_u* η ελφελκυστική αντοχή του χάλυβα
- *A_{net}* το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας του χάλυβα
- γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας του χάλυβα σε θραύση

Επομένως έχουμε :

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$$
(5.4)

Αντοχή διατομής σε θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί την σχέση :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \le 1 \tag{5.5}$$

όπου:

 Ν_{c,Rd} η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη και είναι ίση με:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$
 για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3 (5.6)

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \gamma_{1\alpha} \, \delta_{1\alpha\tau o\mu \acute{e}\zeta} \, \kappa \alpha \tau_{\eta} \gamma_{0} \rho_{1\alpha\zeta} \, 4 \tag{5.7}$$

Αντοχή διατομής σε κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή, τόσο ώστε η επίδραση της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \tag{5.8}$$

όπου:

– $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη, η οποία ισούται με:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$
 για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 (5.9)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$
 για διατομές κατηγορίας 3 (5.10)

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$
για διατομές κατηγορίας 4 (5.11)

Αντοχή διατομής σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1 \tag{5.12}$$

όπου:

V_{c,Rd} η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα

Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτική καταπόνησης), όπως δίνεται παρακάτω:

$$V_{\rm pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{\rm M0} \sqrt{3}} \tag{5.13}$$

97

όπου:

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

Η επιφάνεια διάτμησης μπορεί Αν να λαμβάνεται ως εξής :

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό A-2b t_f +(t_w +2r) t_f , αλλά όχι μικρότερη από ηh_wt_w

β) ελατές διατομές U, με φορτία παράλληλα στον κορμό A-2b tf +(tw +r) tf

γ) ελατές διατομές Τ, με φορτία παράλληλα στον κορμό 0,9 (A-b tf)

δ) συγκολλητές διατομές Ι, Η και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό η Σ (h_w t_w)

ε) συγκολλητές διατομές Ι, Η, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα Α- $\Sigma(h_w\,t_w\,)$

ζ) ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους:

φορτίο παράλληλο προς το ύψος Ah/(b+h) φορτίο παράλληλο προς το πλάτος Ah/(b+h)

η) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους 2 Α/π

όπου:

Α είναι η επιφάνεια της διατομής b είναι το συνολικό πλάτος h είναι το συνολικό ύψος hw είναι το ύψος του κορμού r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού- πέλματος t_f είναι το πάχος του πέλματος tw είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως tw θα

πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος).

Αντοχή διατομής σε κάμψη και τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται, όπως έχει ήδη αναφερθεί προηγουμένως

Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από την μισή πλαστική διατμητική αντοχή, τότε η επίδρασή της ροπής αντοχής μπορεί να αγνοείται ($V_{Ed} < V_{pl,Rd}/2 \rightarrow$ αγνοείται).Σε διαφορετική περίπτωση ($V_{Ed} > V_{pl,Rd}/2$) η καμπτική αντίσταση της διατομής μειώνεται σε $M_{y,V,Rd}$, η μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση τέμνουσας, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης Av, τη μειωμένη τάση διαρροής:

όπου:
$$ρ = \left(\frac{2 v_{Ed}}{v_{pl,Rd}} - 1\right)^2$$
(1- ρ) f_y
(5.14)

Η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί εναλλακτικά να λαμβάνεται για Ι διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{[W_{pl,Rd} - \frac{\rho A w^2}{4t_w}]}{\gamma_{M0}} f_y$$
(5.15)

Όπου :

- My, v, Rd υπολογίζεται όπως η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη
- $\quad A_w = h_w \ t_w$
- h_w το ύψος του κορμού
- tw το πάχος του κορμού

Αντοχή διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι :

$$M_{Ed} \le M_{NRd} \tag{5.16}$$

΄οπου:

- M_{NRd} είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed}.

Για διατομές διπλής συμμετρία Ι- και Η- ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$\alpha$$
) N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} (5.17)

$$\beta) N_{\text{Ed}} \le \frac{0.5h_{wt_w}f_y}{\gamma_{\text{M0}}}$$
(5.18)

Για διατομές διπλής συμμετρία Ι- και Η- ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \le \frac{h_W t_W f_y}{\gamma_{M0}}$$
(5.19)

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές Ι ή Η και για συγκολλητές διατομές Ι ή Η με ίσα πέλματα:

$$M_{N,yRd} = M_{pl,yRd} (1 - n) / (1 - 0.5 a) \quad \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} \quad M_{N,yRd} \le M_{pl,yRd}$$
(5.20)

 $\gamma_{1\alpha} n \leq a : M_{N,zRd} = M_{pl,zRd}$

για
$$n \ge a$$
 : $M_{N,zRd} = M_{pl,zRd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$

όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$
 και $a = (A-2b t_f)/A \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} a \leq 0.5$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0.5a_w) \quad \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} M_{N,y,Rd} \le M_{pl,y,Rd}$$
(5.21)

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n)/(1 - 0.5a_f) \quad \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} M_{N,z,Rd} \le M_{pl,z,Rd}$$
(5.22)

όπου $a_w = (A - 2bt)/A \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} a_w \le 0,5$ για κοίλες διατομές

$$a_w = (A-2bt_f)/A$$
 αλλά $a_w \leq 0,5$ για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές

$$a_f = (A - 2ht)/A \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} a_f \le 0,5$$
 για κοίλες διατομές
 $a_f = (A - 2ht_w)/A \quad \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} a_f \le 0,5 \quad$ για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές

Για διαξονική κάμψη, οι διατομές παρουσιαάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από τον λόγο των ροπών που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \le 1$$
(5.23)

Στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:α=2 ; β=5n αλλά β≥1
- Κοίλες κυκλικές διατομές:
 α=2; β=2
 Κοίλες ορθογωνικές διατομές:
- Koίλες ορθογωνικές διατομές: $α = β = <math>\frac{1,66}{1-1,13n^2}$ αλλά α = β ≤ 6 όπου n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}

5.4 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Στο υποκεφάλαιο 5.3 παρουσιάστηκαν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν την αντοχή των διατομών ανάλογα με την καταπόνηση στην οποία υπόκεινται. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους, αλλά υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθεια του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας (φαινόμενο του λυγισμού). Αυτή η στάθμη φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής και του μέλους και παρατηρείται δε συνήθως, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από την στάθμη φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του. Στο παρόν υποκεφάλαιο 5.4 εξετάζονται περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

Καμπτικός Λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωση του σε μία καμπυλώμενη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1,0 \tag{5.24}$$

όπου Νed είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

N_{b,Rd} είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$
 για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 (5.25)

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \qquad$$
για διατομές κατηγορίας 4 (5.26)

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού και ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις :

$$=\frac{1}{\Phi+\sqrt{\Phi^2-\overline{\lambda}^2}}\quad \alpha\lambda\lambda\dot{\alpha} \ \chi \le 1,0$$
(5.27)

όπου $\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha \left(\overline{\lambda} - 0.2 \right) + \overline{\lambda}^2 \right]$ $\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 $\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1}$ για διατομές κατηγορίας 4

χ

λ είναι η ανηγμένη λυγηρότητα

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

 $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{Lcr}$ είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Ler είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9ε$$
 η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα, ως το σημείο P της ορι-

ζόντιας ευθείας σ= fy με την καμπύλη Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler είναι ίση με το όριο διαρροής.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$
 (f_y $\sigma \varepsilon N/mm^2$)

Ο συντελεστής ατελειών α εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του μελούς που μελετάται, από τη διεύθυνση κατά την οποία λαμβάνεται χώρα ο λύγισμός (άξονα y ή z) και τη διαδικασία κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε για το θλιβόμενο μέλος (θερμή, ψυχρή έλαση, συγκόλληση). Οι τιμές του α που αυξάνουν με ατέλειες, περιέχονται στον πίνακα 5.1:

Πίνακας 5.1: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	а	b	с	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη λυγηρότητα λ μπορεί να λαμβάνεται από το πιο κάτω σχήμα 5.5

Για λυγηρότητα $\overline{\lambda} \le 0.2$ ή για $\frac{N_{\rm Ed}}{N_{\rm b,Rd}} \le 0.04$ (μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής ε-

ξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Επομένως ο έλεγχος του μέλους ανάγεται στον έλεγχο της διατομής του.



Σχήμα 5.5: Καμπύλες λυγισμού.

Η Καμπύλη λυγισμού προκύπτει από τον πιο κάτω πίνακα ανάλογα με την διατομή τους. Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους, τη γεωμετρία τους και τον άξονα λυγισμού.

Διατομή				Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυ- γισμού	
			Όρια		S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελατές διατομές	$\begin{array}{c} & & & \\ & & & & \\ & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\$	h/b > 1,2	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b	a ₀ a ₀
			40 mm < $t_f \le 100$	y – y z – z	b c	a a
		$h/b \le 1,2$	$t_f \! \leq \! 100 \; mm$	y – y z – z	b c	a a
			t _f > 100 mm	y – y z – z	d d	C C

Πίνακας 5.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

λητές Δμές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y — y z — z	b c	b c
Ι-διατο	y y y y	t _f > 40 mm	y — y z — z	c d	c d
οίλες τομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	а	ao
Κο Δια		Ψυχρή έλαση	Κάθε	с	с
Συγκολλητές κιβωτιο- ειδείς διατομές		Γενικά (εκτός των κα- τωτέρω)	Κάθε	b	b
	h y t_w	Μεγάλα πάχη ραφής: α > 0,5t _f b/t _f < 30 h/t _w <30	Κάθε	С	с
U-, Τ- και συ- μπαγείς δια- τομές			Κάθε	С	с
Γ-διατομές			Κάθε	b	b

Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, μια μη προστατευμένη πλευρικά δοκός σταθερής διατομής που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1,0 \tag{5.28}$$

ópou $M_{Ed}\,$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

Μ_{b,Rd} είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$
(5.29)

όπου Wy είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

-
$$W_y = W_{pl,y}$$
 για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

- W_y = W_{el,y} για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

χιτ είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λιτ, πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} \alpha \lambda \lambda \dot{\alpha} \chi_{LT} \le 1,0$$

$$(5.30)$$

$$\dot{\sigma}_{TOV} \quad \Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2 \right) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α lt είναι συντελεστής ατελειών

Πίνακας 5.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a 0	а	b	с	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\overline{\lambda}_{\rm LT} = \sqrt{\frac{W_{\rm y} f_{\rm y}}{M_{\rm cr}}}$$

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα είναι μικρότερη από :

$$\overline{\lambda} \le 0.2$$
 ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \le 0.04$

οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνονται υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

$$Mcr = C1 \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \left\{ \left(\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 + \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(kL)^2 GI}{\pi^2 EI_Z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)^2 \right)^{0.5} - \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right) \right\}$$
(5.31)
Όπου

 C_1 , C_2 , C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης (λαμβάνονται από τους πίνακες)

- Ιτ είναι η σταθερά στρέψης
- I_w είναι η σταθερά στρέβλωσης
- Ιz είναι η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα
- L είναι το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

k και kw είναι συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος (λήφθηκαν ίσοι με 1)

Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(5.32)

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{z} N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(5.33)

Όπου :

- N_{Ed}, M_{y,Ed} και M_{z,Ed} είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα
- $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

5.5 Σύμμικτη πλάκα

5.5.1 Γενικά

Γενικά η χρήση σύμμικτων πλακών με μεταλλικό σκελετό έχει γίνει ευρέως διαδεδομένη τα τελευταία χρόνια. Οι πλάκες αυτές αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επι τόπου εγχυτό σκυρόδεμα με ελαφρύ οπλισμό.

Οι σύμμικτες πλάκες παρέχουν

- Μειωμένο χρόνο κατασκευής
- Αποφυγή χρήση ξυλοτύπων
- Μικρότερα στατικά ύψη
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλα που λειτουργούν αρχικά κατά την φάση κατασκευής ως μεταλότυπος για έγχυτο σκυρόδεμα μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπετε συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα πολλών ανοιγμάτων.



Σχήμα 5.6: Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας.

Για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε χαλυβδόφυλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλμα του είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στο κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επι πλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται σε πάχη από 0,75 έως 1,25 mm.

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένος, με δυνατότητα επιλογή βαφής.

Πάχος	t (mm)	0.75	0.80	1.00	1.25
Βάρος	G (kg/m²)	9.81	10.47	13.08	16.36
Επιφάνεια	A(cm ² /m)	12.76	13.53	16.96	21.31
Ροπή αδρανείας	I _v (cm ⁴ /m)	110.01	117.33	147.22	184.43
Ροπή αντίστασης	Wy(cm ³ /m)	27.57	29.48	36.99	42.23

Σχήμα 5.7: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής.

- Ανάπτυγμα : 1250 mm
- Πάχος : 0,75 mm (±0,02)
- Κάλυψη : 750 ±5,0 mm
- $B\dot{\alpha}\theta o\varsigma: 73 \pm 1.0 \text{ mm}$
- Πάτημα 187 ± 2,0 mm



Σχήμα 5.8: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των σύμμικτων πλακών έγινε με την βοήθεια του προγράμματος SymDeck Desinger της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργεία του προγράμματος είναι

Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3

Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1

 $\text{EKWS}\ 2000$

Οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού σύμμικτων πλακών του κανονισμού (EN 1994-1-1) ώστε να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία είναι :

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας : min h = 90 mm
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο min hc =50 mm



Σχήμα 5.9: Διαστάσεις επεξήγηση συμβολισμών.

5.5.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτης πλάκας

Ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας έγινε στην περιοχή του μηχανολογικού ορόφου καθώς έχει τα δυσμενέστερα ωφέλιμα φορτία.

Τα δεδομένα που έχουν εισαχθεί στο πρόγραμμα για την επίλυση των πλακών φαίνονται στην παρακάτω καρτέλα :

	×
Αρχείο Βοήθεια Language	√(m²)
ι Πληροφορίες 15.0 kN/m 15.0 kN/m	J/m²)
Image: 15.0 kN/m 15.0 kN/m	1/m²)
	↓ kN/m²
0.49 m 2.16 m 2.29 m 2.2 m 2.06 m 0.56 m Πρόσθετα μόνιμα = 0.39	kN/m²
Σχεδίαση φορέα	
\square Πρόβολος αριστερά L = 0.49 q = 15 \square Πρόβολος δεξιά L = 0.56 q = 15 $\gamma_{\rm Q}$ = 1.35 $\gamma_{\rm Q}$ =	1.50
Γενικά στοιχεία φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας Έλεγχος Πυραντοχής	
$M^+_{Rd,S}$ M^{II}	ld,S
$M_{p1:Rd}^{+} = 49.31 \text{ kN}$	m/m
h M_pl.Rd = 19.49 kN	m/m
$V_{\rm Rd,c} = 36.92 \rm kN$	/m
$t = 1.25 $ mm $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_{g} = 3.926$ cm^{2}/m $m = 90.83$ MPa	
C: $25/30 \lor MPa \qquad \gamma_{C} = 1.5 \qquad \emptyset: 10 \lor mm/d = 20 \lor cm \bigvee k = 0.0144 \qquad MPa \qquad V_{unt}$	
S: 500 \vee MPa $\gamma_{\rm S}$ = 1.15	
h = 0.165 m $c = 0.03$ m	
Fe: 350 🗸 G MPa	

Σχήμα 5.10: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας.

M ⁺ _{Rd,S}	Θετική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου
M [−] _{Rd,S}	Αρνητική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου
M ⁺ pl,Rd	Θετική ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής
M [−] pl,Rd	Αρνητική ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής
V _{v,Rd}	Τέμνουσα αντοχής σύμμικτης διατομής
V _{I,Rd}	Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση σύμμικτης διατομής

Οι τιμές που μπορούμε να δούμε είναι αντίστοιχα:

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργείας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλο με τις στηρίξεις που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

Ι. Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ 1993-1-3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Για τον υπολογισμό των δρώσων ροπών, εξάγεται η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον ΕΝ 1994. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία :

- Ιδιο βάρος χαλυβδόφυλλου Gp (μόνιμη φόρτιση).
- Τδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (μόνιμη φόρτιση). Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις:

i. Φατνωματική διάστρωση (σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάντωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάτνωμα), Σχήμα 5.11.

ii. Σταδιακή διάστρωση (η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας), Σχήμα 5.10.

 Φορτίο διάστρωσης (λαμβάνεται ως ωφέλιμο φορτίο). Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0,75kN/m² που δρα σε επιφάνεια 3m×3m (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0,75kN/m² που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας ο συνδυασμός φορτίσεων είναι ο 1,35·G+1,50·Q ενώ στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ο συνδυασμός φορτίσεων είναι ο 1,00·G+1,00·Q.



Σχήμα 5.11: Φατνωματκή διάστρωση.



Σχήμα 5.12: Σταδιακή διάστρωση.

Οι έλεγχοι στην φάση κατασκευής για την σύμμικτη πλάκα ικανοποιούνται όπως φαίνονται πιο κάτω :



Σχήμα 5.13: Ελεγχος ροπών στη φάση κατασκευής.



Σχήμα 5.14: Ελεγχος βελών κάμψης στη φάση κατασκευής.

ΙΙ. Φάση Λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι, τόσο σε οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας, που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι θετικής και αρνητικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκους διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα από τον κανονισμό όρια. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση στη σύμμικτη πλάκα είναι το ίδιο βάρος G και το ωφέλιμο κινητό Q (σε όλη την επιφάνεια). Οι συνδυασμοί φορτίσεων που λαμβάνονται είναι 1,35G+1,50Q για την οριακή κατάσταση αστοχίας και 1,0G+1,0Q για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας για τη φάση λειτουργίας φαίνονται στα Σχήματα 5.15, 5.16 και 5.17.







Σχήμα 5.16: Ελεγχος τεμνουσών στη φάση λειτουργίας.



Σχήμα 5.17: Ελεγχος βελών κάμψης στη φάση λειτουργίας.

Αντοχή σε Πυρκαγιά

Σε περίπτωση πυρκαγιας το λεπτό χαλυβδόφυλο χάνει γρήγορα την αντοχή του και επομένως δεν λειτουργεί πιά ως οπλισμός της σύμμικτης πλάκας. Για το λόγο αυτό τοποθετούνται μεμονωμένες ράβδοι οπλισμού στις αυλακώσεις της πλάκας με επαρκή επικάλυψη (συνήθως 25 mm). Σε περίπτωση πυρκαγιάς η θερμοκρασία του οπλισμού αυτού δεν αυξάνεται σημαντικά λόγω της προστασίας από σκυρόδεμα και η αντοχή του δεν μειώνεται πολύ. Έτσι ο οπλισμός υποκαθιστά τη λειτουργεία του χαλυβδόφιλου σε περίπτωση πυρκαγιάς.

Τα φορτία που δρουν σε αυτή τη φάση επί της σύμμικτης πλάκας είναι τα ίδιο βάρος G καθώς και ωφέλιμο κινητό φορτίο Q. Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου Q σε όλη την επιφάνεια του φορέα. Διενεργούνται τρείς έλεγχοι:

Ο έλεγχος θερμικής μόνωσης

Σύμφωνα με τα κριτήρια μόνωσης η άνοδος της θερμοκρασίας στην άνω επιφάνεια της πλάκας δεν πρέπει να υπερβαίνει κατά μέση τιμή τους 140 °C και κατά μέγιστη τιμή τους 180 °C • Ο έλεγχος του ελάχιστου απαιτούμενου πάχους πλάκας:

Ο έλεγχος καμπτικής αντοχής:

Γίνεται με βάση την φόρτιση G +0.50Q από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη Mfi⁺,sd αντοχή σε θετικές ροπές και Mfi⁻,sd αντοχής σε αρνητικές ροπές

Αρχικά έγινε ο έλεγχος χωρίς οπλισμό για να δούμε αν αντέχει το χαλυβδόφιλο χωρίς οπλισμό. Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος των ροπών για χρόνο t=105 λεπτά δεν ικανοποιείται Τα αποτελέσματα φαίνονται πιο κάτω:

Όπου:

 t_{req} = απαιτούμενος χρόνος που θα ήθελα να ελεγχθει η διατομή Ψ_2 = συντελεστής οποίος εξαρτάται από την χρήση του κτιρίου



Σχήμα 5.18: Έλεγχος σε πυρκαγια t=105 min.

Ακολουθούν τα διαγράμματα καμπτικής αντοχής της διατομής σε συνάρτηση με τον χρόνο.



Σχήμα 5.19: Διάγραμμα μεαταβολής της καμπτικής αντοχής σε συναρτηση με τον χρόνο για treq=105 $\min.$

Στην συνέχεια έγινε έλγχος για χρόνο t=90 min για να δούμε αν επαρκεί η σύμμικτη πλάκα . Παρατηρείται ότι επαρκει.





Σχήμα 5.20: Ελεγχος σε πυρκαγια t=90 min.

Σχήμα 5.21: Διάγραμμα μεαταβολής της καμπτικής αντοχής σε συναρτηση με τον χρόνο για t=90 $\min.$

Στη συνέχεια προσθέθηκε ο οπλισμός Φ8 στην κάτω παρειά ώστε να αυξηθει η θετική ροπή και έγίνει έλεγχος των ροπών για t=105 min. Ο συντελεστής υ3 είναι η απόσταση του οπλισμού από την κάτω παρεια. Πρατηρείται ότι ο έλεγχος ικανοπειται.









5.6 Μεταλλικά Υποστυλώματα

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκαν στο Robot Structural Analysis με επαναληπτική διαδικασία ώστε οι τελικές διατομές να επαρκούν των απαραίτητων ελέγχων αντοχής. Τα υποστυλώματα υπόκεινται σε θλίψη, διαξονική κάμψη και διάτμηση. Παρακάτω γίνεται ο έλεγχος για ορισμένα υποστυλώματα.

Υποστύλωμα UC 305x305x240

To υποστύλωμα έχει διατομή UC 305x305x240 Χαρακτηριστικά διατομής: A=306 (cm²), Iy= 64200 (cm4) ,Iz=20310 (cm⁴), Wply=4247.00 cm³ ,Wplz=1951.00 cm³ ,I_T=1271 cm⁴ h=35.3 cm, b=31.8 cm tw=2.3 cm ,tf=3.8 cm,



Σχήμα 5.24: Χαρακτηριστικά διατομής UC 305*305*240.

Κατάταξη διατομής

Kόρμός : $\frac{c}{t} = \frac{31,8}{2,3} = 13,8 \le 72 ε = 58,32 →$ Άρα ο κορμός είναι κατηγορία 1 Πέλματα c= $\frac{b-tw}{2} - r = \frac{16-2,3}{2} -1,5 =5,35$: $\frac{c}{t} = \frac{5,35}{3,8} = 1,4 < 9 ε = 7,29 →$ Άρα τα πέλματα είναι κατηγορία 1

Συνεπώς όλη η διατομή είναι κατηγορία 1, οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντοχών.

Οριακή κατάσταση αστοχίας

Τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν από το πρόγραμμα φαίνονται παρακάτω:



Σχήμα 5.25: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N (kN).



Σχήμα 5.26: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My (kNm).



Σχήμα 5.27: Διάγραμμα καμπτικών ροπών Mz (kNm).



Σχήμα 5.28: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vy (kN).



Σχήμα 5.29: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz (kN).

Ακολουθούν τα αποτελέσμτα της διαστασιολόγησης από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

C 305x305x240	Bar: 161 MC_161 Point / Coordinate: 6 / Load case: 10	x = 0.56 L = 2.28 m 1 ULS/83=1*1 25 + 2*1 50 + 9*0 90 +	ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ	ок
				Change
nplified results Detailed results				
FORCES N.Ed = 6201.62 kN Nc.Rd = 10863.00 kN Nb.Rd = 8095.50 kN	My,Ed = -58.67 kN*m My,Ed,max = -405.86 kN*m My,c,Rd = 1507.68 kN*m MN,y,Rd = 725.06 kN*m Mb,Rd = 1474.30 kN*m	Mz,Ed = -0.42 kN*m Mz,Ed,max = 13.96 kN*m Mz,c,Rd = 692.61 kN*m MN,z,Rd = 550.44 kN*m	Vy.Ed = 6.31 kN Vy.T.Rd = 5108.62 kN Vz.Ed = -190.53 kN Vz.T.Rd = 1763.81 kN Tt.Ed = -0.01 kN*m TAΞH ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1	Forces
LATERAL BUCKLING z = 0.00 Lcr,low=4.10 m	Mcr = 16926.71 kN*m Lam_LT = 0.30	КАМПҮЛН,LТ - а fi,LT = 0.55	XLT = 0.98	
BUCKLING y Ly = 4.10 m Lcr.y = 4.10 m Lamy = 28.31	Lam_y = 0.37 Xy = 0.94 kzy = 0.38	BUCKLING z Lz = 4.10 m Lcr,z = 4.10 m Lamz = 50.33	Lam_z = 0.67 Xz = 0.75 kzz = 0.52	Calc. No Paramete Help
EΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ N,Ed/Nc,Rd = 0.57 < 1.00 (6.2.4.(Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.	1)) 6-7)			
MEMBER STABILITY CHECK Lamy = 28.31 < Lam,max = 250.00 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ec) Lamz = 50.33 < Lam,max = 2 1.max/(XLT*Mv.Rk/gM1) + kzz*Mz	50.00 ΣΤΑΘΕΡΟ .Ed.max/(Mz.Rk/gM1) = 0.88 < 1.00	(6.3.3.(4))	

Σχήμα 5.30: Αποτελέσματα προγράμματος διαστασιολόγησης για μέλος 161.

Τα αποτελέσματα εξετάστηκαν για την ακρίβεια τους με το χέρι και φαίνονται πιο κάτω :

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{306*35,5}{1} = 10863 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Αξονική απομειωμένη λόγω λυγισμού

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$
 (Ο δυσμενέστερος μειωτικός συντελεστής είναι Xz=0,745 οπότε)
 $N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 0,745*10863 = 8095,5 kN > N_{Ed}$

Αντοχής διατομής σε κάμψη περί τον Υ-Υ
 M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = $\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{42,47*35,5}{1} = 1507,68 \text{ kNm}$

Επίδραση της αξονικής δύναμής στην πλαστικής ροπής αντοχής σε διαξονική κάμψη $N_{Ed} = 5855,22 \le 0,25 N_{pl,Rd}$ (Το κριτήριο δεν ικανοπιείται επομένως χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής σε διαξονικη κάμψη).

Eπειδή n>a $M_{N,y,Rd}=Mpl,yRd(1-n)/(1-0,5 \alpha)=725 \text{ kNm}$

Αντοχής διατομής σε κάμψη περί τον Z-Z
 M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = $\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$ =19,21*35,3/1=681,95 kNm

 $M_{N,z,Rd}=Mpl,zRd(1-n)/(1-0,5\alpha)=550 \text{ kNm}$

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{2.85}=0,01<1

> Έλεγχος αντοχής διατομής σε τέμνουσα δύναμη

Vpl, *y*, *Rd* $\frac{Avy*fy}{\gamma M0\sqrt{3}} = \frac{249,26*35,5}{\gamma M0\sqrt{3}} = 5108.62 \text{ kN} > \text{Vy Ed}$

Vpl, *z*, *Rd* $\frac{Avz*fy}{\gamma M0\sqrt{3}} = \frac{86*35.5}{\gamma M0\sqrt{3}} = 190.52 \text{ kN} > \text{Vz Ed}$

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: ΕΝ 1 ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:	1 993-1:2005/AC:2009, Ι ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ	Eurocode 3: Design of	steel structures.
ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ: ΜΕΛΟΣ : 161 MC_161 L = 2.28 m	ΣΗΜΕΙΟ:	б	ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ : $x = 0.56$
ΦΟΡΤΙΑ: <i>KYPIAPXH</i> ΦΟΡΤΙΣΗ: ΥΛΙΚΟ: S355 (S355) fy = 35	101 ULS/83=1*1.25 + 2* 55.00 MPa	1.50 + 9*0.90 + 3*0.75	1*1.25+2*1.50+9*0.90+3*0.75
	ΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: UC 305	x305x240	
h=35.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=31.8 cm	Ay=249.26 cm2	Az=86.06 cm2	Ax=306.00 cm2
tw=2.3 cm	Iy=64200.00 cm4	Iz=20310.00 cm4	Ix=1271.00 cm4
tf=3.8 cm	Wply=4247.00 cm3	Wplz=1951.00 cm3	
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜ	ΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:		
N,Ed = 6201.62 kN	My,Ed = -58.67 kN*m	Mz, Ed = -0.42 kN*	m $Vy,Ed = 6.31 \text{ kN}$
Nc,Rd = 10863.00 kN	My,Ed,max = -405.861 Vy,T,Rd = 5108.62 kN	xN*m	Mz,Ed,max = 13.96 kN*m
Nb,Rd = 8095.50 kN	My,c,Rd = 1507.68 kN MN,y,Rd = 725.06 kN ³ Mb,Rd = 1474.30 kN*1	*m Mz,c,Rd = 692.61 k *m MN,z,Rd = 550.44 n	N*m Vz,Ed = -190.53 kN kN*m Vz,T,Rd = 1763.81 kN Tt,Ed = -0.01 kN*m TAΞH ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

Image: stateImage: statez = 0.00Lcr,low=4.10 m	ΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟ Mcr = 16926.71 kN*m Lam_LT = 0.30	DY: КАМПҮЛН,LT - a fi,LT = 0.55	XLT = 0.98
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟ ΓΕΡΙ ΤΟΝ Α Ly = 4.10 m Lcr,y = 4.10 m Lamy = 28.31	DY: Lam_y = 0.37 Xy = 0.94 kzy = 0.38	EXAMPLE TEPI TON A $Lz = 4.10 \text{ m}$ Lcr, $z = 4.10 \text{ m}$ Lamz = 50.33	EONA z: Lam_z = 0.67 Xz = 0.75 kzz = 0.52
ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ: $E \land E \Gamma X O \Sigma MHKOY \Sigma \land I A$ N,Ed/Nc,Rd = 0.57 < 1.00 (My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.11 < 1. Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gMC Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gMC <i>O</i> ΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑ Lambda,y = 28.31 < Lambd My,Ed,max/Mb,Rd = 0.28 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + ky (6.3.3.(4)) N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kz (6.3.3.(4))	$ITOMH\Sigma:$ (6.2.4.(1)) (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2.85 = 0. 00 (6.2.6-7) 00 (6.2.6-7) 0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6) 0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6) GEPOTHTAS MEAOYS: da,max = 250.00 Lamb < 1.00 (6.3.2.1.(1)) y*My,Ed,max/(XLT*My,R') ry*My,Ed,max/(XLT*My,R')	.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6)) oda,z = 50.33 < Lambda,max k/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(1 k/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(N	= 250.00 ΣΤΑΘΕΡΟ Mz,Rk/gM1) = 0.82 < 1.00 Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

<u>Υποστύλωμα UC 305x305x198</u>

Τα χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται πιο κάτω:



Σχήμα 5.31: Χαρακτηριστικά διατομής UC 305*305*198 .

RESULTS - Code - EN 1993-1:20	05/AC:2009		**	- 🗆 X
Auto	Bar: 164 Mcolums_164 Point / Coordinate: 1 / Load case: 97	x = 0.00 L = 0.00 m ULS/79=1*1.25 + 2*1.50 + 8*0.90 +	ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ	OK
implified results				Change
FORCES N.Ed = 3495.13 kN Nc.Rd = 8946.00 kN Nb.Rd = 6619.46 kN	My,Ed = -285.31 kN*m My,Ed.max = -285.31 kN*m My.c.Rd = 1221.20 kN*m MN.y.Rd = 834.29 kN*m Mb.Rd = 1189.11 kN*m	Mz,Ed = 63.63 kN*m Mz,Ed.max = -72.08 kN*m Mz,c,Rd = 561.26 kN*m MN,z,Rd = 533.45 kN*m	Vy.Ed = 33.10 kN Vy.T.Rd = 4198.56 kN Vz.Ed = 139.94 kN Vz.T.Rd = 1435.34 kN TtEd = 0.02 kN*m TAΞH ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1	Forces Detailed
LATERAL BUCKLING z = 0.00 Lcr.low=4.10 m	Mcr = 12228.34 kN*m Lam_LT = 0.32	КАМПҮЛН,LТ - а fi,LT = 0.56	XLT = 0.97	
BUCKLING y Ly = 4.10 m Lcr.y = 4.10 m Lamy = 28.85	Lam_y = 0.38 Xy = 0.93 kzy = 0.41	BUCKLING z Lz = 4.10 m Lcr.z = 4.10 m Larz = 50.98	Lam_z = 0.68 Xz = 0.74 kzz = 0.53	Calc. Note Parameters
EΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ N,Ed/Nc,Rd = 0.39 < 1.00 (6.2.4.(Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.	1)) 6-7)			
MEMBER STABILITY CHECK Lamy = 28.85 < Lam.max = 250.00 N.Ed/(Xz*N.Rk/gM1) + kzy*My.Ec	Lamz = 50.98 < Lam,max = 2 I,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz	50.00 ΣΤΑΘΕΡΟ .Ed.max/(Mz,Rk/gM1) = 0.69 < 1.00	(6.3.3.(4))	

Σχήμα 5.32: Αποτελέσματα προγράμματος διαστασιολόγησης για μέλος 164.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

KANONIΣMOΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures. ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:ΜΕΛΟΣ: 164 Mcolums_L = 0.00 m	164 ΣΗΜΕΙΟ: 1	ΣΥΝ	TETALMENES: $x = 0.00$
ΦΟΡΤΙΑ: <i>KYPIAPXH</i> ΦΟΡΤΙΣΗ: 9' YΛΙΚΟ: S355 (S355) fy = 355	7 ULS/79=1*1.25 + 2*1.50 - .00 MPa	+ 8*0.90 + 3*0.75 1*1.25	+2*1.50+8*0.90+3*0.75
h=34.0 cm	ΔΙΑΤΟΜΗΣ: UC 305x305 gM0=1.00	5 x198 gM1=1.00	
b=31.4 cm tw=1.9 cm tf=3.1 cm	Ay=204.88 cm2 Iy=50900.00 cm4 Wply=3440.00 cm3	Az=70.04 cm2 Iz=16300.00 cm4 Wplz=1581.00 cm3	Ax=252.00 cm2 Ix=734.00 cm4
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕ	ΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:		
N,Ed = 3495.13 kN Nc,Rd = 8946.00 kN kN*m	My,Ed = -285.31 kN*m My,Ed,max = -285.31 kN*m Vy,T,Rd = 4198.56 kN	Mz,Ed = 63.63 kN*m m	Vy,Ed = 33.10 kN Mz,Ed,max = -72.08
Nb,Rd = 6619.46 kN	My,c,Rd = 1221.20 kN*m MN,y,Rd = 834.29 kN*m Mb,Rd = 1189.11 kN*m	Mz,c,Rd = 561.26 kN*m MN,z,Rd = 533.45 kN*m	Vz,Ed = 139.94 kN Vz,T,Rd = 1435.34 kN Tt,Ed = 0.02 kN*m ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

	ΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜ(DY:				
z = 0.00	Mcr = 12228.34 kN*m	КАМПҮЛН,LТ - а	XLT = 0.97			
Lcr,low=4.10 m	$Lam_LT = 0.32$	fi,LT = 0.56				
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟ	 OY:					
	AEONA y:		EONA z:			
Ly = 4.10 m	$Lam_y = 0.38$	Lz = 4.10 m	$Lam_{z} = 0.68$			
Lcr,y = 4.10 m	Xy = 0.93	Lcr, z = 4.10 m	Xz = 0.74			
Lamy = 28.85	kzy = 0.41	Lamz = 50.98	kzz = 0.53			
ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:						
ΕΛΕΙ ΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑ						
N,Ed/Nc,Rd = 0.39 < 1.00	(6.2.4.(1))					
$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} +$	$(Mz, Ed/MN, z, Rd)^{1.95} = 0$.13 < 1.00 (6.2.9.1.(6))				
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.	00 (6.2.6-7)					
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.10 < 1.	00 (6.2.6-7)					
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM((0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)					
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0	(0.2.6) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)					
ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑ	ΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:					
Lambda, $y = 28.85 < Lambda$	da,max = 250.00 Lamb	da,z = 50.98 < Lambda,max	$= 250.00 \Sigma TA\Theta EPO$			
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24	< 1.00 (6.3.2.1.(1))					
N, Ed/(Xy*N, Rk/gM1) + kyy*My, Ed, max/(XLT*My, Rk/gM1) + kyz*Mz, Ed, max/(Mz, Rk/gM1) = 0.64 < 1.00						
(6.3.3.(4))						
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kz (6.3.3.(4))	:y*My,Ed,max/(XLT*My,R	k/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(N	Mz,Rk/gM1) = 0.69 < 1.00			

∆IATOMH OK !!!

Τα αποτελέσματα κατά μήκος ενός υποστυλώματος φαίνονται πιο κάτω :

5 EN 1993-1:2005	5/AC:2009 - EAEF	ΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (UL	S) 65 98 15	4 163to165	5 318 339 9	979 982 983 985 986 1015	; ↔ —	
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	MHNYMATA						Calc. Note	Close
ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	λογος	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ		Lista
65 Mc533 65	CHS 323.9x10	S355	67.86	101.79	0.64	107 ULS/89=1*1.25 +		нер
98 MC 98	UC 305x305x2	83 S355	27.74	49.57	0.78	97 ULS/79=1*1.25 + 2	Ratio	
154 MC 154	UC 305x305x2	83 S355	22.31	39.90	0.86	97 ULS/79=1*1.25 + 2	Analysis	Man
163 MC 163	UC 305x305x1	98 S355	28.85	50.98	0.75	97 ULS/79=1*1.25 + 2	Analysis	map
164 Mcolums 164	UC 305x305x1	98 S355	28.85	50.98	0.69	97 ULS/79=1*1.25 + 2	O al sul ati a sua in	-
165 MC 165	UC 305x305x1	18 S355	30.19	52.76	0.60	97 ULS/79=1*1.25 + 2	Calculation poin	IIS 10
318 MC 318	UC 305x305x2	83 S355	24.02	48.25	0.91	97 ULS/79=1*1.25 + 2	Division:	n = 10
339 MC 339	UC 305x305x1	18 S355	30.19	52.76	0.55	97 ULS/79=1*1.25 + 2	Extremes:	none
979 MC 979	UC 305x305x1	18 S355	30.19	52.76	0.66	97 ULS/79=1*1.25 + 2	Additional:	none
982 MC 982	UC 305x305x1	58 S355	29.53	51.85	0.65	97 ULS/79=1*1.25 + 2		
983 Mcolums 983	UC 305x305x1	58 S355	29.53	51.85	0.69	97 ULS/79=1*1.25 + 2		
985 Mc533 985	UC 305x305x1	58 S355	29.53	77.77	0.88	97 ULS/79=1*1.25 + 2		
986 Mc533 986	UC 305x305x1	98 S355	28.85	76.47	0.81	97 ULS/79=1*1.25 + 2		
1015 MC 1015	UC 305x305x1	98 S355	28.85	50.98	0.81	97 ULS/79=1*1.25 + 2		

Σχήμα 5.33: Αποτελέσματα προγράμματος για ένα υποστύλωμα .

Υποστύλωμα εξωτερικού κλιμακοστασίου

Τα υποστυλώματα του εξωτερικού κλιμακοστασίου είναι διατομής CHS.



Σχήμα 5.34: Χαρακτιριστικά διατομής υποστυλώματος κλιμακοστασιού.

Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του εξωτερικού κλιμακοστάσιου φαίνονται πιο κάτω:

📕 RESULTS - Code - EN 1993-1	:2005/AC:2009		↔ _	
Auto CHS 323.9x12.5 ~	Bar: 445 DIAGWNIA Point / Coordinate: 1 Load case: 1	SKALAS_445 /x = 0.00 L = 0.00 m 37 ULS/119=1*1.25 + 2*1.05 + 9*1.50	ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ	ОК
Simplified results Detailed result	s			Change
FORCES N.E.d = 2209.60 kN Nc.Rd = 4331.00 kN Nb.Rd = 3682.46 kN	My.Ed = 51.05 kN*m My.Ed.max = -52.61 kN*m My.c.Rd = 430.54 kN*m MN.y.Rd = 293.40 kN*m	Mz.Ed = -17.26 kN*m Mz.Ed,max = -17.26 kN*m Mz.c.Rd = 430.54 kN*m MN.z.Rd = 293.40 kN*m	Vy,Ed = -2.75 kN Vy,T,Rd = 1577.10 kN Vz,Ed = -25.11 kN Vz,T,Rd = 1577.10 kN TLEd = 3.49 kN*m TAΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1	Forces
			XLT = 1.00	
BUCKLING y Ly = 3.86 m Lcr.y = 5.79 m Lamy = 52.44	Lam_y = 0.69 Xy = 0.85 kyy = 0.47	BUCKLING z Lz = 3.86 m Lcr.z = 5.79 m Lamz = 52.44	Lam_z = 0.69 Xz = 0.85 kyz = 0.59	Calc. Note Parameters Help
EΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ N.Ed/Nc.Rd = 0.51 < 1.00 (6.2 Vz.Ed/Vz,T.Rd = 0.02 < 1.00 (.4.(1)) 5.2.6-7)			
MEMBER STABILITY CHECK Lamy = 52.44 < Lam,max = 250 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My	0.00 Lamz = 52.44 < Lam,max = /,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*!	250.00 ΣΤΑΘΕΡΟ Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.68 < 1.0	0 (6.3.3.(4))	

Σχήμα 5.35: Αποτελέσματα προγράμματος για μέλος 445.



Σχήμα 5.36: Διάγραμμα αξονικών N (kN).



Σχήμα 5.37: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vy(kN) και Vz(kN) .



Σχήμα 5.38: Διάγραμμα καμπιτκών ροπών My (kNm) και Mz(kNm).

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: ΕΝ 19 ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: Ε	993-1:2005/AC:2009, Euro ΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ	ocode 3: Design of steel s	structures.
ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:ΜΕΛΟΣ:445ΔΙΑGWNΤΑΓΜΕΝΕΣ: $x = 0.00$	TA SKALAS_445 . = 0.00 m	ΣΗΜ	ΕΙΟ: 1 ΣΥΝΤΕ-
ΦΟΡΤΙΑ: <i>КΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:</i> 1	37 ULS/119=1*1.25 + 2*1.0)5 + 9*1.50 + 3*0.75 1*1.2	5+2*1.05+9*1.50+3*0.75
YAIKO: \$355 (\$355) fy = 355	5.00 MPa		
ПАРАМЕТРРО	Ι ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 323.9x	x12.5	
h=32.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=77.67 cm2	Az=77.67 cm2	Ax=122.00 cm2
tw=1.3 cm	Iy=14850.00 cm4 Wply=1212.78 cm3	Iz=14850.00 cm4 Wplz=1212.78 cm3	Ix=29700.00 cm4
$EZMIEFIREZ \Delta I NAME$	$\frac{12}{12} \text{ AAI AN I UAEZ.}$	$M_{7}E_{1}=17.26 kN_{2}m_{1}$	$V_{\rm W} E_{\rm d} = 2.75 \rm kN$
$N_{c} = 2209.00 \text{ km}$	$My,Ed = 51.05 \text{ km}^{\circ} \text{III}$ $My,Ed = 52.61 \text{ kM}^{\circ} \text{m}$	$WZ,Ed = -17.20 \text{ KIN}^{+111}$	Vy,Eu = -2.75 kin
100, R0 = 4331.00 RN	$My,Eu,max = -32.01 \text{ km}^{-11}$	1	MZ,EU,IIIAX = -17.20
M = 2682.46 kN	$y_{y,1,Ru} = 1377.10 \text{ km}$ My a Pd = 420.54 kN*m	$M_{7} \circ Pd = 420.54 \text{ kN} \text{ m}$	$V_{7}E_{1}=25.11$ kN
M0, K0 = 5082.40 KN	My,c,Rd = 450.34 RN*III MN,y,Rd = 293.40 kN*m	$MZ,C,Rd = 430.34 \text{ kN}^{+}\text{III}$ MN,z,Rd = 293.40 kN*m	Vz,Ed = -23.11 kN Vz,T,Rd = 1577.10 kN Tt,Ed = 3.49 kN*m TAΞH ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1
	ΙΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:		
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜ	ΟΥ:		
	NA v:		NA 7:
Lv = 3.86 m	Lam $v = 0.69$	Lz = 3.86 m	Lam $z = 0.69$
Lcr, y = 5.79 m	Xy = 0.85	Lcr, z = 5.79 m	Xz = 0.85
Lamy = 52.44	kyy = 0.47	Lamz = 52.44	kyz = 0.59
ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ: <i>ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙ</i> . N,Ed/Nc,Rd = 0.51 < 1.00 (My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0 <i>OAIKOΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑ</i> Lambda,y = 52.44 < Lamb N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + k; (6.3.3.(4)) N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + k; (6.3.3.(4))	ATOMHΣ: (6.2.4.(1)) (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2.00 = 0 .00 (6.2.6-7) .00 (6.2.6-7) 0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6) 0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6) ΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ: da,max = 250.00 Lamb yy*My,Ed,max/(XLT*My,R zy*My,Ed,max/(XLT*My,R)	.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6)) oda,z = 52.44 < Lambda,max k/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(k/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(x = 250.00 ΣΤΑΘΕΡΟ (Mz,Rk/gM1) = 0.68 < 1.00 Mz,Rk/gM1) = 0.67 < 1.00

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Τα αποτελέσματα για ένα υποστύλωμα διατομής CHS παρουσιάζονται πιο κάτω :

_											
🚅 EN 1993-1:2005/AC:2009 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 1 2 5 6 22 26 28 29 31 35 210 424 429 433 443to495 514tδ530 5 🛛 🗠 🗙											
	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	MHNYMATA	Calc. Note Close								
	ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ^				
	447 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	48.75	48.75	0.57	137 ULS/119=1*1.25 +	Негр			
	448 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.60	137 ULS/119=1*1.25 +	Ratio			
	449 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.50	137 ULS/119=1*1.25 +	Analysis			
	450 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.56	137 ULS/119=1*1.25 +	Analysis Map			
	451 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.43	137 ULS/119=1*1.25 +	Coloulation a sinte			
	452 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.52	137 ULS/119=1*1.25 +	Division points			
	453 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.39	137 ULS/119=1*1.25 +	Division: n = 10			
	454 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.51	137 ULS/119=1*1.25 +	Extremes: none			
	455 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.49	137 ULS/119=1*1.25 +	Additional: none			
	456 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.47	137 ULS/119=1*1.25 +				
	457 DIAGWNIA SK	CHS 323.9x12.5	S355	60.56	60.56	0.60	137 ULS/119=1*1.25 +				

Σχήμα 5.39: Αποτελέσματα του προγράμματος για ολόκληρο υποστύλωμα διατομής CHS.

5.7 Δευτερεύουσες Σύμμικτες Δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέρειστες δοκοί.

Ο σχεδιασμός των σύμμικτων δευτερευουσών δοκών γίνεται σε δύο φάσεις :

Α) Φάση κατασκευής

B) Φάση λειτουργίας

Ο σχεδιασμός έγινε στο Excel, λόγω της αδυναμίας του Robot Structural Analysis να λάβει την επαλληλία των δύο φάσεων. Ενδεικτικά παρουσιάζεται αναλυτικά η δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός.

<u>Δοκός UB 533*210*101</u>

Κατάταξη διατομής
 Κορμός : $\frac{c}{t} = \frac{21}{1,08} = 19,44 \le 72 ε = 58,32 → Άρα ο κορμός είναι κατηγορία 1
 Πέλματα c = <math>\frac{b-tw}{2} - r = \frac{21-1.08}{2} -1,27 = 8.69$: $\frac{c}{t} = \frac{8,69}{1,74} = 4,99 < 9 ε = 7,29 → Άρα τα πέλματα είναι κατηγορία 1$

Συνεπώς όλη η διατομή είναι κατηγορία 1, οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντοχών.

• Συνεργαζόμενο πλάτος

Οι σύμμικτες δοκοί αποτελούνται από τη σιδηροδοκό και το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας. Το συνεργαζόμενο πλάτος μεταβάλλεται κατά μήκος της δοκού, εξαρτώμενο από την κλίση του διαγράμματος ροπών. Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 το συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται από την σχέση:

 $b_{eff}=bo+\Sigma b_e$

 $b_{ei}\!=\!\!L_e \ / \ 8 \leq b_i$

Le: η προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος ροπών.

 $b_i =$ η απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών, ή μέχρι το ελεύθερο άκρο για κτίρια.



Σχήμα 5.40: Σχήμα συνεργαζόμενου πλάτους από τον κανονισμό.

Στον φορέα μας οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιαθρωτές οπότε

Le=8,67 m

 $b_{i=}=d1/2=2,25/2=1,125 m$

όπου:

d1 : είναι η μικρότερη απόσταση μεταξύ των δοκών

 $b_{ei} = 8,67 / 8 = 1,08 \le b_i = 1,125 m$

Συνεπώς το συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος είναι:

 $b_{eff}=2*b_{ei}=2*1,08=2,16 \text{ m}$



Σχήμα 5.41: Δευτερεύουσες Σύμμικτες δοκοί.

Α) Φάση κατασκευής

Κατά την φάση κατασκευής το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει τη θλιπτική αντοχή του και δεν έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας-δοκού. Συνεπώς κατά τη φάση κατασκευής λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός.

Το φορτίο που μετέχουν σε αυτή την φάση είναι :

- Ιδιο βάρος νωπού σκυροδέματος :gπλ=3,13 kN/m²
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού $:g_{UC533*210*101}=1 \text{ kN/m}$

Φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη

Κατά τη φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη το στατικό προσομοίωμα είναι αφιέρειστη δοκός.

Θα γίνει πρώτα ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για να δούμε αν είναι κρίσιμο το βέλος κάμψης της σιδηροδοκού από τα ίδια βάρη.

Το φορτίο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι :

 $q_{se}r=1,0*(g_{UC533*210*101+}g\pi\lambda*b)=(1+3,13*2,16)=7,76kN.$

όπου
b: είναι το πλάτος επιρροής της δοκού λαμβάνεται ίσο με
 (d1+d2)/2=

Βέλος κάμψης :δ1= (5*q*L⁴/384 *E*ly)=0,42 < L/250=3,5 cm

Άρα δεν χρειάζεται προσωρινή υποστήριξη

Οριακή κατάσταση Αστογίας

<u>Αντοχή διατομής</u>

Το φορτίο σχεδιασμού είναι

 $g_{sd}=1,35(g_{UC533*210*101}+g\pi\lambda *b)=10,47 \text{ kN/m}.$

Kάμψη: M_{pl,Rd} = $\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$ = 929,75 kN*m

Διάτμηση: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 1275,23 \text{ kN}$

• Έλεγχος Διατομής

 $K\alpha\mu\psi\eta:\!\!M_{\text{Ed}}\!\!=\!\!98,\!35~kNm < M_{\text{pl,Rd}}$



Σχήμα 5.42: Διάγραμμα ροπών δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kNm).

 Δ ιάτμηση :V_{Ed}=45,38kN< V_{pl,Rd}

 V_{Ed} =45,38<0,5 $V_{pl,Rd}$ οπότε δεν χρειάζεται να γίνει απομείωση ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.



Σχήμα 5.43: Διάγραμμα τέμνουσας δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kN).

Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας

<u>Παραμορφώσεις</u>

Το φορτίο για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι qser=7,76 kN.

Βέλος κάμψης :δ1= (5*q*L⁴/384 *E*ly)=0,42 <L/250=3,5 cm

B) Φάση λειτουργίας

Κατά τη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει πλέον, αναπτύξει την αντοχή του οπότε έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας-δοκού.

Σε αυτή την φάση μετέχουν όλα τα φορτία σχεδιασμού του φορέα (μόνιμα κινητά , δράσεις χιονιού, δράσεις ανέμου).

Οριακή κατάσταση Αστοχίας

<u>Αντοχή διατομής</u>

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής φαίνονται πιο κατω:

- Συνολικό πάχος πλάκας: h=16,5 cm
- Πάχος σκυροδέματος : hc=9,2 cm
- Ύψος χαλυβδόφυλλου : hp=73 cm

- Εμβαδόν σκυροδέματος : Ac=hc*beff =1987,2 cm2



Αντοχή διατομής

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος

Fc=Ac *Fcd=2815,2 kN

Εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού

Fa= Aa * fyd = 129*35,5 = 4579,5 KN

Επιπλέον η δύναμη του άνω πέλματος F_{af} =35,5*21*1,74 =1297,17 kN

Kai προφανώς $F_c + F_{af} > Fa$ - F_{af}

Ο ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της μεταλλικής δοκού. Συνεπώς όλος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1. Το θλιβόμενο πέλμα που συνδέεται διατμητικά με το σκυρόδεμα εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό και επιπλέον ισχύουν οι περιορισμοί για τη διάταξη των διατμητικών συνδέσμων οπότε και το άνω πέλμα είναι κατηγορίας 1. Οπότε μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση.

Θέση ουδέτερου άξονα :

$$\text{Zo=d} + z_0 = d + \frac{Fa - b*d*0.85 fcd}{2*fyd*bfo} = 9.2 + \frac{4579.5 - 2815.2}{2*35.3*21} = 10.38 cm$$

Πλαστική ροπή :

$$M_{pl,Rd} = Z * \left(z_a - \left(z_a - \frac{d}{2} \right) - 2 * f_{yd} * b_{fo}(z - d) \right) * \frac{z_0}{2} = 714,68 \ kNm$$

<u>Διάτμηση :</u>

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz}f_y}{\gamma_{MO}\sqrt{3}} = \frac{58,5*35,5}{1*\sqrt{3}} = 199,01 \, kN$$

Έλεγχός αντοχής

 $K \dot{\alpha} \mu \psi \eta$: $M_{Ed} = 387, 87 k Nm < M_{pl,Rd}$



Σχήμα 5.45: Διάγραμμα ροπών δευτερεύουσας δοκού στη φάση λειτουργίας (kNm)

Δ ιάτμηση :V_{Ed}=190,31kN< V_{pl,Rd}



Σχήμα 5.46: Διάγραμμα τέμνουσας δευτερεύουσας δοκού στη φάση λειτουργίας (kN)

Στη φάση λειτουργίας η πλάκα σκυροδέματος δημιουργεί ένα διάφραγμα με το οποίο εμποδίζει το λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και τη στροφή της δοκού. Συνεπώς στην φάση αυτή δεν υπάρχει κίνδυνος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό οπότε δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος.

<u>Διατμητική σύνδεση</u>

<u>Διαμήκης διάτμηση</u>

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική, ελαστοπλαστική ή ελαστική ανάλυση. Εφόσον η αντοχή της διατομής προσδιορίστηκε με πλαστική ανάλυση τότε και για τον έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης που γίνεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας θα εφαρμοστεί πλαστική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού. Η δευτερέυουσα δοκός που εξετάζεται είναι αμφιέρειστη οπότε στο τμήμα που εξετάζεται ισχύει παντού:

 $V\iota = \Sigma T\iota = Fc^+ = Fa^+$

Συνεπώς εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού, δηλ εντός του μισού μήκους της δοκού, η διαμήκη διάτμηση που ασκείται ισούται με: Vi=1726,01 kN.

<u>Χαρακτηριστικά διατμητικών ήλων</u>

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής από τον πιο κάτω πίνακα οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσεων. Οι συνδέσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την απόκλιση της από την δοκό. Οι

συνήθεις διάμετροι είναι 16,19 και 22 mm, η δε εφελκιστική αντοχή του υλικού τους είναι 500 Mpa. Η επιλεγομενη διάμετρος των ήλων δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποιο συγκολλούνται, δηλαδή του άνω πέλματος της σιδηροδοκού και το ύψος μεγαλύτερο από 3 φορές τη διάμετρο του ήλου.



Σχήμα 5.47: Διαστάσεις ήλων.

Επιλέγονται ήλοι διαμέτρου d=19mm ύψους h=125 mm.

Για του ήλους θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

Διάμετρος ήλου : d=19mm <2,5*8=20mm

- Ύψος ήλου :hsc=125mm>h_{p(χαλυβδόφυλλου)}=73mm hsc=125mm ≤h_{oλ}-c=140 mm hsc=125mm>3d=3*19=57 mm

Αντοχή ήλου

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και από την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας. Συνεπώς, η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις σχέσεις:

$$\begin{split} P_{v,Rd} &= 0,8*F_u\left(\frac{\pi \ d^2}{4}\right)/\gamma_v \\ P_{b,Rd} &= 0,29*a*d^2*\sqrt{fck}*Ecm \ /\gamma_v \\ & \text{όπου,} \\ P_{v,Rd}: a v to \chi \eta \ \eta \lambda o \upsilon \ \sigma \varepsilon \ \delta i a t \mu \eta \sigma \eta \\ P_{b,Rd}: a v to \chi \eta \ to \upsilon \ \sigma \kappa \upsilon \rho o \delta \dot{\varepsilon} \mu a to \zeta \ \sigma \varepsilon \ \sigma \dot{\upsilon} v \theta \lambda \iota \psi \eta \ a v t \upsilon \gamma a \zeta \\ & \gamma_v = 1,25: \varepsilon \pi \iota \mu \dot{\varepsilon} \rho o \upsilon \zeta \ \sigma \upsilon v \tau \varepsilon \lambda \varepsilon \sigma \tau \dot{\eta} \zeta \ a \sigma \phi a \lambda \varepsilon \dot{\iota} a \zeta \\ & a : \eta \ a \pi \dot{o} \sigma \tau a \sigma \eta \ a = 0,3-*(h/d+1) \ \gamma \iota a \ 3 \leq h/d \leq 4 \end{split}$$

a=1
$$\gamma \iota \alpha 4 < h/d$$

Οπότε η οριακή αντοχή ενός ήλου προκύπτει ίση με:

$P_{Rd} = min(P_{v,Rd}; P_{b,Rd}) = min(90,75;73,13) = 73,13 \text{ kN}$

Μειωτικός συντελεστής kt για αυλακώσεις κάθετες στην δοκό:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, η αντοχή των ήλων είναι εντός σύμμικτης πλάκας που αποτελείται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και πλάκα σκυροδέματος είναι μικρότερη από την αντοχή του εντός συμπαγούς πλάκας. Αυτό συμβαίνει γιατί δεν υπάρχει επαρκές σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο λόγω του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου οπότε και μειώνεται η αντοχή του. Επειδή οι αυλακώσεις του χαλυβδώφυλου είναι κάθετες στη σιδηροδοκό, η αντοχή των ήλων πρέπει να απομειώθει με τον συντελεστή kt, ο οποίος ισούται με:

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} * \frac{bo}{hp} * (\frac{h}{hp} - 1) \le k_{tmax}$$
 για συγκόλληση διαμέσου φύλλων

Όπου :

 N_r : αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση με $N_r \leq 2$ για τους υπολογισμούς. Έστω $N_r = 2$ (2 σειρές)

bo: μέσο πλάτος των αυλακώσεων όπως φάινεται στο πιο κάτω σχήμα

 $b_0 = (95,5-50)/2 + 50 = 72,3 < 73 \text{ mm} = h_p$

 $k_{tmax}=0.6$ gia Nr=2 kai t >1 mm



Σχήμα 5.48: Διαστάσεις χαλυβδόφυλλου



Σχήμα 5.49: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου.

Πίνακας 5.4: Άνω όρια k_{tmax} για το μειωτικό συντελεστή k_t

Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νεύρωση	Πάχος t του χαλύβδινου φύλλου (mm)	Ηλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου	Χαλυβδόφυλλο με οπές και ήλοι διαμέτρου 19 mm ή 22 mm	
$n_{\rm r} = 1$	≤ 1,0	0,85	0,75	
	> 1,0	1,0	0,75	
$n_{\rm r} = 2$	≤ 1,0	0,70	0,60	
	> 1,0	0,8	0,60	

Άρα προκύπτει

Kt=0,35

Επομένως :

 $P_{Rd} = 0,35*73,13 = 25,59 \text{ kN}.$

V1=1726,01 kN.

Αριθμός ήλων = 1726, 13/(25, 59) = 67, 45 = 68 ήλους σε 2 σειρές

Κρίσιμο μήκος : 876/2=438 cm

eL: 438/34 =12,88cm =128mm

Οι ελάχιστες και μέγιστες αποστασεις που πρεπει να πληρούνται είναι οι παρακάτω :

- Ελάχιστες διαμήκης αποστάσεις :minel=5*d=5*19=95mm
- Μέγιστες διαμήκης αποστάσεις :maxel=min{6(hc+hp);800mm)=(6*165;800)=800mm
- Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις :minet=4*d=4*19=76mm

Επιλέγω el=125 mm και η κάθετη et =80 mm

Δηλαδή 2Φ19/125.

	mineL	maxeL	miner	mine	min(hsc-hp)	minb ₀	minht
Ολόσωμες πλάκες	5d	≤6 hc ≤800mm	2,5d	20mm ότι	-	-	
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη σιδυοοδοκό)		≤6(hc+hp)	44	ισχύει για οπλισμό μείον 5mm	2d	50mm	30mm

Πίνακας 5.5: Ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις ήλων



Σχήμα 5.50: Επεξήγηση συμβολισμών ελάχιστων αποστάσεων.

<u>Παραμορφώσεις</u>

Για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων στη φάση λειτουργίας, η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή ώστε να υπολογιστεί η ροπή αδρανείας και τα άλλα χαρακτηριστικά της. Η ισοδύναμη διατομή αποτελείται από τη σιδηροδοκό, τη διατομή του οπλισμού και τη διατομή του σκυροδέματος. Για τη μετατροπή αυτή, εισάγεται ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο υλικών

Ec=30500 MPa *0,5=15250 MPa

Απομειώνουμε το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος με συντελεστή 0,5 ώστε να λαμβάνουμε υπόψιν στον υπολογισμό του βέλους και την ρηγμάτωση

 $\eta = E\alpha / Ec = 210000 / 15250 = 13,77$

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή με χαρακτηριστικά :

Εμβαδόν διατομής : $A_e = A_a + A_s + A_c/\eta$

Κέντρο βάρους διατομής : $z_e = \frac{A_a * z_a + A_s * z_s + Ac/n}{Ae}$

Ροπή αδρανείας αρηγμάτωτης διατομής :

$$I_{e} = I_{a,0} + A_{a}(z_{a} - z_{e})^{2} + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_{c}}{\eta}(z_{c} - z_{e})^{2} + A_{s}(z_{s} - z_{e})^{2}$$

Όπου οι δείκτες συμβολίζουν,

a: διατομή σιδηροδοκού

c: διατομή σκυροδέματος

s: οπλισμός πλάκας (δεν συμπεριλαμβάνεται το χαλυβδόφυλλο)

 $I_{a,y}\!\!=\!\!\rho o \pi \acute{\eta}$ αδρανείας χαλύβδινης διατομή ως προς τον άξονα $Y\!\!=\!61520~cm^4$

 $I_{c,o} = beff*hc^3/12 = 14016,38 \text{ cm}^4$

$I_e \!=\! 82625 \ cm^4$

Το βέλος κάμψης υπολογίστηκε στο Robot Structural Analysis, ώστε να βρεθεί ο δυσμενέστερος συνδυασμός των φορτίων (κινητα, δράσεις χιονιού, δράσεις ανέμου) που προκαλεί το μέγιστο βέλος. Επειδή το πρόγραμμα δεν μπορεί να λάβει σωστά τη σύμμικτη δράση σκυροδέματος χάλυβα, δημιουργήθηκε διατομή με τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης.



Σχήμα 5.51: Βέλη κάμψης

δ=2,6 m

 $\delta_{max} = L/250 = 3,5 \text{ cm}$

5.8 Κύρες Σύμμικτες Δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί εδράζονται στις κύριες δοκούς αμφιαρθωτά και με τον τρόπο αυτό μεταφέρουν συγκεντρωμένα τα κατακόρυφα φορτία των πλακών. Στις κύριες δοκούς οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες προς τον άξονα της δοκού. Οι κύριες δοκοί φαίνονται πιο κάτω :



Σχήμα 5.52: Κύριες Σύμμικτες δοκοί.

Οι κύριες δοκοί επιλέχθηκαν να είναι πλαισιωτά συνδεδεμένες με τη σύμμικτη πλάκα και επομένως σύμμικτες στη φάση λειτουργίας. Επομένως οι κύριες δοκοί είναι πλευρικά

εξασφαλισμένες λόγω της πλάκας σκυροδέματος και δεν υπόκεινται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Ωστόσο ανά μικρά διαστήματα (2~2,6 m) συνδέονται με τις διαδοκίδες οι οποίες τις εξασφαλίζουν πλευρικά στα σημεία αυτά, οπότε η επίδραση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική (XLT ---> 1)



Παρακάτω παρουσιάζεται μια τυπική κύρια δοκός μέλος 1618

Σχήμα 5.53: Χαρακτηριστικά διατομής

- Ο σχεδιασμός των συμμίκτων κύριων δοκών γίνεται σε δύο φάσεις :
- Α) Φάση κατασκευής

B) Φάση λειτουργίας

Ο σχεδιασμός έγινε στο Excel, λόγω της αδυναμίας του Robot Structural Analysis να λάβει την επαλληλία των δύο φάσεων. Ενδεικτικά παρουσιάζεται αναλυτικά η δυσμενέστερη κύρια δοκός.

<u>Δοκός UB 610*229*113</u>

• Κατάταξη διατομής

Κλάση 1

• Συνεργαζόμενο πλάτος

Οι σύμμικτες δοκοί αποτελούνται από τη σιδηροδοκό και το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας. Το συνεργαζόμενο πλάτος μεταβάλλεται κατά μήκος της δοκού, εξαρτώμενο από την κλίση του διαγράμματος ροπών. Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 το συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται από την σχέση:

• $b_{eff}=bo+\Sigma b_e$

• $b_{ei} = L_e / 8 \le b_i$

Άνοιγμα

Le=0,7*L= 0.7*8,92=6,24 m bei=Le / 8= 0,78 m bi=9,3/2 =4,65 m

beff= 2* bei= 1,56 m

Στήριξη

 $L_e=0,25(L1+L2)=4,9 \text{ m}$ $b_{ei}=L_e / 8=0,62 \text{ m}$ bi=9,3/2 =4,65 mbeff=2* bei=1,22 m

Α) Φάση κατασκευής

Κατά την φάση κατασκευής το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει τη θλιπτική αντοχή του και δεν έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας-δοκού. Συνεπώς κατά τη φάση κατασκευής λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός.

Το φορτίο που μετέχουν σε αυτή την φάση είναι :

- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού :gub610*229*113 =1,13 kN/m

Φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη

Θα γίνει πρώτα ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για να δούμε αν είναι κρίσιμο το βέλος κάμψης της σιδηροδοκού από τα ίδια βάρη.

Βέλος κάμψης :δ1= (qub*L4/384 *E*ly)=0,01<3,46 cm

 $I_y = 87320 \text{ cm}^4$

Άρα δεν χρειάζεται προσωρινή υποστήριξη

Οριακή κατάσταση Αστοχίας

<u>Αντοχή διατομής</u>

Το φορτίο σχεδιασμού είναι

Gsd=1,35(guB610*229*113+R1+R2+R3+R4)
Kάμψη :M_{pl,Rd} = $\frac{W_{pl} f_{y}}{\gamma_{M0}}$ = 1166,885 kN*m

Διάτμηση : $V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 1393,92 \text{ kN}$

• <u>Έλεγχος Διατομής</u>

Kάμψη :359,53 kNm < $M_{\text{pl,Rd}}$



Σχήμα 5.54: Διάγραμμα ροπων στη φάση λειτουργίας

 Δ ιάτμηση : V_{Ed}=188< V_{pl,Rd}

 $V_{Ed} = <0,5* V_{pl,Rd} = 696,96 \text{ kN}$



Σχήμα 5.55: Διάγραμμα τεμνουσών στη φάση λειτουργίας.

Στην κύρια δοκό προσφέρουν πλευρική υποστήριξη οι δευτερεύουσες δοκοί το οποίο δημιουργεί ευεργετικές συνθήκες στον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας

<u>Παραμορφώσεις</u>

Το μέγιστο βέλος για την παραμόρφωση είναι στο σημείο όπου ασκείται το συγκεντρωμένο φορτίο και είναι 1,9 cm < L/250= 3,68 cm.



Σχήμα 5.56: Βέλη κάμψης στη φάση λειτουργίας.

B) Φάση λειτουργίας

Κατά τη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει πλέον, αναπτύξει την αντοχή του οπότε έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας-δοκού.

Σε αυτή τη φάση η δοκός φορτίζεται με τις αντιδράσεις των δευτερευουσών δοκών που προκύπτουν από τους συνδυασμούς φόρτισης όλων των φορτίων του φορέα (μόνιμα, κινητά, δράσεις χιονιού, δράσεις ανέμου).

Οριακή κατάσταση Αστοχίας

<u>Άνοιγμα</u>

Αντοχή διατομής

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής φαίνονται πιο κατω:

- Συνολικό πάχος πλάκας: h=16,5 cm
- Πάχος σκυροδέματος : hc=9,2 cm
- Ύψος χαλυβδόφυλλου : hp=7,3 cm
- Εμβαδόν σκυροδέματος : Ac=hc*beff =1435,2 cm²

<u>Αντοχή διατομής</u>

Θετικές πλαστικές ροπές (Άνοιγμα)

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος

D=Fc=Ac *Fcd=beff*hc*0,85*2,5/1,5=2033,2,2 kN

Εφελκύστικη δύναμη σιδηροδοκού

 $Z=Fa=A_a * f_{yd} = 144*35, 5 = 5112 \text{ kN}$

Επιπλέον η δύναμη του άνω πέλματος $F_{af}\!\!=\!\!35,\!5*22,\!82*1,\!73=1409,\!59~kN$

Και προφανώς $F_c + F_{af} < Fa$ - F_{af}

Ο ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται εντός του κορμού της μεταλλικής δοκού. Συνεπώς όλος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1. Για το θλιβόμενο πέλμα που συνδέεται διατμητικά με το σκυρόδεμα που εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό και επιπλέον ισχύουν οι περιορισμοί για τη διάταξη των διατμητικών συνδέσμων οπότε και το άνω πέλμα είναι κατηγορίας 1. Οπότε μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση.

<u>Θέση ουδέτερου άξονα</u>

Zo= d+tfo +Z-D-2Fat/2fyd*tw=14,22 >d+tfo

Πλαστική ροπή :

 $M_{pl,Rd}^+ = Z * \left(z_a - \frac{d}{2} \right) - 2 f_{yd} * b_{fo} * (z_o - d) * \frac{z_0}{2} = 1289,14 \text{ kNm}$

<u>Αρνητικές πλαστικές ροπές (Στήριξη)</u>

Στην περίπτωση αυτή το σκυρόδεμα βρίσκεται στην εφελκυστική περιοχή και έτσι η επιρροή του αγνοείται. Η διατομή αποτελείται από σιδηροδοκό και τους οπλισμούς της πλάκας. Η ουδέτερη γραμμη βρίσκεται εντός του κορμού.

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος

 $D = A_a * f_{yd} = 144*35, 5 = 5112KN$

As1 = 4,8 cm2, zs1 = 3 cm

Z_{S1}=4,8 *(500/1,15)=2086,95 KN

Zf= 2*fy*bf*tf=2*35,5*22,8*1,73= 2800,5 kN

Θέση ουδέτερου άξονα

 $Z_{0} = d + t_{f_{0}} + \frac{D - ZS1 - Zf}{2 * fyd * tw} = 9,2 + 1,73 + \frac{D - ZS1 - Zf}{2 * fyd * tw} = 13,78 cm$

Zw= 2 *fyd* tw*(zo-d-tfo)= 2*35,5*1,11*(13,78-9,2-1,73)=224,61 KN

<u>Πλαστική ροπή :</u>

 $M_{pl,Rd} = D^* za - Zs 1^* zs 1 - Zf^* \left(d + \frac{tfo}{2} \right) - Z_W * \left(\frac{z_0 + d + tfo}{2} \right) = 1176,7 \text{ KNm}$

Επομένως οι ροπές επαρκούν όσο στο άνοιγμα τόσο και στη στήριξη.



Σχήμα 5.57: Διάγραμμα Ροπών στη Φάση λειτουργίας

Διάτμηση

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού

$$V_{pl,Rd} = \frac{Avz*fy}{\gamma_{M0}*\sqrt{3}} = 1199,21 \text{ kN}$$

Σχήμα 5.58: Διάγραμμα τεμνουσών στη Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας πλάκας σκυροδέματος δημιουργεί ένα διάφραγμα με το οποίο εμποδίζει το λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και τη στροφή της δοκού. Συνεπώς στην φάση αυτή δεν υπάρχει κίνδυνος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό οπότε δεν χρειάζεται να γίνει.

<u>Παραμορφώσεις</u>

Για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων στη φάση λειτουργίας, η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή ώστε να υπολογιστεί η ροπή αδρανείας και τα άλλα χαρακτηριστικά της. Η ισοδύναμη διατομή αποτελείται από τη σιδηροδοκό, τη διατομή του οπλισμού και τη διατομή του σκυροδέματος. Για τη μετατροπή αυτή, εισάγεται ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο υλικών

Ec=30500 MPa *0,5=15250 MPa

Απομειώνουμε το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος με συντελεστή 0,5 ώστε να λαμβάνουμε υπόψιν στον υπολογισμό του βέλους και τη ρηγμάτωση

 $\eta = E\alpha / Ec = 210000 / 15250 = 13,77$

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή με χαρακτηριστικά :

Εμβαδόν διατομής : Ae= Aa+As+ Ac/η

Κέντρο βάρους διατομής : $z_e = \frac{A_a * z_a + A_s * z_s + Ac/n}{Ae}$

Ροπή αδρανείας αρηγμάτωτης διατομής :

$$I_{e} = I_{a,0} + A_{a}(z_{a} - z_{e})^{2} + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_{c}}{\eta}(z_{c} - z_{e})^{2} + A_{s}(z_{s} - z_{e})^{2}$$

Όπου οι δείκτες συμβολίζουν :

α: διατομή σιδηροδοκού

- c: διατομή σκυροδέματος
- s: οπλισμός πλάκας (δεν συμπεριλαμβάνεται το χαλυβδόφυλλο)

 $I_{a,y}$ =ροπή αδρανείας χαλύβδινης διατομή ως προς τον Y= 61520 cm⁴

 $I_{c,o} = beff*hc^3/12 = 14016,38 \text{ cm}4$

Ie=82625 cm4

Τα βέλη κάμψης υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα Robot Structural analysis για τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητάς. Το βέλος υπολογίστηκε στο πρόγραμμα για διατομή με τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης διατομής.

Το βέλος κάμψης φαίνεται στην πιο κάτω εικόνα :



Σχήμα 5.59: Βέλη κάμψης στη φάση λειτουργίας.

 $\delta = 1,0 < L/250 = \delta max = 3,46 \text{ cm}$

<u>Διατμητική σύνδεση</u>

<u>Διαμήκης διάτμηση</u>

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική, ελαστοπλαστική ή ελαστική ανάλυση. Εφόσον η αντοχή της διατομής προσδιορίστηκε με πλαστική ανάλυση τότε και για τον έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης που γίνεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας θα εφαρμοστεί πλαστική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού. Η κύρια δοκός που εξετάζεται είναι σύνδεση πλαισίου οπότε στο τμήμα θετικών ροπων που εξετάζεται ισχύει : $V\iota = \Sigma T\iota = Fc^+ = Fa^+$

Συνεπώς εντός του μήκους της δοκού με θετικές ροπές, η διαμήκη διάτμηση που ασκείται ισούται με: Vi= 5112 kN.

Στο τμήμα των αρνητικών ροπών που εξετάζεται ισχύει:

 $V\iota = \Sigma T\iota = D^+ + Z^- = Z^+ + Z^- = V\iota = 7912,5 \text{ kN}.$

Επιλέγονται ήλοι διαμέτρου d=25mm ύψους h=125 mm.

Για του ήλους θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

– Διάμετρος ήλου : d=25mm <2,5* tf=2,5*17,3=43,25mm

 $- Y ψος ήλου :hsc=125mm>h_{p(χαλυβδόφυλλου)}=73mm \\ hsc=125mm ≤h_{oλ}-c=135 mm \\ hsc=125mm>3d=3*25=75 mm$

<u>Αντοχή ήλου</u>

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και από την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας. Συνεπώς, η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις σχέσεις:

$$\begin{split} P_{v,Rd} &= 0,8*F_u \left(\frac{\pi \ d^2}{4}\right) / \gamma_v \\ P_{b,Rd} &= 0,29 * a * d^2 * \sqrt{fck} * \textit{Ecm} \ / \gamma_v \\ & \acute{o}\pi \text{ou}, \\ P_{v,Rd} : a \text{utoch} \ \dot{\eta} \text{lou se diatms} \\ P_{b,Rd} : a \text{utoch} \ \dot{\eta} \text{lou se diatms} \\ P_{b,Rd} : a \text{utoch} \ \dot{\eta} \text{tou skupodématog se súvblight} \ \dot{a} \text{utoch} \\ \gamma_v &= 1,25 : e \pi \text{iméroug suvtelesticg} \ as \phi a \text{leig} \\ a: \eta \ a \pi \acute{o} \text{stass} a = 0,3-*(h/d+1) \quad \gamma \text{ia } 3 \leq h/d \leq 4 \\ a = 1 \qquad \gamma \text{ia } 4 < h/d \end{split}$$

 f_u = ονομαστική τιμή εφελκιστικής αντοχής του ήλου <= 500 Mpa

 E_{cm} = μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος = 3050 GPa

Οπότε η οριακή αντοχή ενός ήλου προκύπτει ίση με:

$$P_{v,Rd} = \frac{0.8 * 50 \frac{kN}{cm^2} * \pi * \frac{(2.5 \ cm)^2}{4}}{1.25} = 157,07kN$$
$$P_{b,Rd} = \frac{0.29 * 1 * (2.5 \ cm)^2 * \sqrt{2.5 * \frac{kN}{cm^2}} * 3050 \frac{kN}{cm^2}}{1.25} = 126,61 \ kN$$

 $P_{Rd} = min(P_{v,Rd}; P_{b,Rd}) = min(157,07;126,61) = 126,61$ kN

Εφόσον οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες στη δοκό, ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής του ήλου δίνεται από τον τύπο :

kl=0,6
$$\frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h_{sc}}{hp} - 1\right) \le 1$$

όπου:

 b_0 : μέσο πλάτος των αυλακώσεων, θα τοποθετήσουμε το χαλυβδόφυλλο έτσι ώστε να αρχίσει η κλίση του στο άκρο της δοκού οπότε δημιουργέιται κενό b=150 mm. Άρα θα προκύψει b_0 =72,5 +150 =225,5 mm

hp είναι ύψος μεταλλικού φύλλου = 73mm

hsc είναι το ύψος διατμητικού ήλου $=125 \text{ mm} \le h_p +75 \text{ mm} = 148 \text{ mm}$

Οπότε προκύπτει kl=1,3 >1, άρα δεν απομειώνεται η αντοχή του ήλου.



Σχήμα 5.60: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό.

Κατανομή ήλων

 $N_r:$ αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση με $N_r \leq 2$ για τους υπολογισμούς. Έστω $N_r\!\!=\!\!2$ (2 σειρές)

Vi = 7912,5 kN στις άκρες και 5112KN στο άνοιγμα . Υπέρ της ασφαλείας έχει επιλεγεί να τοποθετηθεί παντού η μέγιστη διαμήκης διάτμηση .

Αριθμός ήλων = 7912,5/(126,6)=62,5 =64 ήλους στο μισό μήκος της δοκού σε 2 σειρές

Κρίσιμο μήκος =890/2=445cm

e_L: 4450/32 =139,06mm

Επομένως τοποθετείται 2Φ22/130 και η εγκάρσια απόσταση που επιλέγεται είναι e_{T=}120 Οι ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις που πρέπει να πληρούνται είναι οι παρακάτω :

- Ελάχιστες διαμήκης αποστάσεις :mineL=5*d=5*25=125mm
- Μέγιστες διαμήκης αποστάσεις :maxeL=min{6(hc+hp);800mm)=(6*165;800)=800mm

- Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις :mine_T=4*d=4*25=100mm

Πιο κάτω παρουσιάζεται η τελική διαστασιολόγηση ολόκληρου του φορέα με χρωματισμένες τις διατομές.



Σχήμα 5.61: Ανατολική όψη με χρωματισμένες διατομές.



Σχήμα 5.62: Δυτική όψη με χρωματισμένες διατομές.



Σχήμα 5.63: Κάτοψη κτιρίου με χρωματισμένες διατομές.

5.9 Δοκοί Οπλισμένου Σκυροδέματος

Στο υπόγειο υπάρχουν δοκοί από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αρχικά υπολογίστηκαν τα συνεργαζόμενα πλάτη και στη συνέχεια διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural analysis. Στη διαστασιολόγηση ακολουθήθηκαν οι απαιτήσεις του ευρωκώδικα 2 και 8.

5.9.1 Διαστασιολόγηση Δοκών Οπλισμλενου Σκυροδέματος

<u>Δοκός 1898</u>

Η Δοκός 1898 βρίσκεται στο ισόγειο. Τα χαρακτηριστικά της δοκού όπως δόθηκαν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται πιο κάτω :

General param	eters			
Label:	CB3] 🕌	bf **	*
Start:	0,00 ~] L		h
End:	Span beginni $ \smallsetminus $]		+
	dvanced	Basic b	40,0 bf 16 70,0 bf 25	0,0
Use tapere	ed section			
Apply	<<	>>	Close	Help

Σχήμα 5.64: Χαρακτηριστικά Δοκού 1898

Η μόρφωση της δοκού 1898 μετα την εισαγωγή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της φαίνεται πιο κάτω :



Σχήμα 5.65: Προσομοίωμα Δοκού 1898

-200

Shear Force ULS:



Τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών όπως προέκυψαν από την ανάλυση παρουσιάζονται πιο κάτω

Σχήμα 5.67: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Δοκού 1898.

4

/c(total)

3

(eqi

Για τη διαστασιολόγηση της δοκού χρησιμοποιήθηκαν για τα διαμήκη σίδερα Φ18, Φ10 για τους συνδετήρες και Φ12 για τον οπλισμό ενδιάμεσα και στα σίδερα της πλάκας. Το τελικό 3d με τους οπλισμούς παρουσιάζεται πιο κάτω :



Σχήμα 5.68: Προσομοίωμα Δοκού 1898 με οπλισμό.



Σχήμα 5.69: Συνδετήρες Δοκού 1898 με συνδετήρες Φ10

Ακολουθούν τα στατικά σχέδια της διατομής :



Σχήμα 5.70: Όπλιση Δοκού 1898 με συνδετήρες Φ10.



Σχήμα 5.71: Τομή Α-Α Δοκού 1898.



Σχήμα 5.72: Τομή Β-Β Δοκού 1898.

Pos.	Reinforc	ement	Code	Shape	Steel
1	4Ø18	=327	00	පි 301	B500C
2	4Ø18	=422	00	<u>395</u> 8	B500C
3	4Ø18	I=907	00	<u>පි 854</u>	B500C
4	2Ø18	I=501	00	501	B500C
5	2Ø12	=834	00	834	B500C
6	1Ø10	I = 52	00	<u>& 32</u> ⊃	B500C
7	40Ø12	I=152	00	152	B500C
8	8Ø12	=822	00	822	B500C
9	2Ø18	=277	21	34 125	B500C
10	32Ø10	I = 172	21	32 263 27	B500C

Σχήμα 5.73: Οπλισμοί Δοκού 1898

<u>Δοκός 1874</u>

Η Δοκός 1874 βρίσκεται στο υπόγειο -1 .Τα χαρακτηριστικά της δοκού όπως δόθηκαν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται πιο κάτω :

	neters		
Label:	CB5		* <u>bf</u>
Start:	0,00	\sim	
End:	10,23	\sim	
	dvanced ed section		Basic dimensions (cm) b 40,0 bf 190 h 70,0 hf 25,0
Apply	<<	>:	>> Close Help

Σχήμα 5.74: Χαρακτηριστικά Δοκού 1874.

Η μόρφωση της δοκού 1874 μετά την εισαγωγή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της φαίνεται πιο κάτω :



Σχήμα 5.75: Προσομοίωμα Δοκού 1874

Τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών όπως προέκυψαν από την ανάλυση παρουσιάζονται πιο κάτω:



Σχήμα 5.76: Διάγραμμα ροπών Δοκού 1898.



Σχήμα 5.77: Διάγραμμα τεμνουσών Δοκού 1898.

Για τη διαστασιολόγηση της δοκού χρησιμοποιήθηκαν Φ20 για τα διαμήκη σίδερα, Φ10 για τους συνδετήρες και Φ12 για τον οπλισμό ενδιάμεσα και τα σίδερα της πλάκας. Το τελικό 3d με τους οπλισμούς παρουσιάζεται πιο κάτω :



Σχήμα 5.78: Προσομοίωμα Δοκού 1874 με οπλισμό.

Ακολουθούν τα στατικά σχέδια της διατομής :



Σχήμα 5.79: Όπλιση Δοκού 1874.



Σχήμα 5.80: Τομή Α-Α Δοκού 1874.



Σχήμα 5.81: Τομή Α-Α Δοκού 1874.

Pos.	Reinford	cement	Code	Shape	Steel
1	4Ø20	=396	00	ප 370	B500C
2	4Ø20	 = 295	00	ප	B500C
3	4Ø20	 =1130	00	<u>පි 1078</u> ၂	B500C
4	2Ø20	I=661	00	661	B500C
5	2Ø20	 = 805	00	805	B500C
6	49Ø10	I = 172	21	2 2 3	B500C
7	2Ø20	 =1050	00	1050	B500C
8	34Ø10	I = 52	00	<u>8 32 </u>	B500C
9	52Ø12	=152	00	152	B500C
10	8Ø12	I=1040	00	1040	B500C
(11)	2Ø25	I=571	21	26 27	B500C

Σχήμα 5.82: Οπλισμού Δοκού 1874

<u>Δοκός 1902</u>

Η Δοκός 1902 βρίσκεται στο ισόγειο. Τα χαρακτηριστικά της δοκού όπως δόθηκαν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται πιο κάτω :

×	General parame	ters	
	Label:	CB4	* bí
	Start:	0,00 ~	
	End:	6,36 ~	
		T 🕇 🗖	Basic dimensions (cm)
	Adv	/anced	b 60.0 bf 25.0
	Use tapered	section	n 00,0 n 25,0
[Apply	<< >	> Close Help

Σχήμα 5.83: Χαρακτηριστικά Δοκού 1902.



Σχήμα 5.84 Προσομοίωμα Δοκού 1902.



Σχήμα 5.85 Διάγραμμα ροπών Δοκού 1902.



Σχήμα 5.86: Διάγραμμα τεμνουσών Δοκού 1902.



Σχήμα 5.87: Προσομοίωμα Δοκού 1902 με οπλισμό.



Σχήμα 5.88: Όπλιση Δοκού 1902.



Σχήμα 5.89: Τομή Α-Α Δοκού 1902.



Σχήμα 5.90: Τομή Β-Β Δοκού 1902

Pos.	Reinforce	ement	Code	Shape	Steel
1	3Ø16	1=204	00	B 187	B500C
2	3Ø16	=337	00	32018	B500C
3	3Ø16	I=718	00	<u>8 685</u>	B500C
4	2Ø16	I=487	00	487	B500C
5	23Ø10	I=142	21	22 32 32 32	B500C
6	2Ø12	I=658	00	658	B500C
7	1Ø10	1=42	00	<u>⁸ 22 →</u>	B500C
8	32Ø12	I=82	00	82	B500C
9	4Ø12	I=651	00	651	B500C
10	2Ø16	I=239	21	23	B500C
11	1Ø16	I=173	21	23	B500C

Σχήμα 5.91: Οπλισμοί Δοκού 1902.

5.10 Πλάκα Οπλισμένου σκυροδέματος

5.10.1 Γενικά

Οι πλάκες είναι τα δομικά στοιχεία που δέχονται άμεσα τα επιφανειακά φορτία βαρύτητας ή πιέσεων των κατασκευών και τα μεταφέρουν με καμπτική και διατμητική λειτουργία στις δοκούς και τους στύλους ή τοιχία της περιμέτρου τους όπου τελικά καταλήγουν στο έδαφος. Στο παρόν κτήριο διακρίνουμε δύο ειδών πλάκες. Μια συμπαγή πλακά που βρίσκεται στο υπόγειο και μια σύμμικτη πλακά ανάμεσα στους ορόφους.

5.10.2 Πλάκα Υπογέιου

Αποτελείται από συμπαγή πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 25 cm που σε κάποια σημεία συνδέεται με δοκούς και με τα περιμετρικά τοιχία υπογείου.



Σχήμα 5.92: Πλάκες υπογείου.

5.10.3 Πλάκα Ορόφων

Αποτελείται από σύμμικτη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 16,5 cm όπου σε κάποια σημεία συνδέεται με μεταλλικούς δοκούς



Σχήμα 5.93: Σύμμικτη πλάκα.

5.10.4 Ιδιότητες πλάκας

Επιλέχθηκε να παρουσιαστεί η πλακά υπογείου όπου έχει και τις δύο περιπτώσεις πλακών συμπαγής και σύμμικτη.



Σχήμα 5.94: Πλάκες υπογείου όπως προσομοιώθηκε.

Στην συμπαγής πλάκα έχουν δοθεί οι παρακάτω ιδιότητες:

New Thio	kness:	_	
Homogene	ous Orthotropic		
1 1		_	
Label:	250mm Slab	Color:	Auto 🗸
Cor	nstant	Th = 25,0) (cm)
⊖ Var	iable along a line		
⊖ Var	iable on a plane		
	Point coord	instee	Thicknesses
	()	Indles	()
P1 ·	(m)	Indles	(cm)
P1:	(m) 0,00; 0,00; 0,00 0 00; 0 00; 0 00		(cm) 0,0
P1: P2: P3:	(m) 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00		(cm) 0,0 0,0 0,0
P1: P2: P3: □ Re mo	(m) 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00 duction of the ment of inertia	1,00	(cm) 0,0 0,0 0,0 °lg >>
P1: P2: P3: Re mo	(m) 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00 duction of the ment of inertia Parameters of f	1,00	(cm) 0,0 0,0 0,0 3 "lg >>
P1 : P2 : P3 : Re mo Material:	(m) 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00 0,00; 0,00; 0,00 duction of the ment of inertia Parameters of f	1,00	(cm) 0.0 0.0 0.0 3 "lg >> sticity

Σχήμα 5.95: Ιδιότητες πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος υπογείου.

New Thickness	_	
Homogeneous Orthotropic		
h	α2 μ α1	A a
Label: 165mm Slab	Color:	Auto 🧹
Directi	ion X	
slab on a trapezoid plate		\sim
Geometrical parameters (cm)	
h = 16,5	h1 = 7,3	
a = 18,8	a1 = 5,0	
a2 = 9,6		
Stiffness matrices (orthotro	ру)	Display
Thicknesses	Th 19,	3 (cm)
Th 1 23,8 (cm)	Th 2 16,	5 (cm)
Parameters of fo	oundation elas	sticity
Material:	C25/30	\sim
Add	Close	Help

Ενώ για την σύμμικτη πλάκα έχουν δοθεί οι παρακάτω ιδιότητες :

Σχήμα 5.96: Ιδιότητες σύμμικτης πλάκας υπογείου.

Επομένως με τον ορισμών των παραπάνω ιδιοτήτων προκύπτει η πιο κάτω πλάκα:



Σχήμα 5.97: Πλάκες υπογείου με δοκάρια.

5.10.5 Βυθίσεις πλάκας

Ο EC2 παρέχει δύο εναλλακτικές μεθόδους για το προσδιορισμό του βέλους κάμψης. Είτε περιορίζοντας τον λόγο μήκος ανοίγματος / ύψος δομικού στοιχείου, είτε εκτιμώντας το θεωρητικό βέλος κάμψης χρησιμοποιώντας τους τύπους που δίνονται στον EC2. Ο λόγος μήκος ανοίγματος/ ύψος δομικού στοιχείου, θα πρέπει να τονιστεί ότι δεν θα πρέπει να ξεπερνά ποτέ την τιμή μήκος ανοίγματος/ 250.

Στην περίπτωση του κτηρίου εξετάστηκε η περιοχή με την μεγαλύτερη βύθιση ώστε να ελεγχθεί αν ικανοποιεί το κριτήριο .

Βέλος λόγω συνολικών φορτίων q

$$\delta_{q}\!\!=1,\!2~mm < \frac{\textbf{L}}{\textbf{250}}\!=20~mm$$



Σχήμα 5.98: Κάτοψη - Βυθίσεις πλάκας.



Σχήμα 5.99: Όψη -Βυθίσεις πλάκας.

5.10.6 Διαστασιολόγηση Πλάκας

Ο απαιτούμενος οπλισμός φαίνεται με χαρτογράφηση πιο κάτω:



Σχήμα 5.100: Απαιτούμενος οπλισμός κατά Χ κάτω.



Σχήμα 5.101: Απαιτούμενος οπλισμός κατά Χ πάνω.



Σχήμα 5.102: Απαιτούμενος οπλισμος κατά Υ κάτω.



Σχήμα 5.103: Απαιτούμενος οπλισμός κατά Υ κάτω.



Σχήμα 5.104: Απαιτούμενος οπλισμός πάνω.



Σχήμα 5.105: Απαιτούμενου οπλισμού κάτω.

Για την παρουσίαση του οπλισμού επιλέχθηκε μόνο ένα κομμάτι από ολόκληρή την πλακά υπογείου το οποίο και φαίνεται πιο κάτω:



Σχήμα 5.106: Απαιτούμενος οπλισμος κατά Χ κάτω.



Σχήμα 5.107: Απαιτούμενος οπλισμος κατά Υ κάτω.



Σχήμα 5.108: Απαιτούμενος οπλισμος κατά Χ πάνω.



Σχήμα 5.109: Απαιτούμενος οπλισμος κατά Υ πάνω.



Σχήμα 5.110: Προσομοίωμα με οπλισμούς κάτω.



Σχήμα 5.111: Προσομοίωμα με οπλισμούς πάνω.



Σχήμα 5.112: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πλάκας.



Σχήμα 5.113: Οπλισμοί πλάκας κάτω .



Σχήμα 5.114: Οπλισμοί πλάκας πάνω.

Pos.	Reinforce	ement	Code	Shape	Steel
2	32Ø12	I=337*	00	390	B500C
19	12Ø12	I=685*	00	658	B500C
4 5	32Ø12	I=283*	00	326	B500C
77	12Ø12	I=677*	00	794	B500C
89	11Ø12	I=399	00	399	B500C
91	7Ø12	I=366*	00	421	B500C
93	7Ø12	I=335	00	335	B500C
101	15Ø12	I=144	00	144	B500C
102	3Ø12	I=852*	00		B500C
105	3Ø12	I=1036*	00	1018	B500C
108	46Ø12	I=289*	00	334	B500C
10	1Ø12	l=155	00	155	B500C
110	13Ø12	I=335*	00	399	B500C
116	15Ø12	I=209	00	209	B500C
(2)	12Ø12	I=952*	00	850	B500C

Σχήμα 5.115: Υπόμνημα οπλισμών.

5.11 ΤΟΙΧΙΑ ΥΠΟΓΕΙΟΥ

5.11.1 Γενικά

Στην παρούσα διπλωματική διακρίνουμε τρεις διαφορετικές περιπτώσεις τοίχων υπογείου. Οι περιπτώσεις αυτές διαχωρίστηκαν ανάλογα με τη διαφορετική εξωτερική φόρτιση αλλά και με την βαθμό αντιστήριξης τους από τις πλάκες υπογείου. Πιο συγκεκριμένα διακρίνουμε τις πιο κάτω περιπτώσεις

- 1) Τοίχος με τρείς αντιστηρίξεις πλακών που βρίσκεται κοντά σε δρόμο
- 2) Τοίχος με τρείς αντιστηρίξεις πλακών που βρίσκεται κοντά σε κτήρια
- 3) Τοίχος με δύο αντιστηρίξεις πλακών που βρίσκεται κοντά σε κτήρια



Σχήμα 5.116: Τοίχοι αντιστήριξης με τρεις αντιστηρίξεις πλακών και δύο αντίστοιχα.

Στον τοίχο αντιστήριξης δρουν εδαφικές ωθήσεις οι οποίες είναι πλευρικές πιέσεις που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του και πλευρικές πιέσεις λόγω εξωτερικών φορτίσεων στην επιφάνεια του έργου.

Ο υπολογισμός του μεγέθους των ωθήσεων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη τα παρακάτω :

- Την επιφόρτιση και την κλίση της ελεύθερης αντιστηριζόμενης επιφάνειας
- Την κλίση του τοίχου ως προς την κατακόρυφο
- Τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και τις δυνάμεις διήθησης
- Τη διεύθυνση της σχετικής μετακίνησης του τοίχου ως προς το έδαφος
- Τη διατμητική αντοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους
- Τη δυσκαμψία του τοίχου και του συστήματος αντιστήριξης
- Τη τραχύτητα της επιφάνειας του τοίχου (στην πλευρά της επίχωσης)
- Τις εξωτερικές φορτίσεις του τοίχου

5.11.2 Χαρακτηριστικά εδάφους

Για τον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων είναι απαραίτητο να προσδιορισθούν το φαινόμενο βάρος (γ), η γωνία διατμητικής αντοχής (φ) καθώς και η συνοχή (c) του εδαφικού υλικού. Σημαντικό ρόλο παίζει επίσης η ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα.

Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε ενιαία στρωματογραφία για όλο το ύψος υπογείου Τα χαρακτηριστικά του εδάφους φαίνονται πιο κάτω:

Χρησιμοποιήθηκε άργιλος από 10,65 m μέχρι 0 m. Το έδαφος αυτό έχει φαινόμενο ειδικό βάρος 22,4 kN/m³ και γωνία διατμητικής αντοχής $φ=25^{\circ}$

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά οι παράμετροι όπως εισάχθηκαν στο πρόγραμμα:

Soil pressure			+	•	_	
Soils Loads Results						
[m] 13.0	0 Soil level: Soil inclination	10,65	(m) (Deg)	<u>±</u>	<u>- a</u> [
⁻ 12,0	0 Wall inclination	n: 0,0	(Deg)			
11,0	0 KA	ко	КР	β		
⁻ 10,0	0 f/H = 0	.00 f/H limit		_	L	
	Distance to	other object:	0,	00	(m)	
		nd water level	0,	00	(m)	
Name Level (m) (m)	es Color Weigl (kG/m	Unit ht weight of 13) solid	Friction angle (Deq)	Edit : Profile:	soil databa	se
1 Clay 10,65	2243,3	38 2753,23	25,0			
				Save	0	pen
					Help	
Geometrical data Soil level (Z) Soil inclination (alpha) Wall inclination (beta))	= 10,65 = 0,0 = 0,0	(m) (Deg) (Deg)			
Lack of underground v	water					
Soil layers: No. Soil name	Level	Thickness	Unit weight	Unit of se	t weight olid	
	(m)	(m)	(kg/m3)	(kg/	m3)	
l Clay	10,65	0	2243,38	2753	5,23	
Limit and static pressure factors No. Soil name	s for soil layers take Level (m)	n into account du Friction angle (Deg)	ring calculations: Ka	K0	Кр	
l Clay	10,65	25,0	0.406	0.577	2.464	
Soil pressure and passive pressu Limit displacement fac	ure: .tor:	= 0,00				

Σχήμα 5.117: Χαρακτηριστικά εδάφους



Σχήμα 5.18: Γεωστατικές Ωθήσεις.

5.11.3 Στατικές Ωθήσεις

Οι στατικές ωθήσεις του εδάφους διακρίνονται σε τρείς καταστάσεις ανάλογα με την φορά και το μέτρο της οριζόντιας μετατόπισης δ_h της αντιστήριξής:

- Κατάσταση ηρεμίας, δηλ. η αντιστήριξη δεν μπορεί να μετακινηθεί και οι πλευρικές ωθήσεις είναι ίσες προς τις γεωστατικές τάσεις. Κατά συνέπεια, οι γεωστατικές ωθήσεις ονομάζονται ωθήσεις ηρεμίας P0.
- ii. Οριακή κατάσταση ενεργητικής αστοχίας, δηλ. η φορά της μετατόπισης είναι προς την ελεύθερη πλευρά της αντιστήριξης και θεωρείται ότι το έδαφος ωθεί την αντιστήριξη. Οι πλευρικές τάσεις που ασκούνται στην αντιστήριξη όταν η οριζόντια μετατόπιση και οι αντίστοιχες παραμορφώσεις του εδάφους αυξηθούν τόσο ώστε να προκληθεί αστοχία του εδάφους,ονομάζονται ενεργητικές τάσεις. Οι αντίστοιχες ωθήσεις ονομάζονται ενεργητικές ωθήσεις Pa.
- iii. Οριακή κατάσταση παθητικής αστοχίας, δηλ. η φορά της μετατόπισης είναι προς την πλευρά του εδάφους και θεωρείται ότι το έδαφος ωθείται από την αντιστήριξη. Οι πλευρικές τάσεις που αναπτύσσονται όταν η οριζόντια μετατόπιση και οι αντίστοιχες παραμορφώσεις του εδάφους αυξηθούν τόσο ώστε να προκληθεί αστοχία του εδάφους, ονομάζονται παθητικές τάσεις. Οι αντίστοιχες ωθήσεις ονομάζονται παθητικές ωθήσεις Pp.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση επειδή πρόκειται για τοίχους υπογείου οι οποίοι αντιστηρίζονται με πλάκες δεν υπάρχει δυνατότητα μετακίνησης . Επομένως οι πλευρικές τάσεις είναι ίσες προς τις γεωστατικές τάσεις του εδάφους

Η οριζόντια ενεργός γεωστατική τάση σ'
h υπολογίζεται συνάρτηση της σ'ν από την ακόλουθη σχέση

 $\sigma'_{\rm h} = K_{\rm o} * \sigma'_{\rm v}$

Όπου

K₀ συντελεστής που ονομάζεται συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία. Η τιμή αυτού ρου συντελεστή εξαρτάται από τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους. Για κανονικά στερεοποιημένα εδάφη ,τόσο στα αμμώδη όσο και στα αργιλικά εδάφη ισχύει :

 $K_o = 1 - \sin \phi'$







Σχήμα 5.119: Ωθήσεις ηρεμίας.



Σχήμα 5.120: Διάγραμμα μεγίστων ροπών ανοιγμάτων και στηρίξεων κατά Υ-Υ.



Σχήμα 5.121: Τομή στο μέσο του τοιχίου κατά Υ-Υ.
5.11.4 Εξωτερικές επιφορτίσεις

Στον γεωτεχνικό σχεδιασμό θα πρέπει να επιβληθούν και οι δράσεις από επιφανειακές φορτίσεις . Στην περίπτωση μας διακρίνουμε δύο διαφορετικές επιφορτίσεις

- 1) Τοίχος αντιστήριξης κοντά σε δρόμο P =5 kPa
- Τοίχος αντιστήριξης κοντά σε κτήρια όπου θεωρούμαι ότι έχουν και αυτά υπόγειο με ίδιο μήκος με το εξεταζόμενο κτήριο οπότε δεν επιβάλλεται με επιπλέον φόρτιση.





Σχήμα 5.122: Εξωτερικές επιφορτίσεις.

5.11.5 Δυναμικές Ωθήσεις

Σε τοίχους που δεν διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή παραμόρφωσης,(τέτοιοι τοίχοι είναι πχ περιμετρικοί τοίχοι υπογείων ορόφων κτιρίων συνδεδεμένοι με πλάκες ή τοίχοι φρεάτων, υπόγειων δεξαμενών κλπ.) σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, οι αυξημένες ωθήσεις κατά την διάρκεια του σεισμού υπολογίζονται με την μέθοδο Wood 1974. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας που δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζόντιων πιέσεων με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ιση προς 1,5αγΗ και ελάχιστη τιμή ίση προς 0,5αγΗ στο κατώτατο σημείο του τοίχου σε βάθος Η, όπως φαίνεται στο κάτω διάγραμμα.



Σχήμα 5.123: Μέθοδος Wood.



Άρα η επαυξημένες τάσεις

- \rightarrow Στη βάση θα είναι σh= 0.5* αh*γ*H= 0.5*0.26*22*10.65= 30.4 kN/m²
- \rightarrow Στην κορυφή θα είναι σh= 1,5* αh*γ*H= 1.5*0.26*22*10.65= 91.37kN/m²



Σχήμα 5.124: Δυναμικές Ωθήσεις.



Σχήμα 5.125: Διάγραμμα ροπών από Δυναμικές ωθήσεις.

5.11.6 Διαστασιολόγηση Τοιχίων Υπογείου

<u>Τοιχίο 1</u>

<u>Άνοιγμα</u>:



Σχήμα 5.126: Ροπές κατά Υ-Υ στα ανοίγματα.



Σχήμα 5.127: Ροπές κατά Χ-Χ στα ανοίγματα.

<u>Στήριξη:</u>



Σχήμα 5.128: Ροπές κατά Υ-Υ στις στηρίξεις.



Σχήμα 5.129: Ροπές κατά Χ-Χ στις στηρίξεις.



Σχήμα 5.130: Διάγραμμα μεγίστων ροπών κατά Υ-Υ.

Ο οπλισμός υπολογίστηκε για κάθε όροφο υπογείου ξεχωριστά

<u>Υπόγειο</u> -1 (υψόμετρο 0,8 - -2,95 m)

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =111, 8 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{111,8}{1*0,25^2*\frac{35000}{1.5}} = 0,0766$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,079

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{fcd}{fy} = 0,079 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 10,59 \text{ cm}^2$$

As, min $\frac{0,6 * b * d}{fyk} = \frac{0,6 * 100 * 25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2$
As, min $\frac{1,5\% * b * d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2}{1,5\% * b * d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2}$

 $S \le \min \{ 20 \text{ cm}, 1.5 \text{ t } \kappa \circ \rho = 45 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

 $A_{s,max} = 4\% *b*d = 0.04*100*25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ14/12,5 (12,32 cm² / m) κατακόρυφα

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 22,60 kNm

As, apait = 2,01 cm² < As, or $\zeta = \max = 2,46$ cm²

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/150 (5,42 cm^2)$

<u>Στήριξη</u>

Myy =146,56 kNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^* d^{2*} fcd} = \frac{156,6}{1^* 0.25^2 * \frac{35000}{1,5}} = 0,107$$
Me $\gamma \rho \alpha \mu \mu \kappa \eta \pi \alpha \rho \epsilon \mu \beta o \lambda \eta \pi \rho o \kappa \upsilon \pi \tau \epsilon \omega = 0,107$
As, $\alpha \pi \alpha \iota \tau = \omega * b^* d * \frac{fcd}{fy} = 0,107 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 14,35 \text{ cm}^2$
As, min
$$\left[\begin{array}{c} \frac{0,6*b*d}{fyk} = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2 \\ 1,5\% * b^* d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2 \end{array}\right]$$
As, min =3,75 cm²

 $S \le \min \{ 20 \text{ cm}, 1.5 \text{ t } \kappa \circ \rho = 45 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

 $A_{s,max} = 4\% *b*d = 0.04*100*25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ 16/125 (15,39cm² / m) κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 41,32 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{41,32}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,028$$

$$\to \omega = 0,028$$

$$35000$$

As, $\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{fcd}{fy} = 0,028 * 100 * 25 * \frac{1.5}{500000} = 3,75 \text{ cm}^2$

Έλεγχος

As, or
$$\zeta = \max = \begin{cases} 20\% \text{ As, katakor.} = 0.2*9.52 = 1.904 \text{ cm}^2 \\ \Phi 8/250 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases} = 2.01 \text{ cm}^2$$

As, apait = 3,75 cm²>As, oriz = max =2,01 cm²

Τελικά παίρνω As,οριζ= 50% As,κατ=0,5*9,52=4,76 cm²

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15(5,42 \text{ cm}^2)$



Σχήμα 5.1131: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίο 1 στο -1.

<u>Υπόγειο</u> -2 (υψόμετρο -2,95 - -6,9m)

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =50,6 kNm $\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{50,6}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,034$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,035

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,035 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 4,69 \text{ cm}^2$$

As, min
$$\begin{cases} \frac{0,6 * b * d}{fyk} = \frac{0,6 * 100 * 25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2\\ 1,5\% * b * d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$
As, min =3,75 cm²

S≤ min { 20 cm, 1.5 t κορ =45 cm} =20 cm
A_{s,max}= 4%*b*d=0,04*100*25=100 cm²
Επομένως επιλέγεται Φ10/12,5 (6,28 cm² / m) κατακόρυφα
Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής
Mxx= 20,3 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^{2}*fcd} = \frac{10,3}{1*0,25^{2}*\frac{35000}{1.5}} = 7*10-3 \rightarrow \omega = 0,01$$

1,5

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,01 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 1,34 \text{ cm}^2$$



Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15$ (5,42 cm²)

<u>Στήριξη</u>

Myy =130 kNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{130,16}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,089$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,045

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,089 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 11,97 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\frac{0,6*b*d}{fyk} = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2$$
As, min =3,75 cm²
1,5% * b*d = 0,0015*100*25 = 3,75 cm²

S≤min { 20 cm, 1.5 t кор =45 cm} =20 cm

 $A_{s,max} = 4\% *b*d = 0.04*100*25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ14/12,5(12,32cm² / m) κατακόρυφα. Για λόγους ευκολίας κατασκευής τα σίδερα του πρώτου υπογείου συνεχίζονται και στον δεύτερο υπόγειο.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 27,6 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^* d^2 * fcd} = \frac{27.6}{1^* 0.25^2 * \frac{35000}{1.5}} = 0.0189 \quad \to \omega = 0.02$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0.02 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 2.68 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As, opi
$$\zeta = \max \begin{bmatrix} 20\% \text{ As}, \kappa \alpha \tau \alpha \kappa \text{op.} = 0,2 * 6,28 = 1,256 \text{ cm}^2 \\ \Phi 8/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2 \end{bmatrix} = 2,01 \text{ cm}^2$$

As, $\alpha \pi \alpha i \tau = 1,608 \text{ cm}^2 < \text{As}$, $o \rho i \zeta = \max = 2,01 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/150(5,42 \text{ cm}^2)$



Σχήμα 5.132: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίο 1 στο -2.

<u>Υπόγειο</u> -3 (υψόμετρο -6,9 - -9,85m)

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =86,5 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^*d^2*fcd} = \frac{86,5}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,059$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,061

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,061 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 8,17 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,6 * b * d}{fyk} = \frac{0,6 * 100 * 25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2$$
As, min $1,5\% * b * d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2$
As, min =3,75 cm²

 $S \le min \{ 20 \text{ cm}, 1.5 \text{ t } \kappa o \rho = 45 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

Επομένως επιλέγεται Φ12/12,5 (9,05 cm² / m) κατακόρυφα Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx = 16,4 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{16.4}{1*0.25^2*\frac{35000}{1.5}} = 0.011 \quad \to \omega = 0.01$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,011*100*25*\frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As,
$$opi\zeta = max$$

 $\Phi 8/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2$
 $20\% \text{ As}, \kappa \alpha \tau \alpha \kappa op. = 0,2 * 5,24 = 1.04 \text{ cm}^2$
 $2,01 \text{ cm}^2$

As, apait = 1,48 cm² < As, oriz = max = 2,01 cm²

Τελικά παίρνω As, opiζ = 50% As, $κat = 0.5 * 5.24 = 2.62 cm^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15$ (5,24 cm²)

<u>Στήριξη</u>

Myy =165,5 $\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^* d^{2*} fcd} = \frac{165,5}{1^* 0,25^2 * \frac{35000}{15}} = 0,113 \longrightarrow \omega = 0,019$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{fcd}{fy} = 0,119 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 15,96 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\frac{0.6 * b * d}{fyk} = \frac{0.6 * 100 * 25}{500} = 3.0 \text{ cm}^{2}$$
As, min =3.75 cm²
1.5% * b * d = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 cm²

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa o \rho = 45 cm \} = 20 cm$

Επομένως επιλέγεται $\Phi 16/12,5(16,08 \text{ cm}^2 / \text{ m})$ κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx = 50 kNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^*d^2*fcd} = \frac{50}{1*0.25^2*\frac{35000}{1.5}} = 0.034 \quad \to \omega = 0.035$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,035 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 4,69 \text{cm}^2$$

Έλεγχος

As, opi
$$\zeta = \max \begin{bmatrix} 20\% \text{ As}, \kappa \alpha \tau \alpha \kappa \text{op}. = 0,2*6,28 = 1,256 \text{ cm}^2 \\ = 2,01 \text{ cm}^2 \end{bmatrix} = 2,01 \text{ cm}^2$$

As, $\alpha \pi \alpha \pi \tau = 4,69 \text{ cm}^2 > \text{As}$, $o \rho \tau \zeta = \max = 2,01 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 12/150(7,54 \text{ cm}^2)$



Σχήμα 5.133: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίο 1 στο -3.

<u>Τοιχίο 2</u>

Ακολουθούν τα διαγράμματα ροπών του Τοιχίου 2.



Σχήμα 5.134: Ροπές κατά Υ-Υ στα ανοίγματα.



Σχήμα 5.135: Ροπές κατά Χ-Χ στα ανοίγματα.

$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
198,09 98,34 98,59 98,65 98,67 132,84 35,33 35,47 35,51 35,45 35,43 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0

Σχήμα 5.136: Ροπές κατά Υ-Υ στις στηρίξεις .



Σχήμα 5.137: Ροπές κατά Χ-Χ στις στηρίξεις .



Σχήμα 5.138: Διάγραμμα μέγιστων ροπών κατά Υ-Υ.



Σχήμα 5.139: Διάγραμμα μέγιστων ροπών κατά Χ-Χ.



Σχήμα 5.140: Τομή καθ' ύψος Διάγραμμα μέγιστων ροπών κατά Υ-Υ.

<u>Υπόγειο -1 (υψόμετρο 0,8 -2,95 m)</u>

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =110,85 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{110,85}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,076$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,076 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 10,19 \text{ cm}^2$$

As, min
$$\frac{0,6*b*d}{fyk} = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2$$

$$1,5\%*b*d = 0,0015*100*25 = 3,75 \text{ cm}^2$$
As, min = 3,75 cm²

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa op = 45 cm \} = 20 cm$

As, max =
$$4\% * b * d = 0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$$

Επομένως επιλέγεται Φ14/125 (12,32 cm² / m) κατακόρυφα

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 21,95 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^*d^{2}*fcd} = \frac{21,95}{1^*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,015 \quad \to \omega = 0,015$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,015 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As,
$$opi\zeta = max$$

 $4s, opi\zeta = max$
 $4s, opi\zeta = max$
 $4s, opi\zeta = max$
 20% As, $\kappa a \tau a \kappa op. = 0,2 * 12,32 = 2,46 \text{ cm}^2$
 $4s, opi\zeta = max$
 $4s, opi$

As, apait = 2,01 cm² < As, oriz = max =2,46 cm²

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ = $0.5 * 10.26 = 5.13 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15(5,24 \text{ cm}^2)$

<u>Στήριξη</u>

Myy =155,38 kNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{155,38}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,106$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{fcd}{fy} = 0,107 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 14,35 \text{ cm}^2$$

As, min ______
$$\frac{0,6*b*d}{fyk} = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2$$

As, min ______ As, min =3,75 cm²
 $1,5\%*b*d = 0,0015*100*25 = 3,75 \text{ cm}^2$

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa op = 45 cm \} = 20 cm$

As, max = 4% * b * d = $0.04 \times 100 \times 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ16/125 (16,08cm² / m) κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx = 40,29 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^* d^{2*} fcd} = \frac{40,29}{1^* 0,25^2 * \frac{35000}{1,5}} = 0,028 \quad \to \omega = 0,028$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,028 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As,
$$opi\zeta = max$$

 $As, opi\zeta = max$
 $\Phi 8/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2$
 $As, a \pi a \pi = 3,75 \text{ cm}^2 > \text{As}, opi\zeta = max = 2,01 \text{ cm}^2$

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ = $0.5 * 15,39 = 4,76 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15(5,42 \text{ cm}^2)$



Σχήμα 5.141: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίο 2 στο -1.

<u>Υπόγειο -2(υψόμετρο -2,95 - -6,9m)</u>

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =50,22 kNm

 $\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{50,22}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,034$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,035

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0.035 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 4.69 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\begin{array}{c}
 \underbrace{0,6*b*d}{fyk} = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2 \\
 1,5\%*b*d = 0,0015*100*25 = 3,75 \text{ cm}^2
\end{array}$$
As, min =3,75 cm²

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa o \rho = 45 cm \} = 20 cm$

As, max = 4% * b * d = $0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ10/12,5 (6,28 cm² / m) κατακόρυφα

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx = 10,1 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{10,1}{1*0,25^2*\frac{35000}{1.5}} = 7*10-3 \quad \to \omega = 0,01$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,01 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος



As, apait = 1,34 cm² < As, or ζ = max = 2,46 cm²

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15$ ($5,42 \text{cm}^2$)

<u>Στήριξη</u>

Myy =129,43 kNm/m

 $\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{129,3}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,089$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,045

As, $\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,089 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 11,97 \text{ cm}^2$

As, min
$$\begin{array}{c} \begin{array}{c} 0.6*b*d \\ fyk \\ 1.5\%*b*d = 0.0015*100*25 \\ 1.5\%*b*d = 0.0015*100*25 = 3.75 \text{ cm}^2 \end{array}$$

 $S \le min \{ 20 \text{ cm}, 1.5 \text{ t } \kappa o \rho = 45 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

As, max = 4% * b * d = $0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ 16/12,5(16,08cm² / m) κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 27,06 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^*d^{2*}fcd} = \frac{27,06}{1^*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,018 \quad \to \ \omega = 0,02$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0.02 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 2.68 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As, or
$$\zeta = \max \begin{bmatrix} 20\% \text{ As}, \kappa \alpha \tau \alpha \kappa \text{ or}. = 0,2 * 6,28 = 1,256 \text{ cm}^2 \\ = 2,01 \text{ cm}^2 \end{bmatrix} = 2,01 \text{ cm}^2$$

As, apait = 1,608 cm² < As, oriz = max = 2,01 cm²

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ = 0.5 * 6.28 = 3.14 cm²

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/150(5,42 \text{ cm}^2)$



Σχήμα 5.142: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίο 2 στο -2.

<u>Υπόγειο</u> -3 (υψόμετρο -6,9 - -9,85m)

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =85,9 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{85,9}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,059$$



 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa o \rho = 45 cm \} = 20 cm$

As, max = $4\% * b * d = 0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ12/12,5 (9,05 cm² / m) κατακόρυφα

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 16,0 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{16,0}{1*0,25^2*\frac{35000}{1.5}} = 0,011 \quad \to \ \omega = 0,01$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,011 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As,
$$opi\zeta = max$$

 $as, opi\zeta = max$
 $as, apair = 1,48 \text{ cm}^2 < \text{As}, opi\zeta = max = 2,01 \text{ cm}^2$
 $as, apair = 2,01 \text{ cm}^2$
 $as, apair = 2,01 \text{ cm}^2$

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ = $0.5 * 5.24 = 2.62 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15$ (5,24 cm²)

<u>Στήριξη</u>

Myy =164,63
$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^*d^2 * fcd} = \frac{164.63}{1*0,25^2 * \frac{35000}{1,5}} = 0,11$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,119

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,119 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 15,96 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\underbrace{\frac{0,6 * b * d}{fyk} = \frac{0,6 * 100 * 25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2}_{1,5\% * b * d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2}$$
As, min =3,75 cm²

 $S \le min \{ 20 \text{ cm}, 1.5 \text{ t } \kappa o \rho = 45 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

As, max = $4\% * b * d = 0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ16/12,5(16,08cm² / m) κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx = 50 kNm/m

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,035 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 4,69 \text{cm}^2$$

$$\mu_{sd} = \frac{\text{Msd}}{b * d^2 * \text{fcd}} = \frac{50}{1 * 0,25^2 * \frac{35000}{1.5}} = 0,034 \quad \rightarrow \omega = 0,035$$

Έλεγχος

As, or
$$\zeta = \max$$

 $48/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2$
 $= 2,01 \text{ cm}^2$

As, apait = 4,69 cm²>As, oriz = max = 2,01 cm²

200

Άρα τοποθετείται $\Phi 12/150(7,54\ {\rm cm}^2)$



Σχήμα 5.143: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίο 2 στο -3.

<u>Τοιχίο 3</u>

Ακολουθούν τα διαγράμματα ροπών του Τοιχίου 3.



Σχήμα 5.144: Ροπές κατά Υ-Υ στα ανοίγματα.



Σχήμα 5.145: Ροπές κατά Χ-Χ στα ανοίγματα.



Σχήμα 5.146: Ροπές κατά Υ-Υ στις στηρίξεις.



Σχήμα 5.147: Ροπές κατά Χ-Χ στις στηρίξεις.



Σχήμα 5.148: Διάγραμμα μεγίστων ροπών κατά Υ-Υ.



Σχήμα 5.149: Διάγραμμα μεγίστων ροπών κατά Χ-Χ.



Σχήμα 5.150: Τομή καθ' ύψος Διάγραμμα μέγιστων ροπών κατά Υ-Υ.

<u>Άνοιγμα</u>

Στο άνοιγμα θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος οπλισμός καθώς η ροπή στο άνοιγμα είναι μηδενική

As, min

$$\begin{array}{c}
 \hline
 0,6*b*d \\
 fyk = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2 \\
 As, min = 3,75 \text{ cm}^2
\end{array}$$
As, min = 3,75 cm²

 $S \le \min \{ 20 \text{ cm}, 1.5 \text{ t } \kappa \circ \rho = 45 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

As, max =
$$4\% * b * d = 0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$$

Επομένως επιλέγεται Φ10/12,5 (6,28 cm² / m) κατακόρυφα

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

As,
$$opi\zeta = max$$

 $\Phi 8/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2$
 $= 2,01 \text{ cm}^2$

As, $\alpha \pi \alpha i \tau = 1.48 \text{ cm}^2 < \text{As}$, $o \rho i \zeta = \max = 2.01 \text{ cm}^2$

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ = $0.5 * 5.24 = 2.62 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15$ (5,24 cm²)

<u>Στήριξη</u>

Myy =112,08 kNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{112,08}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,076$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,079 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 10,6 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\boxed{\frac{0,6 * b * d}{fyk} = \frac{0,6 * 100 * 25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2}$$
As, min =3,75 cm²}
As, min =3,75 cm²}

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa op = 45 cm \} = 20 cm$

As, max =
$$4\% * b * d = 0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$$

Επομένως επιλέγεται Φ14/12,5 (12,32cm² / m) κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 35,15 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^* d^2 * fcd} = \frac{35,15}{1^* 0,25^2 * \frac{35000}{1.5}} = 0,024 \quad \to \omega = 0,024$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,024 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 3,22 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As,
$$opi\zeta = max$$

 $4s, opi\zeta = max$
 $4s, opi\zeta =$

As, apait = 3,22 cm²>As, oriz = max = 2,01 cm²

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15(5,24 \text{cm}^2)$



Σχήμα 5.151: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίου 3 στο -1.

<u>Υπόγειο -2(υψόμετρο -2,95 - -6,9m)</u>

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =65,76 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^*d^2*fcd} = \frac{65,76}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,045$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,045

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,045 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 6,05 \text{ cm}^2$$

As, min
As, min
 $1,5\% * b * d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2$
As, min =3,75 cm²

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa op = 45 cm \} = 20 cm$

As, max = 4% * b * d = $0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ10/12,5 (6,28 cm² / m) κατακόρυφα

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 12,85 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{12,83}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 7*10-3 \quad \to \omega = 0,01$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,01 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 1,34 \text{ cm}^2$$

As, $opi\zeta = \max \begin{cases} 20\% \text{ As}, \kappa \alpha \tau \alpha \kappa op. = 0,2 * 6,28 = 1.256 \text{ cm}^2 \\ \Phi 8/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases} = 2,01 \text{ cm}^2$

As, apait = 1,34 cm² < As, oriz = max = 2,46 cm²

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ = $0.5 * 5.24 = 2.62 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/20$ (3,98 cm²)

<u>Στήριξη</u>

Myy =141,5 kNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{141,5}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,097$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ω=0,045

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,1024 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 13,73 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\begin{array}{c}
\overline{0,6*b*d} = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^{2} \\
1,5\%*b*d = 0,0015*100*25 = 3,75 \text{ cm}^{2}
\end{array}$$
As, min =3,75 cm²

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa op = 45 cm \} = 20 cm$

As, max = 4% * b * d = $0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται $\Phi 16/12,5(16,08 \text{ cm}^2 / \text{ m})$ κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 29,06 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^* d^2 * fcd} = \frac{29,0}{1^* 0,25^2 * \frac{35000}{1,5}} = 0,0199 \quad \to \ \omega = 0,021$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,021 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As,
$$opi\zeta = max$$

 $As, opi\zeta = max$
 $\Phi 8/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2$
 $As, a\pi ait = 2,8175 \text{ cm}^2 > \text{As}, opi\zeta = max = 2,01 \text{ cm}^2$

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ =
$$0.5 * 13.4 = 6.7$$
 cm²

Άρα τοποθετείται $\Phi 12/15(7,54 \text{ cm}^2)$



Σχήμα 5.152: Σκαρίφημα οπλισμών Τοιχίου 3 στο -3.

<u>Υπόγειο</u> -3 (υψόμετρο -6,9 - -9,85m)

<u>Άνοιγμα</u>

Myy =87,3 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{87,3}{1*0,25^2*\frac{35000}{1,5}} = 0,059$$

As,
$$\alpha \pi \alpha i \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,061 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 8,17 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\frac{0,6*b*d}{fyk} = \frac{0,6*100*25}{500} = 3,0 \text{ cm}^{2}$$
As, min = 3,75 cm²

$$1,5\%*b*d = 0,0015*100*25 = 3,75 \text{ cm}^{2}$$

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa op = 45 cm \} = 20 cm$

As, max =
$$4\% * b * d = 0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$$

Επομένως επιλέγεται Φ12/12,5 (9,05 cm² / m) κατακόρυφα

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx= 17,6 kNm

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{17.6}{1*0.25^2*\frac{35000}{1.5}} = 0.012 \quad \to \omega = 0.012$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,012 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

As,
$$opi\zeta = max$$

 $As, opi\zeta = max$
 $\Phi 8/250 \text{ mm} = 2,01 \text{ cm}^2$
 $As, a\pi ait = 1,48 \text{ cm}^2 < \text{As}, opi\zeta = max = 2,01 \text{ cm}^2$

Τελικά παίρνω As, οριζ = 50% As, κατ = 0.5*9.05 = 4.52 cm²

Άρα τοποθετείται $\Phi 10/15$ (5,24 cm²)

<u>Στήριξη</u>

Myy =164,63

$$\mu_{sd} = \frac{Msd}{b*d^2*fcd} = \frac{164.63}{1*0.25^2*\frac{35000}{1.5}} = 0.11$$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,119 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} = 15,96 \text{ cm}^2$$

As, min

$$\underbrace{\frac{0,6 * b * d}{fyk} = \frac{0,6 * 100 * 25}{500} = 3,0 \text{ cm}^2}_{1,5\% * b * d = 0,0015 * 100 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2}$$
As, min =3,75 cm²

 $S \le min \{ 20 cm, 1.5 t \kappa op = 45 cm \} = 20 cm$

As, max = $4\% * b * d = 0.04 * 100 * 25 = 100 \text{ cm}^2$

Επομένως επιλέγεται Φ16/12,5(16,08cm² / m) κατακόρυφα.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής

Mxx = 50 kNm/m

 $\mu_{sd} = \frac{Msd}{b^* d^{2*} fcd} = \frac{50}{1^* 0.25^2 * \frac{35000}{1.5}} = 0.034 \quad \to \ \omega = 0.035$

As,
$$\alpha \pi \alpha \pi \tau = \omega * b * d * \frac{\text{fcd}}{\text{fy}} = 0,035 * 100 * 25 * \frac{\frac{35000}{1.5}}{\frac{500000}{1.15}} = 4,69 \text{cm}^2$$

Έλεγχος

As, or
$$\zeta = \max \begin{bmatrix} 20\% \text{ As}, \kappa \alpha \tau \alpha \kappa \text{ or}. = 0.2 * 6.28 = 1.256 \text{ cm}^2 \\ = 2.01 \text{ cm}^2 \end{bmatrix} = 2.01 \text{ cm}^2$$

As, apait = 4,69 cm²>As, or $\zeta = \max = 2,01 \text{ cm}^2$

Άρα τοποθετείται $\Phi 12/150(7,54 \text{ cm}^2)$



Σχήμα 5.153: Τομή καθ' ύψος Διάγραμμα μέγιστων ροπών κατά Υ-Υ.



Σχήμα 5.154: Καθ' ύψος οπλισμοί Τοιχίων Υπογείου.

5.12 Πυρήνας Οπλισμένου σκυροδέματος

5.12.1 Χαρακτηριστικά Τοιχωμάτων

Τα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν τα κύρια δομικά στοιχεία για την αντιμετώπιση των οριζόντιων δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική διέγερση των συνήθων οικοδομικών έργων. Χρησιμοποιούνται είτε σε συνδυασμό με πλαίσια είτε και μόνα τους για την παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών δράσεων. Τα κύρια χαρακτηριστικά που καθιστούν τα στοιχεία αυτά σχεδόν απαραίτητα για την αντιμετώπιση των σεισμικών δράσεων, είναι η πολύ μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή έναντι οριζόντιων καταπονήσεων.

Βασικό χαρακτηριστικό της συμπεριφοράς των στοιχείων αυτών στις πολυώροφες κατασκευές κατά μία σεισμική διέγερση είναι ότι δρουν ως καμπιτκοί πρόβολοι με πλήρη ή μερική πάκτωση στη βάση όπου και συγκεντρώνεται η κύρια καμπτική καταπόνηση.

5.12.2 Διαστασιολόγηση Τοιχωμάτων Πυρήνα

Η διαστασιολόγηση έγινε για κάθε τοίχωμα μεμονωμένα και στην συνέχεια οι οπλισμοί τοποθετήθηκαν στη συνολική διατομή του πυρήνα. Για κάθε τοιχίο βρέθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος οι τριάδες Ν, Μχ, Μy που προκαλούν οι συνδυασμοί φόρτισης. Στην συνέχεια τα μεγέθη αυτά επαυξήθηκαν όπως ορίζει ο κανονισμός. Η διαστασιολόγηση έγινε με την βοήθεια του excel. Τα αποτελέσματα αναλυτικά για το τοιχίο Τ1 φαίνονται πιο κάτω :



Σχήμα 5.155: Πυρήνας με επεξηγηματική αρίθμηση μεμονωμένων Τοιχίων.
<u>Τοιχίο Τ1 (6830/300):</u>

Κρίσιμο ύψος $h_{cr} = \max\{ l_w, h_w/6 \} = \max\{ 6,83, 65/6 \} = \max\{ 6,83, 10,93 \} = 10,93m$ $h_{cr} < \begin{cases} 2{\cdot}l_w = 2{\cdot}6{,}83\ m = 13{,}66\ m \\ \\ 2{*}h_s = 8{,}2\ m \end{cases}$

επομένως, $h_{cr} = 8,2 \text{ m}$

Μήκος περισφυγμένου άκρου

 $\begin{cases} , επιλέγουμε <math>l_c = 1000 \text{ mm} \\ 1.5 \cdot b_w = 1.5 \cdot 0.3 = 0.450 \text{ m} \end{cases}$ $0.15 \cdot l_w = 0.15 \cdot 6,83 = 1,02$ $l_{c,min} = max$

Πλάτος περισφυγμένου άκρου

200 mm b_w > max { , επομένως **b**w=300 mm $h_s/15 = 4,1-0.6/15 = 230 \text{ mm}$

Πλάτος κορμού $b_{w0} \ge max\{ h_s/20, 0.15 \} = \{ 0.205, 0.15 \}, \dot{\alpha}\rho\alpha b_{w0} = 0.3 m$ και πρέπει $b_w \ge b_{w0}$

Διαστασιολόγηση σε κάμψη

Για την διαστασιολόγηση σε κάμψη ελέγχθηκαν δύο συνδυασμοί με τα ακραία νούμερα σε N, Mx, My

Βάση Υπογείου:

 $d_1 = l_c/2 = 350 \text{ mm} \rightarrow d_1/l_w = 350/3350 = 0.1045$ N_{Ed}=-662,4237 kN $\mathbf{v} = \frac{N}{\mathbf{b} \cdot \mathbf{l}_{\mathbf{w}} \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{cd}}} \rightarrow \mathbf{v} = \frac{-15103,6}{0.3 \cdot 6,83 \cdot \frac{45000}{1.5}} = \mathbf{0.0356}$ $M_{EdX} = 5382,43 \text{ kNm} \quad \mu = \frac{M}{b \cdot l_w^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \mu = \frac{5382,43}{0.3 \cdot 6,83^2 \cdot \frac{45000}{1.5}} = 0.013$ M_{EdY}= 551,6 kNm $\mu = \frac{M}{b \cdot l_w^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \mu = \frac{551,6}{6,83 \cdot 0,3^2 \cdot \frac{45000}{1.5}} = 0.0013$

 $A_{s,min} = 0.5\% \cdot b_w \cdot l_c = 15 \text{ cm}^2$

 $A_{s,max} = 4\% \cdot b_w \cdot l_c = 120 \text{ cm}^2$



Σχήμα 5.156: Διάγραμμά αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης.

$$\mathbf{A}_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \mathbf{b} \cdot \mathbf{l}_{w} \cdot \frac{\mathbf{f}_{cd}}{\mathbf{f}_{yd}} \rightarrow \mathbf{A}_{s,tot} = 0.05 \cdot 30 \cdot 683 \cdot \frac{\frac{45}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} = 70,69cm^{2}$$

Επομένως θα τοποθετηθούν 35,34 cm² ανά παρειά-κρυφοκολώνα 8Ø25 (39,98cm²)

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

 $V_{Ed} = 1098,8 \text{ kN}$

<u>Αντοχή θλιπτίρων σκυροδέματος ($\theta = 21.8^{\circ}$):</u> $V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}/(cot\theta + tan\theta)$

όπου $z = (l_w - 2 \cdot l_c/2) = (6830 - 2 \cdot 1000/2) = 5830 \text{ mm}$

 $v = 0.6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) = 0.492, b_w = 3000 \text{mm}$

 $V_{Rd,max} = [300.5830.0.492.(45/1,5)]/2.9 \rightarrow V_{Rd,max} = 8901.8 \text{ kN} > V_{Ed}$

<u>Αντοχή χωρίς οπλισμό διάτμησης:</u> V_{Rd,c} = [0.12·k·(100p_l·f_{ck})^{1/3}+0.15·σ_{cp}]·b_w·d ≥ (0.035·κ^{3/2}·f_{ck}^{1/2} + 0.15·σ_{cp})·b_w·d
$$\begin{split} k = & 1 + \sqrt{(200/d)} = 1 + \sqrt{(200/6530)} = 1.17 < 2.0 \\ \sigma_{cp} = & N_{Ed}/A_c = 15103, 3*10^3/(300\cdot6830) = 0.79 < 0.2 \cdot f_{cd} = 6 \; (\sigma\epsilon \; Mpa) \\ V_{Rd,c} = & [0.12 \cdot 1.17 \cdot (100 \cdot 0.00889 \cdot 45)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.79] \cdot 300 \cdot 6830 = 390, 310 \; kN \ge \\ & \geq & (0.035 \cdot 1.256^{3/2} \cdot 20^{1/2} + 0.15 \cdot 0.79) \cdot 250 \cdot 3050 = 258, 355 \; kN \end{split}$$

 $V_{Rd,c}$ = 390,310 kN < V_{Ed} =1098,8 kN άρα απαιτούνται οπλισμοί διάτμησης.

 $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \geq V_{Ed} \quad \text{kai gia sundet } f_{peg} \Phi 10 \text{ , Asw} = 3*0,79 = 1,58$

 $s \le [2 \cdot 0.50 \cdot 2,65 \cdot (500 \cdot 10^3/1.15)]/1203, 1 = 95,767 \text{ mm} > 2\emptyset 8/180$

Άρα τοποθετούνται 2Ø8/90 οριζόντιες και 2Ø8/90 κατακόρυφες (από τη μέσα πλευρά)

Απαιτήσεις ec2 & ec8:

Κορμός τοιχώματος (εντός & εκτός κρισίμου περιοχής)

Κατακόρυφες ράβδοι:

 $A_{s,min} = 0.2\% \cdot A_c = 0.2\% \cdot 30 \cdot 100 = 6 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 10/125$

 $A_{s,max} = 4\% \cdot A_c = 4\% \cdot 25 \cdot 100 = 100 \ cm^2/m$

 $S_{v,max} \le min(3 \cdot b_{w0}, 400 mm) = 400 mm > 100 mm$

Οριζόντιες ράβδοι:

 $\rho_{h,min} = 0.1\%$

 $A_{h,min} = 0.1\% \cdot A_c = 0.1\% \cdot 25 \cdot 100 = 3cm^2/m \rightarrow \emptyset 10/200$

Sh,max=400mm

 $\frac{Bάση Υπογείου : Οριζόντιες ράβδοι Ø10}{V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot cotθ \ge V_{Ed}}$

 $s \le [2 \cdot 0.79 \cdot 5,46 \cdot (500 \cdot 10^3 / 1.15)] / 1098,8 = 273,08 \text{ mm}$

Άρα τοποθετούνται 2Ø10/250 οριζόντιες και 2Ø10/250 κατακόρυφες (από τη μέσα πλευρά)

<u>Περίσφιξη</u>

 $l_0 = l_c - (c + \frac{\emptyset_w}{2}) = 1000 - (35 + 10/2) = 960 \text{ mm}$

$$l_{i} = [960 - 2 \cdot \frac{10}{2} - 2 \cdot \frac{25}{2}]/3 = 308 \text{ mm}$$

$$b_{0} = b_{c} - 2 \cdot (c + \frac{\varnothing_{W}}{2}) = 300 - 2 \cdot (35 + 10/2) = 220 \text{ mm}$$

$$b_{i} = [220 - 2 \cdot \frac{10}{2} - 2 \cdot \frac{25}{2}]/1 = 185 \text{ mm}$$

Μέγιστο μήκος θλιβόμενης ζώνης:

 $\mathbf{X}_{u} = (\mathbf{v}_{d} + \mathbf{w}_{v}) \frac{\mathbf{h}_{c} \cdot \mathbf{b}_{c}}{\mathbf{b}_{0}} , \text{ or ov } \mathbf{v}_{d} = \frac{\mathbf{N}_{Ed,min}}{\mathbf{l}_{w} \cdot \mathbf{b}_{c} \cdot \mathbf{f}_{cd}} = \frac{662,4237}{0,25 \cdot 3,35 \cdot \frac{20000}{1,5}} = 0.0356$

Κατακόρυφος οπλισμός 2Φ10

$$ω_{\mathbf{v}} = \frac{A_{sv,tot}}{Ac, κορμου} \cdot \frac{\mathbf{f}_{yd}}{\mathbf{f}_{cd}} = \frac{2 \cdot 0.79 \frac{500}{1.15}}{30 * 25 \cdot \frac{45}{1.5}} = 0.038$$

Επομένως $X_u = (0.0356 + 0.054) \frac{6830 \cdot 300}{220} = 840, 24 \text{ mm}$

Μέγιστες αποστάσεις συνδετήρων περισφιγμένου άκρου στο κρίσιμο ύψος: $s_{max} = \min(b_0/2, 8\emptyset_{L,min}, 175) = \min(125, 8*20, 175) = 125 \text{ mm} \rightarrow \emptyset 10/100$

 $s_1 \leq 200 \ mm$

$$\frac{\Xi \lambda \epsilon \gamma \chi o \varsigma \pi \epsilon \rho i \sigma \phi i \xi \eta \varsigma (\sigma \tau o \ h cr = 8, 2m):}{\omega_{wd}^{\alpha \pi} = \frac{1}{a} \cdot \left[30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (\mathbf{v}_{d} + \omega_{v}) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{\mathbf{b}_{c}}{\mathbf{b}_{0}} - 0.035 \right] > 0.08}$$

 $\alpha = \alpha n \cdot \alpha s$

$$\begin{aligned} a_n &= 1 - \frac{\sum b_i^2}{6A_0} = 1 - \frac{6 \cdot 308^2 + 2 \cdot 185^2}{6 \cdot 960 \cdot 220} = 0.5 \\ a_s &= \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{90}{2 \cdot 220}\right) \cdot \left(1 - \frac{90}{2 \cdot 960}\right) = 0.758 \end{aligned}$$

s'=s-Φw=10-1=9 cm

επομένως $\alpha = 0.50*0.784 = 0.39$

$$μ_{φ} = 2 \cdot q'_0 - 1$$
, εάν T1

 $q_0^\prime = \ q_0 = 3\alpha u/\alpha 1 = 3.3 \rightarrow \mu_\phi = 2\cdot 3.3 - 1 = 5.6$

$$\varepsilon_{\rm sy,d} = \frac{\frac{500}{1.15}}{20000} = 2,17\%$$

Απαίτηση:

$$\omega_{wd}^{\alpha\pi} = \frac{1}{0.39} \cdot \left[30 \cdot 5.6 \cdot (0.035 + 0.014) \cdot 2.17\%_0 \cdot \frac{300}{220} - 0.035 \right] = 0.013 < 0.08$$
$$\rightarrow \omega_{wd}^{\alpha\pi} = 0.08$$

Υπάρχον:

$$\omega_{wd}^{\tau o \pi} = \frac{v_s}{v_o} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{(2 \cdot 960 + 4 \cdot 220) \cdot 0.79}{960 \cdot 220 \cdot 100} \cdot \frac{\frac{500}{1.15}}{\frac{45}{1.5}} = 0.18 > W_{wd}^{\alpha \pi} = 0.08$$

Επομένως η περίσφιξη είναι επαρκής.

Για τα επόμενα τοιχία οι υπολογισμοί έγιναν με την βοήθεια του excel και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα πιο κάτω .

КАМѰН									
ΤΟΙΥΙΟ			Γεα	ομετρικό	ά Στοιχεία				
ΙΟΙΧΙΟ	lw	b	hw	hcr	lc	bw	bw,o		
T1	6,83	0,3	66,7	8,2	1	0,3	0,3		
Τ2	6,1	0,3	66,7	8,2	1	0,3	0,3		
Т3	5,49	0,3	66,7	8,2	0,85	0,3	0,3		
T4	4,97	0,3	66,7	8,2	0,7455	0,3	0,3		
Т5	7,41	0,3	66,7	8,2	1,1115	0,3	0,3		

Πίνακας 5.6 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά Τοιχίων

TOIVIO	Мхо	Муо	Ν	
ΤΟΙΧΙΟ	(kNm)	(kNm)	(kN)	
T1	5382,49	551,29	15103,6	
T2	2067,49	59,62	3766,18	
Т3	2809,71	218,61	12344,5	
T4	515,93	1126,44	13277,29	
T5	81,85	913,09	7856,8	

Πίνακας 5.8: Αποτελέσματα όπλισης σε κάμψη

ΤΟΙΧΙΟ	v	μ1	μ2	wtot	As	As'	ΟΠΛΙΣΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	
T1	0,035975	0,01282	0,001313	0,05	63,963	31,9815	8 Φ 25	39,28 cm
T2	0,061001	0,006174	0,00362	0,03	38,3778	19,1889	8Φ 20	25,12 cm
T3	0,249838	0,010358	0,000806	0,04	51,1704	25,5852	8Ф22	30,4 cm
T4	0,296832	0,002321	0,005067	0,01	12,7926	6,3963	6Ф16	12,06 cm
T5	0,409849	0,00427	0,002013	0,045	57,5667	28,7834	8Φ25	39,29 cm

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

TOIXIO	Z	V	bw	fcd	lw	p1	d	k
T1	5830	0,492	300	30	6830	0,001633	653	1,175008
T2	5100	0,492	300	30	6100	0,001103	580	1,185695
Т3	4640	0,492	300	30	5490	0,001643	519	1,196305
T4	4220	0,492	300	30	4970	0,000457	467	1,206946
T5	6310	0,492	300	30	7410	0,001349	711	1,167718

Πίνακας 5.9.α: Αποτελέσματα όπλισης σε διάτμηση

Πίνακας 5.9.β: Αποτελέσματα όπλισης σε διάτμηση

		ΔΙΑΤΜΗΣΗ										
ΤΟΙΧΙΟ		ΥΠΟΓΕΙΟ										
	V (kN)	V _{Rdmax}	V _{Rdc}	S	A _{svmin}	$\mathbf{A}_{\mathrm{shmin}}$	A _{sv,top}	A _{sh,top}				
T1	1098,88	8901,807	626,3866	364,458	2Φ10/250	2Φ10/400	2Φ10/250	2Φ10/250				
T2	222,59	7787,172	375,9799	1573,96	2Φ10/250	2Φ10/400	2Φ10/250	2Φ10/250				
T3	1086,3	7084,8	507,3681	293,4252	2Φ10/250	2Φ10/400	2Φ10/250	2Φ10/250				
T4	411,96	6443,503	383,9931	703,6985	2Φ10/250	2Φ10/400	2Φ10/250	2Φ10/250				
T5	486,96	9634,717	529,2183	890,1544	2Φ10/250	2Φ10/400	2Φ10/250	2Φ10/250				

<u>Περίσφιξη</u>

Πίνακας	5.10.α:	Έλεγχος	περίσφιξη	າດ
5		1/0 3	1 1 5	12

Συνδετήρες Κρυφοκολώνας									
ΤΟΙΥΙΟ	h _ mov[] h /6]	r	ninl _c =	εντός h _{cr} (=8,2m)					
ΙΟΙΧΙΟ	$\mathbf{n}_{cr} = \max[\mathbf{n}_{w}, \mathbf{n}_{w}/0]$	max[1.	5*b _w ,0.15*l _w]	$s \leq min[b_0/2, 8\Phi_{Lmin}, 175]$					
T1	8,2	0,45	1,02	Φ10/100					
T2	8,2	0,45	0,915	Φ10/100					
T3	8,2	0,45	0,8235	$\Phi 10/100$					
T4	8,2	0,45	0,7455	$\Phi 10/100$					
T5	8,2	0,45	1,1115	Φ10/100					

Πίνακας 5.10.β: Έλεγχος περίσφιξης

Έλεγχος Xu (Xu \ge lc - (C + Φ w/2))									
ΤΟΙΧΙΟ	b _w (m)	l _w (m)	Vd	ω _v	b ₀ (mm)	$x_u = (v_d + \omega_v)^* (l_w b_c) / b_0$	l _c		
T1	0,3	6,83	0,036	0,046666667	220	769,9272727	960		
T2	0,3	6,1	0,061	0,039613527	220	836,9216074	960		
Т3	0,3	5,47	0,24	0,03352657	220	2040,259552	810		
T4	0,3	4,97	0,27	0,028695652	220	2024,341897	700		
T 5	0,3	5,49	0,12	0,033719807	220	1150,802372	1060		

Έλεγχος περίσφιξης (Θ wda $\pi \leq \Theta$ wdτο π)									
TOIXEIO	an	as	α	$\omega_{wd}{}^{\alpha\pi}$	ω_{wd} ^{toπ}				
T1	0,50416	0,75817	0,382235	0,0161418	0,1864844				
T2	0,51199	0,75817	0,388178	0,0389201	0,1864844				
T3	0,44352	0,75126	0,333199	0,3037903	0,3607126				
T 4	0,40561	0,74432	0,301903	0,3768013	0,3881517				
Т5	0,5495	0,76169	0,418549	0,099286	0,1787108				

Πίνακας 5.10. γ: Έλεγχος περίσφιξης





Σχήμα 5.157: Οπλισμός Πυρήνα

5.13 Σύμμικτα Υποστυλώματα

5.13.1 Γενικά

Τα σύμμικτα υποστυλώματα αποτελούνται από σιδηροδοκούς εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα, είτε από χαλύβδινες σωλήνες ή κοιλοδοκούς γεμισμένες με σκυρόδεμα. Τα σύμμικτα υποστυλώματα έχουν ιδιαίτερα υψηλή αντοχή, δυσκαμψία και ολκιμότητα, πράγμα που τα καθιστά ιδανικά στοιχεία παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων.

Στο κτήριο που μελετάται τα υποστυλώματα του υπογείου έχουν εγκιβωτιστεί μέσα στο σκυρόδεμα. Προκειμένου να περιοριστεί το μέγεθος των διατομών των μεταλλικών υποστυλωμάτων, να διευκολυνθεί κατασκευαστικά η εφαρμογή των συνδέσεων των μεταλλικών δοκών και των δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά και να προστατευτούν τα μεταλλικά υποστυλώματα από ενδεχόμενες κρούσεις από αυτοκίνητα στα 3 υπόγεια, κατασκευάστηκαν σύμμικτα υποστυλώματα με εγκιβωτισμό των μεταλλικών εντός διατομών οπλισμένου σκυροδέματος διαστάσεων 50 x 50 cm.

5.13.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων υποστυλωματων

Τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής φαίνονται πιο κάτω .Αποτελείται από μεταλική διατομή UC 305*305*198 και σκυρόδεμά διαστάσεων 50*50 cm.



Σχήμα 5.158: Χαρακτηριστικά σύμμικτου Υποστυλώματος.

Στα σύμμικτα υποστυλώματα έχουν προστεθεί και διαμήκεις οπλισμοί όπως φάινονται πιο κάτω:



Σχήμα 5.159: Σύμμικτο Υποστύλωμα με οπλισμό .

Ο οπλισμός αυτός έχει ελεγχθεί έτσι ΄ώστε να αντέχει σε διαξονική κάμψη .Για το λόγο αυτό χρειάστηκε να βρεθεί η πλαστική αντοχή του υποστυλώματος και οι πλάστικες ροπές υποστυλώματος σε κάθε άξονα.

Npa,Rd = 78,1* 35,5/1 =2772,55 kN Ac= $50^2 - 78,1 - 8*\pi * 2^2/4 = 2396,75 \text{ cm}^2$ Ποσοστό οπλισμού 0,3%< ρ =As/Ac =1% < 6% Nps,Rd = $8*\pi * 2^2/4 * 50/1,15 = 1092,72 5 \text{ kN}$ Npc,Rd =2396,76 *0,85 *2,5/1,5 =3395,41 5 kN Npl,Rd=1772,55 +1092,72+3395,41 =7260,68 5 kN

 δ = Npa,Rd/ Npl,Rd = 0,38 > 0,2 και < 0,9 Άρα το υποστύλωμα είναι σύμμικτο



Σχήμα 5.160: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης της διατομής για τον ισχυρό άξονα



Σχήμα 5.161: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης της διατομής για τον ασθενή άξονα

Για ποιότητες χάλυβα μεταξύ S235 και S355 περιλαμβανομένης , ο συντελεστής α_M θα λαμβάνεται ίσος με 0,9 και για ποιότητες S420 και S460 ίσος με 0,8.

Έλεγχος για τον άξονα y-y

Mpl,yNRd=983,19 kNm

$$\mu_{dy} = \frac{983,19}{949,9} = 1,03$$

 $\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} * M_{pl,y,Rd}} \le a_{My}$

 $\frac{136,6}{1,03 * 983,19} = 0,13$

Έλεγχος για τον άξονα z-z

Mpl,yNRd=558 kNm

 $\mu_{dz} = \frac{558}{458,7} = 1,2$

 $\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}*M_{pl,z,Rd}} \leq a_{Mz}$

 $\frac{91,2}{1,2*558} = 0,13$

Πέραν αυτού θα πρέπει να ικανοποιείται και η σχέση αλληλεπίδρασης :

$$\frac{M_{\rm y,Ed}}{\mu_{\rm dy} \, M_{\rm pl,y,Rd}} + \frac{M_{\rm z,Ed}}{\mu_{\rm dz} \, M_{\rm pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{136,6}{1,03*983,19} + \frac{91,2}{1,2*558} = 0,26 < 1$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6°

6.1 Πυραντοχή του χάλυβα

Με τον όρο πυραντοχή, εννοούμε την ικανότητα της κατασκευής ή του δομικού στοιχείου να διατηρεί τις μηχανικές και θερμομονωτικές του ιδιότητες, όταν εκτίθεται σε συνθήκες πυρκαγιάς. Ο χάλυβας, αν και είναι άκαυστο υλικό, δεν αντέχει ικανό διάστημα στις υψηλές θερμοκρασίες μιας συνηθισμένης φωτιάς.

Η αντοχή του χάλυβα απομειώνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας του. Σε περίπτωση πυρκαγιάς, της οποίας η διάρκεια ξεπερνάει κάποια όρια, η θερμοκρασία του χώρου μέσα στον οποίο εκδηλώνεται αυξάνεται ενώ η θερμοκρασία των δομικών στοιχείων από χάλυβα ακολουθεί με κάποια χρονική υστέρηση (μεγαλύτερη ή μικρότερη ανάλογα με τον βαθμό μόνωσης των στοιχείων αυτών) την αύξηση αυτή.

Εάν επομένως, κάποιος παράγοντας δεν αναστείλει την αύξηση της θερμοκρασίας του χάλυβα και της βαθμιαίας μείωσης της αντοχής, μετά την πάροδο κάποιου χρονικού διαστήματος από την έναρξη της πυρκαγιάς τα φορτία που υπάρχουν επί της κατασκευής θα καταστούν οριακά και θα προκαλέσουν αστοχία.

Για ρυθμούς θέρμανσης μεταξύ 2 και 50 K/min, τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης του χάλυβα σε ψηλές θερμοκρασίες θα λαμβάνονται από τη σχέση τάσεων – παραμορφώσεων που δίδεται στο Σχήμα 6.1.





 όπου:
 $f_{y,\theta}$ ενεργός τάση διαρροής,

 $f_{p,\theta}$ όριο αναλογίας,

- $ε_{a,\theta}$ κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής, $ε_{p,\theta}$ παραμόρφωση αντιστοιχούσα στο όριο αναλογίας, $ε_{y,\theta}$ παραμόρφωση διαρροής, $ε_{t,\theta}$ μέγιστη παραμόρφωση στη στάθμη διαρροής,
- ε_{u,θ} οριακή παραμόρφωση.

Ο Πίνακας 6.1 δίνει τους μειωτικούς συντελεστές για τις ιδιότητες του χάλυβα (σε υψηλές θερμοκρασίες) που συνδέονται με το διάγραμμα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων, το οποίο δίδεται στο Σχήμα 6.1. Οι παραπάνω μειωτικοί συντελεστές ορίζονται ως εξής:

- ενεργός τάση διαρροής ως προς την τάση διαρροής σε $20^{\rm o}\,{\rm C}$:

$$k_{\mathrm{y},\mathrm{\theta}} = f_{\mathrm{y},\mathrm{\theta}}/f_{\mathrm{y}}$$

- όριο αναλογίας ως προς την τάση διαρροής σε $20^{\rm o}\,{\rm C}$:

$$k_{\mathrm{p},\theta} = f_{\mathrm{p},\theta}/f_{\mathrm{y}}$$

- κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής ως προς την κλίση στους 20° C:

$$k_{\mathrm{E},\theta} = E_{\mathrm{a},\theta} / E_{\mathrm{a}}$$

Πίνακας 6.1 Μειωτικός συντελεστή χάλυβα

	Μειωτικοί συντελεστές σε θερμοκρασία θε ως προς την τιμή της f ή του Εε σε 20°C								
θερμοκρασία χάλυβα <i>θ</i> ε	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την ƒ;) για την ενεργό τάση διαρροής	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την ƒ,) για το όριο αναλογίας	Μειωτικός συντελεστής (ως προς το E _a) για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής						
	$k_{\mathbf{x},\mathbf{\theta}} = f_{\mathbf{x},\mathbf{\theta}}/f_{\mathbf{x}}$	$k_{\mathbf{p},\theta} = f_{\mathbf{p},\theta}/f_{\mathbf{x}}$	$k_{\rm E,\theta} = E_{\rm a,\theta}/E_{\rm a}$						
20°C	1,000	1,000	1,000						
100°C	1,000	1,000	1,000						
200°C	1,000	0,807	0,900						
300°C	1,000	0,613	0,800						
400°C	1,000	0,420	0,700						
500°C	0,780	0,360	0,600						
600°C	0,470	0,180	0,310						
700°C	0,230	0,075	0,130						
800°C	0,110	0,050	0,090						
900°C	0,060	0,0375	0,0675						
1000°C	0,040	0,0250	0,0450						
1100°C	0,020	0,0125	0,0225						
1200°C	0,000	0,0000	0,0000						

Κανονισμοί

Η πυρκαγιά θεωρείται τυχηματική φόρτιση και υπολογίζεται για συνδυασμό φόρτισης από την πιο κάτω εξίσωση :

 $\sum_{j\geq 1}^{\sum} \gamma_{G,j} G_{k,j} + "A_d" + "\psi_{1,1} (\dot{\eta}\psi_{2,1}) Q_{k,1}" + "\sum_{j\geq 1}^{\sum} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Action	Ψo	Ψı	¥2
Imposed loads in buildings, category (see			AN AND A REAL PROPERTY.
EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0.5	0.3
Category B : office areas	0,7	0.5	0.3
Category C : congregation areas	0,7	0.7	0.6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0.6
Category E : storage areas	1.0	0.9	0.8
Category F : traffic area,			and the second second
vehicle weight ≤ 30kN	0,7	0.7	0.6
Category G : traffic area,			
30kN < vehicle weight ≤ 160kN	0,7	0.5	0.3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			A BUNCKETS BUT
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0.70	0,50	0.20
Remainder of CEN Member States, for sites	0,70	0.50	0,20
located at altitude H > 1000 m a s l			
Remainder of CEN Member States, for sites	0,50	0.20	0
located at altitude H ≤ 1000 m a.s.l.			A DECEMBER OF THE PARTY OF
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0.6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN	0.6	0.5	0
1991-1-5)			

Σχήμα 6.2: Συνδυασμός Φόρτισης για την Πυρκαγιά

6.2 Αντοχή

6.2.1 Εφελκυόμενα μέλη

(1) Η αντοχή σχεδιασμού N_{fi,θ,Rd} ενός εφελκυόμενου μέλους με ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a προσδιορίζεται από:

$$N_{\rm fi,\theta,Rd} = k_{\rm y,\theta} N_{\rm Rd} \left[\gamma_{\rm M,1} / \gamma_{\rm M,fi} \right] \tag{6.1}$$

όπου:

- $k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής σε θερμοκρασία θ_a , η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t, βλέπε κεφάλαιο 3,
- N_{Rd} είναιη αντοχή σχεδιασμού της διατομής N_{pl,Rd} για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία, σύμφωνα με το ENV 1993-1-1.

(6.2)

 $M_{\rm fi,\theta,Rd} = k_{\rm y,\theta} [\gamma_{\rm M,1} / \gamma_{\rm M,fi}] M_{\rm Rd}$

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα $V_{\text{fi,t,Rd}}$ στο χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 3 προσδιορίζεται από:

$$V_{\rm fi,t,Rd} = k_{\rm y,\theta,web} V_{\rm Rd} \left[\gamma_{\rm M,1} / \gamma_{\rm M,fi} \right]$$
(6.3)

όπου:

V_{Rd} είναι η αντοχή σε τέμνουσα της πλήρους διατομής για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία, σύμφωνα προς το EN 1993-1-1.

6.3 Κρίσιμη θερμοκρασία

Τη χρονική στιγμή t για ένα μέλος με ομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας μπορεί να προσδιορίζεται συναρτήσει του βαθμού αξιοποίησης μ_0 κατά τη χρονική στιγμή t = 0, χρησιμοποιώντας τη σχέση:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \,\mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

 $\mu_0 = E_{\rm fi,d}/R_{\rm fi,d,0}$ (6.4)

όπου:

 $R_{
m fi,d,0}$ είναι αντοχή σχεδιασμού $R_{
m fi,t,d}$ έναντι λυγισμού τη χρονική στιγμή t=0

 $E_{\rm fi,d}$ είναι η δρώσα δύναμη

Πίνακας 6.2: Κρίσιμη θερμοκρασία θ_{a,cr} για τιμές του συντελεστή αξιοποίησης μ₀

μ_0	$ heta_{a,cr}$	μ_0	$ heta_{a,cr}$	μ_0	$ heta_{a,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

230

6.4 Διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης

Το χρονικό διάστημα από την έναρξη της πυρκαγιάς μέχρι την αστοχία της κατασκευής δίνει το μέτρο της αντοχής σε συνθήκες πυρκαγιάς και ονομάζεται δείκτης πυραντίστασης

Πίνακας 6.3: Συντελεστής διατομής Α_m/V για μη προστατευμένα μέλη από χάλυβα.



Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από όλες τις πλευρές:	Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από τρεις πλευρές:
$A_{\rm m}/V = 2(b+t)/(bt)$	$A_{\rm m}/V = (b+2t)/(bt)$
Eáv t ((b: $A_m/V \approx 2/t$	Eáv $t \ll b$: $A_{\rm m}/V \approx 1/t$

Πίνακας 6.4.	Συντελεστής	διατομής	A_{r}/V	νια μέλη	απόγ	νάλυβα	πονωπένα	με υλικά
111VUKUS 0.4.	LUVIENCULIC	υιατομής	n_p/v	για μελη	uno j	lavoba	μονωμενα	μο υλικά





ΕΥΡΩΠΑΪΚΕΣ ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΕΝΑΝΤΙ ΦΩΤΙΑΣ ΤΩΝ ΣΙΔΗΡΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Μεταβολή της θερμοκρασίας μη μονωμένου μέλους για διάφορες τιμές του συντελεστή διατομής

e _r =	0.5		συντελεστής διατομής [M ⁻¹]							
Χρόνος t [min]	θ [°Č]	10	20	30	50	100	150	200	250	300
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	95	164	226	333	514	612	661	691	705
30	842	215	367	484	637	781	814	824	829	831
45	902	343	552	682	808	877	888	893	895	896
60	945	467	700	814	897	930	936	939	940	941
75	979	580	809	890	949	967	972	974	975	976
90	1006	678	889	954	985	997	1000	1002	1003	1003

 \mathbf{e}_{r} = 0,5 , Δ_{t} = 30 sec, \mathbf{c}_{a} =520 J/kg.K , \mathbf{a}_{c} =25W/m2K

(Ε τι	CCS) Ν μές του συν	Δεταβο τελεστ	λή ή διατο	της μής και	θερμοκρ των στο	οασίας ιχείων τ	μονω ου μονω	μένου πικού υ	μέλο λικού	υς γι	ια δι	ιάφορες
d _i / 2	$\begin{bmatrix} m^2 \cdot {}^{\circ}C \\ \hline W \end{bmatrix}$	$\frac{2}{C}$ Συντελεστής διατομής $A_p/V(m^{-1})$										
χρόνος t [min]	θερμο- κρασία αέρα ν _t [°C]	10	20	30	50	100	150	200	250	300	350	400
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	40	60	78	114	193	259	315	363	403	439	469
30	842	68	112	153	226	368	467	540	595	636	669	695
45	902	98	167	228	330	505	612	683	732	767	792	811
60	945	129	221	298	421	611	716	780	821	849	868	882
75	979	160	273	363	499	694	793	850	884	906	921	931
90	1006	191	322	423	568	762	853	902	931	948	960	968
105	1029	222	368	477	628	817	901	943	967	981	991	997
120	1049	251	411	527	680	864	940	977	997	1009	1016	1021

Καμπύλη ISO, θ-t

Σχήμα 6.3: Συντελεστής διατομής

6.5 Αξιολόγηση του διατιθέμενου δείκτη πυραντίστασης

Ο κατ ελάχιστον απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης ορίζεται, γενικά διεθνώς, στους κτιριακούς κανονισμούς ανάλογα με το είδος, το μέγεθος τη χρήση του κτιρίου η με ειδικά τμήματα του (π.χ κλιμακοστάσια). Στην Ελλάδα εφαρμόζονται οι προβλέψεις του Π.Δ.71/1988.

Κατηγορία κτιρίου	Μονώροφα	Πολυώροφα	Υπόγεια	Εγκατάσταση καταιονιστήρων Μειωτικός συντελεστής
Βιομηχανίες				
Z1	χωρίς απαίτηση	60 λ.	120 λ.	0,5
Z2	60 λεπτά	90 λ.	120 λ.	0,6
Z3	60 λεπτά	120 λ.	180 λ.	0,7
Αποθήκες	The second second second			
Z1	60 λεπτά	90 λ.	120 λ.	0,5
Z2	120 λεπτά	80 λ.	180 λ.	0,5
Z3	180 λεπτά	140 λ.	240 λ.	0,5
για αποθήκες		the second second second		
Z1 πυκνότη Z2 πυκνότη Z3 πυκνότη	га пироθεрµік га пироθεрµік та пироθεрµік	ού φορτίου ≤ ού φορτίου 10 ού φορτίου ≥ :	1000 MJ/r)00 – 200 2000 MJ/r	m ² 0 MJ/m ² m ²

Σχήμα 6.4: Ελάχιστοι επιτρεπόμενοι δείκτες πυραντίστασης

6.6 Έλεγχος έναντι Πυρκαγιάς κτηρίου

Υποστύλωμα

Αρχικά δοκιμάστηκε η διατομή υποστυλώματος χωρίς κάποια προστασία για να δούμε πόσο χρόνο επαρκεί. Οι παράμετροι που δόθηκαν στο πρόγραμμα για την διατομή αυτή φαίνονται πιο κάτω :

📕 Member definition - f	ire resistance paramet	rs			×
Basic parameters		Thermal prop	erties of steel		OK
Time resistance:	treq = 90,00 min	Unit mass [kg	/m3]:	roa = 7850,	
Temperature curve:	Standard ISO 834 $$	Coefficient of	heat transfer by //m2K1:	alfc = 25,00	Cancel
Steel member protection:	Unprotected \lor	Configuration	factor:	Fi = 1,00	Help
Section exposition:	+ <u>↓</u> + ∨	Member surfa	ace emissivity:	em 0,63]
Additional parameters		Fire emissivity	<i>ı</i> :	ef = 0,80]
Safety factor for radiation:	gnr = 1,00	Ignore the	'shadow' effect		
Safety factor for convection	: gnc = 1,00	Т	EMPERATURE	VARIABILITY CU	RVE
Adaptation factor:	k2 = 1,00	Tempera 1000	ture		
Member maximal temperatu	ire test	800			
Test for member number:	161 ~	600			treq
Member temperature:		400			Element temp.
Automatic	225 64	200			Time
User-defined	a,max = 985,64 °C		25 50	75	100 120
Warning !!! Calculations r	ecognizing the possibility the CALCULATIONS	of fire impact wi S-EC3/CONFIGUE	ll be performed w ATION dialog boy	hen the appropria	te option is on in

Σχήμα 6.5: Παράμετροι που δόθηκαν στο πρόγραμμα

Παρατηρείται ότι η διατομή απροστάτευτη επαρκεί μόνο 31 λεπτά. Τα αποτελέσματα για την διατομή αυτή φαίνονται πιο κάτω

RESULTS - Code - EN 1993-1:2	005/AC:2009		_	
UC 305x305x240 ✓	Bar: 161 MC_161 Point / Coordinate: 10 / : Load case: 339 f	x = 1.00 L = 4.10 m FIRE 1*1.00+2*0.50	Incorrect section	ОК
Simplified results Detailed results				Change
FORCES N.fi.Ed = 3507.56 kN Nc.fi.t.Rd = 464.18 kN Nb.fi.t.Rd = 318.78 kN	My,fi,Ed = -197.65 k N*m My,pl,fi,t,Rd = 64.42 k N*m My,c,fi,t,Rd = 64.42 k N*m My,V,fi,t,Rd = 57.73 k N*m Mb,fi,t,Rd = 55.55 k N*m	Mz,fi,Ed = 17.77 kN°m Mz,pl,fi,t,Rd = 29.60 kN°m Mz,c,fi,t,Rd = 29.60 kN°m	Vy.fi,Ed = -7.92 kN Vy.T.fi.t.Rd = 217.87 kN Vz.fi.Ed = 0.03 kN Vz.T.fi.t.Rd = 75.28 kN Tt.fi.Ed = 0.01 kN*m Class of section = 1	Forces Detailed
LATERAL BUCKLING z = 0.00 Lcr.low=4.10 m	Mcr = 16926.71 kN*m Lam_LT,O,com = 0.28	Curve,LT - fire fi,LT,O.com = 0.61	XLT.fi = 0.86 kLT = 0.15	
BUCKLING y Ly = 4.10 m Lcr.y = 4.10 m Lamy = 28.31	Lam_y,O = 0.35 Xy,fi = 0.83 ky = 3.00	BUCKLING z Lz = 4.10 m Lcr,z = 4.10 m Lamz = 50.33	Lam_z,O = 0.63 Xz,fi = 0.69 kz = 3.00	Calc. Note Parameter
MEMBER CHECK - TIME DOM. treq = 90.00 min > tfi.max = 28.3	AIN 37 min EN112(2.5)			Trop
Lamy = 28.31 < Lam,max = 250	.00 Lamz = 50.33 < Lam,m	ax = 250.00 STABLE		

Σχήμα 6.6: Αποτελέσματα Ανάλυσης

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:20 ANALYSIS TYPE: Mer	05/AC:2009, Eurocode 3: mber Verification	Design of steel structures	
CODE GROUP: MEMBER: 161 MC_16 1.00 L = 4.10 m	1 POINT: 10	coo	RDINATE: x =
LOADS: Governing Load Case: 33	39 FIRE 1*1.00+2*0.50		
MATERIAL: S355 (S355) fy = 355	5.00 MPa		
	۵METERS، ۱۱C 305x305x	240	
	-M0 + 1.00		
n=35.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	A 206.00 2
b=31.8 cm	Ay=249.26 cm2	Az=86.06 cm2	$Ax = 306.00 \text{ cm}^2$
tw=2.3 cm	Iy=64200.00 cm4	Iz=20310.00 cm4	Ix=1271.00 cm4
tf=3.8 cm	Wply=4247.00 cm3	Wplz=1951.00 cm3	
PARAMETERS OF FIR <i>Analysis type - Time doma</i> Temperature curve -Standa Steel member protection -I	E ANALYSIS: EN 1993-1 <i>uin</i> ard ISO 834 Unprotected avnos=4	-2:2005	anc-1.00
fi=1.00	$k_{1-1,00}$	$k_{2-1,00}$	glic=1.00
Thermal properties of star	KI-1.00	K2-1.00	
roa=7850.00 kg/m3 ef=0.80	alfc=25.00 W/(m2*K) 'Shadow' effect - active	Fi=1.00	em=0.63
Calculated parameters: Oa,max=986.35 C kE,O=0.05 tfi,max=28.37 min			ky,O=0.04 Oa,cr=530.41 C
N, fi, Ed = 3507.56 kN	My, fi, Ed = -197.65 kN*m	Mz,fi,Ed = 17.77 kN*m	Vy,fi,Ed = -7.92
Nc,fi,t,Rd = 464.18 kN	My,pl,fi,t,Rd = 64.42 kN*n	n	Mz,pl,fi,t,Rd =
29.00 kN*m Nb,fi,t,Rd = 318.78 kN kN	Vy, 1, n, t, Rd = 217.87 KN My,c,fi,t,Rd = 64.42 kN*n	n Mz,c,fi,t,Rd = 29.60 kN*m	Vz,fi,Ed = -90.03
	My,V,fi,t,Rd = 57.73 kN*1	n Vz,T,f	i,t,Rd = 75.28 kN
	Mb,fi,t,Rd = 55.55 kN*m	Tt,	fi,Ed = 0.01 kN*m
Class of section $= 1$,	
내 또 LATERAL E	BUCKLING PARAMETER	S:	
z = 0.00 Lcr,low=4.10 m	Mcr = 16926.71 kN*m Lam_LT,O,com = 0.28	Curve,LT - fire fi,LT,O.com = 0.61	$\begin{array}{l} XLT.fi=0.86\\ kLT=0.15 \end{array}$
	ERS:	About z avis	
$L_{v} = 4.10 \text{ m}$	Lam $v \Omega = 0.35$	$L_z = 4.10 \text{ m}$	Lam = 20 - 0.63
Lcr.v = 4.10 m	Xv.fi = 0.83	Lcr.z = 4.10 m	X_{z} .fi = 0.69
Lamy = 28.31	kv = 3.00	Lamz = 50.33	kz = 3.00

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check: treq = 90.00 min > tfi,max = 28.37 min EN112(2.5) Global stability check of member: Lambda,y = 28.31 < Lambda,max = 250.00 Lambda,z = 50.33 < Lambda,max = 250.00 STABLE

Incorrect section !!!

Στη συνέχεια προστατεύτηκε η διατομή με γυψοσανίδες πάχους 1,25 cm και στις τέσσερεις πλευρές.

🗲 Member definition - fire resistance parametrs							
Basic parameters	Properties of fire protection material	01/					
Time resistance: treq = 90,00 min	Encasement type:	UK					
Temperature curve: Standard ISO 834 \lor	Group of materials: Boards ~	Cancel					
Steel member protection: Protected \checkmark	Name of material: Gypsum board ~	Help					
Section exposition:	Protection thickness [cm]: dp 1,25						
	Unit mass [kg/m3]: rop = 800,00						
Additional parameters	Specific heat [J/(kg K)]: $cp = 1700,0$						
Safety factor for radiation: gnr = 1,00	Thermal conductivity [W/(m K)]: $lap = 0,20$	New material					
Safety factor for convection: gnc = 1,00	TEMPERATURE VARIABILITY CURVE	Ξ					
Adaptation factor: $k_2 = 1,00$	Temperature						
Member maximal temperature test	800						
Test for member number: 161 $$ $$ $$	600						
Member temperature:	400	Element temp.					
Automatic	200	Time					
User-defined	0 25 50 75	100 120					
Warning !!! Calculations recognizing the possibility the CALCULATIONS	of fire impact will be performed when the appropriate o S-EC3/CONFIGURATION dialog box	ption is on in					

Σχήμα 6.7: Παράμετροι που δόθηκαν στο πρόγραμμα με προστασία της διατομής

🗲 RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/AG	C:2009		-	# 23
Auto UC 305x305x240	161 MC_161 / Coordinate: 10 / x case: 339 F	< = 1.00 L = 4.10 m IRE 1*1.00+2*0.50	Section OK	ОК
Simplified results Detailed results				Change
FORCES Nfi,Ed = 3507.56 kN Myfi,E Ncfit,Rd = 8649.44 kN My.pl Nbfit,Rd = 5311.39 kN My.cf MV.yf Mbfit	id = -197.65 kN*m i,t.Rd = 1200.46 kN*m i,t.Rd = 1200.46 kN*m i,t.Rd = 799.80 kN*m .Rd = 1000.23 kN*m	Mz.fi.Ed = 17.77 kN°m Mz.pl.fi.t.Rd = 551.47 kN°m Mz.c.fi.t.Rd = 551.47 kN°m MN.z.fi.t.Rd = 519.10 kN°m	Vy.fi.Ed = -7.92 kN Vy.T.fi.t.Rd = 4067.34 kN Vz.fi.Ed = -90.03 kN Vz.T.fi.t.Rd = 1404.33 kN Tt.fi.Ed = 0.01 kN'm Class of section = 1	Forces Detailed
LATERAL BUCKLING 같 = 0.00 Lcr.low=4.10 m	Mcr = 16926.71 kN*m Lam_LT,O,com = 0.34	Curve,LT - fire fi,LT,O.com = 0.65	XLT.fi = 0.83 kLT = 0.92	
BUCKLING y Ly = 4.10 m Lor.y = 4.10 m Lor.y = 28.31	Lam_y,O = 0.43 Xy,fi = 0.79 ky = 0.63	BUCKLING z Lz = 4.10 m Lcr,z = 4.10 m Lamz = 50.33	Lam_z,O = 0.76 X_z.fi = 0.61 kz = 0.62	Calc. Note Parameters
MEMBER CHECK - TIME DOMAIN treq = 90.00 min < tfi,max = 100.06 min	EN112(2.5)			Пер
MEMBER STABILITY CHECK Lamy = 28.31 < Lam.max = 250.00	Lamz = 50.33 < Lam,ma	ax = 250.00 STABLE		

Σχήμα 6.8: Αποτελέσματα ανάλυσης

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structu ANALYSIS TYPE: Member Verification	Ires.
CODE GROUP: MEMBER: 161 MC_161 POINT: 10 C 1.00 L = 4.10 m C <th>OORDINATE: x =</th>	OORDINATE: x =
LOADS: Governing Load Case: 339 FIRE 1*1.00+2*0.50	
MATERIAL: S355 (S355) fy = 355.00 MPa	
SECTION PARAMETERS: UC 305x305x240	
h=35.3 cm $gM0=1.00 gM1=1.00$	
b=31.8 cm Ay=249.26 cm2 Az=86.06 cm2	Ax=306.00 cm2
tw=2.3 cm Iy=64200.00 cm4 Iz=20310.00 cm4	Ix=1271.00 cm4
tf=3.8 cm Wply=4247.00 cm3 Wplz=1951.00 cm3	
PARAMETERS OF FIRE ANALYSIS: EN 1993-1-2:2005	
Analysis type - Time domain	
Temperature curve -Standard ISO 834	
Steel member protection -Protected	1.00
treq= 90.00 min expos=4 gnr= 1.00	gnc=1.00
gm,fi=1.00 k1=1.00 k2=1.00	
Inermal properties of fire protection material:	1.
Name - Gypsum board Encasement type - Hol. $l_{n} = 1.2$ since 1.2 since	10W
up=1.5 cm $10p=600.00 kg/mS$ $cp=1/00.00 J/(kg*K)$	1ap=0.20

Calculated parameters: Oa,max=492.62 C kE,O=0.61 tfi,max=100.06 min			ky,O=0.80 Oa,cr=530.41 C
INTERNAL FORCES AN	ND CAPACITIES:		
N,fi,Ed = 3507.56 kN	My, fi, Ed = -197.65 kN*n	n Mz,fi, $Ed = 17.77 k$	N*m Vy,fi,Ed = -7.92 kN
Nc,fi,t,Rd = 8649.44 kN	My,pl,fi,t,Rd = 1200.46 k Vy,T,fi,t,Rd = 4067.34 kM	N*m Mz,pl,fi,t,Rd N	= 551.47 kN*m
Nb,fi,t,Rd = 5311.39 kN	My,c,fi,t,Rd = 1200.46 kl Vz,fi,Ed = -90.03 kN	N*m Mz,c,fi,t,Rd	= 551.47 kN*m
MN,y,fi,t,Rd = 799.80 kN* = 1404 33 kN	m	MN,z,fi,t,Rd = 519	.10 kN*m Vz,T,fi,t,Rd
Mb, fi, t, Rd = 1000.23 kN*n Class of section = 1	n	Tt,fi,Ed = 0.01 kN*	śm
표 LATERAL B	UCKLING PARAMETER	RS:	
z = 0.00	Mcr = 16926.71 kN*m	Curve,LT - fire	XLT.fi = 0.83
Lcr,low=4.10 m	Lam_LT,O,com = 0.34	fi,LT,O.com = 0.65	kLT = 0.92
BUCKLING PARAMETE About y axis Ly = 4.10 m Lcr,y = 4.10 m Lamy = 28.31	ERS: Lam_y,O = 0.43 Xy,fi = 0.79 ky = 0.63	Lz = 4.10 m Lcr,z = 4.10 m Lamz = 50.33	tt z axis: Lam_z,O = 0.76 Xz,fi = 0.61 kz = 0.62
VERIFICATION FORMU Section strength check: treq = 90.00 min < tfi,max = Global stability check of m Lambda,y = 28.31 < Lambo STABLE	ULAS: = 100.06 min EN112(2.5) pember: da,max = 250.00 Lam) nbda,z = 50.33 < Lamb	oda,max = 250.00

Σύμμικτη Δοκός

Η σύμμικτη δοκός αρχικά ελέγχθηκε χωρίς κάποια προστασία για να δούμε αν επαρκεί. Οι παράμετροι που δόθηκαν είναι ίδιοι με το υποστύλωμα με την διαφορά ότι οι απροστάτευτες πλευρές είναι τρείς. Οι παράμετροι που δόθηκαν φαίνονται πιο κάτω :

🗾 Member definition - fire	e resistance parametrs			×	
Basic parameters		Thermal properties of steel			
Time resistance:	treq = 90.00 min	Unit mass [kg/m3]:	roa = 7850.1	OK	
Temperature curve:	Standard ISO 834 \lor	Coefficient of heat transfer by convection [W/m2K]:	alfc = 25.00	Cancel	
Steel member protection:	Unprotected \sim	Configuration factor:	Fi = 1.00	Help	
Section exposition:	<u>+∓</u> , ~	Member surface emissivity:	em = 0.63		
Additional parameters		Fire emissivity:	ef = 0.80		
Safety factor for radiation:	gnr = 1.00	Ignore the 'shadow' effect			
Safety factor for convection	: gnc = 1.00	TEMPERATURE VA			
Adaptation factor:	k2 = 1.00	1000			
Member maximal temperature	e test	800			
Test for member number:	403 🗸	600	tree		
Member temperature:		400		Element temp.	
Automatic		200		Gas temp.	
Ouser-defined	a,max = 1000.6 ℃	0 25 50	75	Time	
Warning !!! Calculations recognizing the possibility of fire impact will be performed when the appropriate option is on in the CALCULATIONS-EC3/CONFIGURATION dialog box					

Σχήμα 6.9: Παράμετροι που δόθηκαν στο πρόγραμμα για απροστάτευτη δοκό.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται πιο κάτω:

💋 RESULTS - Code - EN 1993-1:	2005/AC:2009	↔ _	
UB 406x178x67 ~	Bar: 403 SB_Pin-Pin_403 Point / Coordinate: 5 / x = 0.44 L = 4.53 m Load case: 339 FIRE 1*1.00+2*0.50	Incorrect section	ОК
Simplified results Detailed results	S		Change
FORCES	My.fi,Ed = 273.98 kN*m My.pl.fi,t,Rd = 19.05 kN*m My.c.fi,t,Rd = 27.22 kN*m	Vz.fi,Ed = 12.09 kN Vz.T.fi,t,Rd = 31.33 kN Tt.fi,Ed = -0.01 kN°m Class of section = 1	Forces Detailed
		XLT.fi = 1.00	
BUCKLING y	BUCKLING z		Calc. Note Parameters
MEMBER CHECK - TIME DOI treq = 90.00 min > tfi,max = 17	MAIN .00 min EN112(2.5)		Help
MEMBER STABILITY CHECK			

Σχήμα 6.10: Αποτελέσματα ανάλυσης.

STEEL DESIGN

ANALYSIS TYPE:	Member Verification		
MEMBER: 403 SB_ 0.44 L = 4.53 m	Pin-Pin_403 POINT: 5	co	ORDINATE: x =
LOADS: Governing Load Case:	339 FIRE 1*1.00+2*0.50		
MATERIAL:			
S355 (S355) fy =	355.00 MPa		
	ARAMETERS: UB 406x178	x67	
h=40.9 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.9 cm	$Ay=53.78 \text{ cm}^2$	$Az=38.54 \text{ cm}^2$	$Ax = 85.50 \text{ cm}^2$
tw=0.9 cm tf=1.4 cm	ly=24330.00 cm4 Wply=1346.00 cm3	Iz=1365.00 cm4 Wplz=237.00 cm3	1x=46.10 cm4
PARAMETERS OF F Analysis type - Time de Temperature curve -Sta Steel member protectio treq=90.00 min gm,fi=1.00	FIRE ANALYSIS: EN 1993 <i>omain</i> andard ISO 834 on -Unprotected expos=3 k1=0.70	-1-2:2005 gnr=1.00 k2=1.00	gnc=1.00
Thermal properties of a roa=7850.00 kg/m3 ef=0.80 Calculated parameters	steel: alfc=25.00 W/(m2*K) 'Shadow' effect - active	Fi=1.00	em=0.63
Oa,max=1000.64 C kE,O=0.04 tfi,max=17.00 min			ky,O=0.04 Oa,cr=566.83 C
INTERNAL FORCES My,fi,Ed = 273.98 kN* My,pl,fi,t,Rd = 19.05 k My,c,fi,t,Rd = 27.22 kN Vz,T,fi,t,Rd = 31.33 kN Tt,fi,Ed = -0.01 kN*m Class of section = 1	S AND CAPACITIES: ^{fm} N*m N*m N	Vz,fi,Ed = 12.09 kN	
LATERAL BU	JCKLING PARAMETERS:		
	ETERS:		
About y axis:		About z axis:	
VERIFICATION FOR Section strength check treq = 90.00 min > tfi,n	MULAS: : nax = 17.00 min EN112(2.5)		

Incorrect section !!!

Στην συνέχεια προστατεύτηκε η δοκός από τις τρείς πλευρές με γυψοσανίδα πάχους 1,25mm καθώς δεν επαρκούσε απροστάτευτη. Οι παραμέτροι που δόθηκαν στο πρόγραμμα φαίνονται πιο κάτω:

🗲 Member definition - fire	e resistance parametrs		×
Basic parameters Time resistance:	treg = 90.00 min	Properties of fire protection material	OK
Temperature curve:	Standard ISO 834 🗸	Group of materials: Boards	Cancel
Steel member protection:	Protected \sim	Name of material: Gypsum board \checkmark	Help
Section exposition:	<u>+∓</u> ∨	Protection thickness [cm]: $dp = 1.25$	
Additional parameters		Specific heat $[J/(kg K)]$: $cp = 1700.1$	
Safety factor for radiation:	gnr = 1.00	Thermal conductivity [W/(m K)]: lap = 0.20	New material
Safety factor for convection Adaptation factor:	: gnc = 1.00 k2 = 1.00	TEMPERATURE VARIABILITY CURVI	E
Member maximal temperatur Test for member number: Member temperature:	e test 403 ∨ a,max = 727.47 °C		Element temp, Gas temp. Time 100 120
Warning !!! Calculations re	cognizing the possibility o CALCULATIONS	f fire impact will be performed when the appropriate op EC3/CONFIGURATION dialog box	tion is on in the

Σχήμα 6.11: Παράμετροι που δόθηκαν στο πρόγραμμα για προστατευμένη δοκό.

RESULTS - Code - EN 1993-1:	2005/AC:2009	↔ _	
UB 406x178x67	Bar: 403 SB_Pin-Pin_403 Point / Coordinate: 5 / x = 0.44 L = 4.53 m Load case: 339 FIRE 1*1.00+2*0.50	Incorrect section	ОК
Simplified results Detailed results	5		Change
EORCES	-		
FUNCES	Myfi,Ed = 273.98 kN*m My,plfi,t,Rd = 94.15 kN*m My,c,fi,t,Rd = 110.76 kN*m	Vz.fi,Ed = 12.09 kN Vz,T.fi.t,Rd = 155.47 kN Tt.fi,Ed = -0.01 kN*m Class of section = 1	Forces Detailed
LATERAL BUCKLING		XLT <i>f</i> i = 1.00	
BUCKLING y	BUCKLING z		Calc. Note Parameters
MEMBER CHECK - TIME DON treq = 90.00 min > tfi,max = 55	VAIN .60 min EN112(2.5)		нер
MEMBER STABILITY CHECK			

Σχήμα 6.12: Αποτελέσματα Ανάλυσης.

Παρατηρείται ότι η δοκός αντέχει για 55,6 λεπτά < 90 λεπτά που απαιτούνται. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται πιο κάτω :

CODE	E: EN 1993-1:20 LYSIS TYPE: Me	05/AC:2009, Eurocode mber Verification	3: Design of steel structu	ires.
CODE MEMI 0.44 L	E GROUP: BER: 403 SB_Pir. . = 4.53 m	n-Pin_403 POINT: 5	C	OORDINATE: x =
LOAE Gover	DS: ning Load Case: 3	39 FIRE 1*1.00+2*0.50		
MATE S355	ERIAL: (S355) fy = 35	5.00 MPa		
	SECTION PAR	AMETERS: UB 406x17	8x67	
h=40.9	9 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.9	9 cm	Ay=53.78 cm2	Az=38.54 cm2	Ax=85.50 cm2
tw=0.9	em -	Iy=24330.00 cm4	Iz=1365.00 cm4	Ix=46.10 cm4
tf=1.4	cm	Wply=1346.00 cm3	Wplz=237.00 cm3	
PARA Analys Temps Steel r treq=9 gm,fi= Therm	AMETERS OF FIR sis type - Time doma erature curve -Stand nember protection - 00.00 min =1.00 and properties of fire	E ANALYSIS: EN 1993 ain ard ISO 834 Protected expos=3 k1=0.85 e protection material:	gnr=1.00 k2=1.00	gnc=1.00
Name	- Gypsum board		Encasement type - Holl	low
dp=1.3 W/(m*	3 cm *K)	rop=800.00 kg/m3	cp=1700.00 J/(kg*K)	lap=0.20
Calcul Oa,ma kE,O= tfi,max	<i>lated parameters:</i> x=727.47 C 0.12 x=55.60 min			ky,O=0.20 Oa,cr=566.83 C
INTEF My,fi, My,pl, My,c,f Vz,T,f Tt,fi,E Class o	RNAL FORCES A Ed = 273.98 kN*m fi,t,Rd = 94.15 kN* fi,t,Rd = 110.76 kN* fi,t,Rd = 155.47 kN Ed = -0.01 kN*m of section = 1	ND CAPACITIES:		Vz,fi,Ed = 12.09 kN
X	LATERAL BUC	KLING PARAMETERS	:	
BUC	LING PARAMET	ERS:		
X				
	About y axis:		About z axis:	

VERIFICATION FORMULAS: Section strength check: treq = 90.00 min > tfi,max = 55.60 min EN112(2.5)

Incorrect section !!!

Τελικά η δοκός προστατεύτηκε με γυψοσανίδες πάχους 2,5 mm για να επαρκεί η απαίτηση σε 90 λεπτά. Τα αποτελέσματα ανάλυσης φαίνονται πιο κάτω:

🗲 Member definition - fire resistance parametrs		×
Basic parameters	Properties of fire protection material	ОК
Time resistance: treq = 30.00 min	Encasement type:	
Temperature curve: Standard ISO 834 ∨	Group of materials: Boards ~	Cancel
Steel member protection: Protected \checkmark	Name of material: Gypsum board $$	Help
Section exposition:	Protection thickness [cm]: dp = 2.5	
	Unit mass [kg/m3]: rop = 800.0	
Additional parameters	Specific heat [J/(kg K)]: cp = 1700.1	
Safety factor for radiation: gnr = 1.00	Thermal conductivity [W/(m K)]: lap = 0.20	New material
Safety factor for convection: gnc = 1.00	TEMPERATURE VARIABILITY CURVE	
Adaptation factor: k2 = 1.00	Temperature	
Member maximal temperature test	800	
Test for member number: 403 $$	800	
Member temperature:	400	Element temp. Gas temp.
Automatic Oa max = 173.44 sc	200	Time
OUser-defined	0 25 50 75	100 120
Warning !!! Calculations recognizing the possibility of CALCULATIONS-1	f fire impact will be performed when the appropriate opti EC3/CONFIGURATION dialog box	ion is on in the

Σχήμα 6.12:Παταμέτροι που δόθηκαν για προστασία της δοκού.

🗲 RESULTS - Code - EN 1993-1:2	2005/AC:2009		↔	_		\times
UB 406x178x67	Bar: 403 SB_Pin-Pin Point / Coordinate: 5 Load case: 3	1_403 i / x = 0.44 L = 4.53 m 39 FIRE 1*1.00+2*0.50	Section OK	° • •	OK	
Simplified results Detailed results					Chang	je
FORCES						
TONCES	Myfi,Ed = 273.98 kN*m My.pl.fit,Rd = 375.65 kN*m My.c.fit,Rd = 441.94 kN*m	1	Vz.fi,Ed = 12.09 kN Vz,T.fi,t.Rd = 620.81 kN Tt.fi,Ed = -0.01 kN*m Class of section = 1		Force Detaile	ed
			XLT.fi = 1.00			
		BUCKLING z			Calc. No	ote ters
MEMBER CHECK - TIME DOM treq = 90.00 min < tfi,max = 107	IAIN 7.73 min EN112(2.5)				Help	I
MEMBER STABILITY CHECK						

Σχήμα 6.13: Αποτελέσματα Ανάλυσης.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993 ANALYSIS TYPE:	-1:2005/AC:2009, Eurocode Member Verification	3: Design of steel stru	ctures.
CODE GROUP: MEMBER: 403 SI 0.44 L = 4.53 m	B_Pin-Pin_403 POINT: 5		COORDINATE: x =
LOADS: Governing Load Cas	se: 339 FIRE 1*1.00+2*0.50		
MATERIAL: S355 (S355) fy	v = 355.00 MPa		
	PARAMETERS: UB 406x17	8x67	
h=40.9 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.9 cm	Ay=53.78 cm2	Az=38.54 cm2	Ax=85.50 cm2
tw=0.9 cm	Iy=24330.00 cm4	Iz=1365.00 cm4	Ix=46.10 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1346.00 cm3	Wplz=237.00 cm3	
PARAMETERS OF Analysis type - Time	F FIRE ANALYSIS: EN 1993 domain	3-1-2:2005	

Temperature curve -Standard ISO 834 Steel member protection -Protected

treq=90.00 min gm,fi=1.00 Thermal properties of fire	expos=3 k1=0.85 protection material:	gnr=1 k2=1.0	.00 00	gnc=1.00
Name - Gypsum board dp=2.5 cm W/(m*K)	rop=800.00 kg/m3	Encas cp=17	ement type - Hollow 00.00 J/(kg*K)	lap=0.20
Calculated parameters: Oa,max=497.20 C kE,O=0.60 tfi,max=107.73 min				ky,O=0.79 Oa,cr=566.83 C
INTERNAL FORCES A My,fi,Ed = 273.98 kN*m My,pl,fi,t,Rd = 375.65 kN* My,c,fi,t,Rd = 441.94 kN* kN Vz,T,fi,t,Rd = 620.81 kN Tt,fi,Ed = -0.01 kN*m Class of section = 1	ND CAPACITIES: *m m			Vz,fi,Ed = 12.09
	LING PARAMETERS:			
BUCKLING PARAMET	ERS:	X	About z axis:	
VERIFICATION FORMU Section strength check: treq = 90.00 min < tfi,max	JLAS: = 107.73 min EN112(2.5)			
Section OK !!!				

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7°

7.1 Γενικά

Οι συνδέσεις αποτελούν σημαντικό κομμάτι στη διαστασιολόγηση μιας κατασκευής καθώς αναλαμβάνουν τη μεταφορά των εντατικών μεγεθών ανάμεσα στα μέλη του φορέα. Τα προκατασκευασμένα τμήματα μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Η διαμόρφωση τους απαιτεί ιδιαίτερη λεπτομέρεια ώστε τα φορτία να μεταβιβάζονται σωστά από μέλος και η συμπεριφορά του φορέα να είναι ικανοποιητική κι σύμφωνη με την μελέτη.

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

- Απλές συνδέσεις: είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσας), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Παράδειγμα αποτελούν οι συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν τη τέμνουσα της δοκού στο υποστύλωμα, καθώς και αρθρωτές συνδέσεις δικτυωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν στους κόμβους τις αξονικές δυνάμεις των ράβδων δικτυώματος.
- Συνδέσεις ροπής: είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών – υποστυλώματος, ή πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης κατατάσσουμε τις συνδέσεις σε :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλέμες κλπ.)
- Συγκολλητές συνδέσεις

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκαν οι πιο κάτω συνδέσεις με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2014 :

- 1) Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού σε κύρια
- 2) Σύνδεση κύριας δοκού σε υποστύλωμα
- 3) Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας υποστυλώματος
- 4) Σύνδεση βάσης υποστυλώματος

7.2 Σύνδεση δευτερεύουσας Δοκού σε Κύρια

Η σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με κύρια είναι μια απλή σύνδεση που μεταφέρει μόνο τέμνουσα δύναμη. Η σύνδεση αυτή υλοποιείται μέσω διπλών γωνιακών ελασμάτων στον κορμό των δοκών. Τα γωνιακά ελάσματα αυτά συνδέουν τις δοκούς με κοχλίες όπου στην περίπτωση του προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκαν 2 σειρές 4 κοχλιών διαμέτρου M20 και

κλάσης ποιότητας 8.8. Η σύνδεση αυτή διαστασιολογηθηκε με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη της ανάλυσης. Το γωνιακό έλασμα που χρησιμοποιήθηκε έχει διαστάσεις 100 x100 mm και πάχος 15 mm. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται πιο κάτω.



Σχήμα 7.1:Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με κύρια.



Σχήμα 7.2: Όψεις σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού με κύρια.



GENERAL

Connection no.: 1 Connection name: Beam-beam (web)

GEOMETRY

PRINCIPAL BEAM

Section	on:	UB 610)x305x179
α =	-90,0	[Deg]	Inclination angle
h _g =	620	[mm]	Height of the principal beam section
b _{fg} =	307	[mm]	Width of the flange of the principal beam section
t _{wg} =	14	[mm]	Thickness of the web of the principal beam section
t _{fg} =	24	[mm]	Thickness of the flange of the principal beam section
r _g =	17	[mm]	Fillet radius of the web of the principal beam section
A _p =	22800	[mm²]	Cross-sectional area of a principal beam
I _{yp} =	153000000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the principal beam section
Mater	rial: S3	55	
f _{yg} =	355,	00 [M	Pa] Design resistance
f _{ug} =	490,	00 [M	Pa] Tensile resistance

BEAM

Section:	U	B 533x	210x101
α =	0,0	[Deg]	Inclination angle
h _b =	537	[mm]	Height of beam section
b _b =	210	[mm]	Width of beam section
t _{wb} =	11	[mm]	Thickness of the web of beam section
t _{fb} =	17	[mm]	Thickness of the flange of beam section
r _b =	13	[mm]	Radius of beam section fillet
A _b =	12900	[mm ²]	Cross-sectional area of a beam
I _{yb} =	615200000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material	: S355	i	
f _{yb} =	355,0	0 [MPa] Design resistance
f _{ub} =	490,0	0 [MPa] Tensile resistance

BEAM CUT

h1 =	20	[mm]	Top cut-out
h ₂ =	20	[mm]	Bottom cut-out
l =	70	[mm]	Cut-out length

ANGLE

Section:			EQAP 100x15
h _k =	100	[mm]	Height of angle section
b _k =	100	[mm]	Width of angle section
t _{fk} =	15	[mm]	Thickness of the flange of angle section
r _k =	12	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
h _k =	100	[mm]	Height of angle section
-------------------	--------	-------	-------------------------
$I_k =$	460	[mm]	Angle length
Material:	S355		
f _{yk} =	355,00	[MPa]	Design resistance
f _{uk} =	490,00	[MPa]	Tensile resistance

BOLTS

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM

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

Class =	8.8		Bolt class
d =	20	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	22	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	245	[mm²]	Effective section area of a bolt
A _v =	314	[mm²]	Area of bolt section
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Tensile resistance
k =	1		Number of bolt columns
w =	4		Number of bolt rows
e ₁ =	50	[mm]	Level of first bolt
p1 =	120	[mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

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

Class =	8.8		Bolt class
d =	20	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	22	[mm]	Bolt opening diameter
As =	245	[mm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	314	[mm ²]	Area of bolt section
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Tensile resistance
k =	1		Number of bolt columns
w =	4		Number of bolt rows
e1 =	50	[mm]	Level of first bolt
p1 =	120	[mm]	Vertical spacing

MATERIAL FACTORS

γмо =	1,00	Partial safety factor	[2.2]
γм2 =	1,25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Case:	Manual (calculat	ions.
$N_{b,Ed} =$	443,72	[kN]	Axial force
$V_{b,Ed} =$	26,42	[kN]	Shear force
M _{b,Ed} =	0,00	[kN*m]	Bending moment

RESULTS

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM

BOLT CAPACITIES

 $\label{eq:Fv,Rd} \begin{array}{l} \texttt{Fv,Rd} = \texttt{120, 64} \quad [kN] \quad \texttt{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \\ \texttt{F}_{t,Rd} = \texttt{141, 12} \quad [kN] \quad \texttt{Tensile resistance of a single bolt} \\ \begin{array}{l} \textbf{Bolt bearing on the principal beam web} \end{array}$

$$\begin{split} F_{v,Rd} &= 0.6^* f_{ub} {}^*A_v {}^*m/\gamma_{M2} \\ &F_{t,Rd} {} = 0.9^* f_u {}^*A_s \!/\gamma_{M2} \end{split}$$

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 verifie	d
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1x} = 276, 36$	[kN] Bearing resistance of a single bolt	F _{b,Rd1x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
Direction z		
k _{1z} = 2,50	Coefficient for calculation of Fb,Rd	k _{1z} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00 verif	fied
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	α _{bz} =min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	1,00 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1z} = 276, 36$	[kN] Bearing resistance of a single bolt	F _{b,Rd1z} =k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
Bolt bearing on th	ie angle	
Direction x		
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]
Direction x $k_{1x} = 2,50$ $k_{1x} > 0.0$	Coefficient for calculation of F _{b,Rd} 2,50 > 0,00 verifie	k₁x=min[2.8*(e₁/d₀)-1.7, 1.4*(p₁/d₀)-1.7, 2.5] ∋d
Direction x $k_{1x} = 2,50$ $k_{1x} > 0.0$ $\alpha_{bx} = 0,61$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00verifieCoefficient 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] ∂d α_{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
Direction x $k_{1x} = 2,50$ $k_{1x} > 0.0$ $\alpha_{bx} = 0,61$ $\alpha_{bx} > 0.0$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00 verifie Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 0,61 > 0,00	$\label{eq:k1x} \begin{array}{l} k_{1x} = min[2.8^*(e_1/d_0)\text{-}1.7,\ 1.4^*(p_1/d_0)\text{-}1.7,\ 2.5] \\ \hline \\ ed \\ \alpha_{bx} = min[e_2/(3^*d_0),\ f_{ub}/f_u,\ 1] \\ \hline \\ verified \end{array}$
Direction x $k_{1x} = 2,50$ $k_{1x} > 0.0$ $\alpha_{bx} = 0,61$ $\alpha_{bx} > 0.0$ $F_{b,Rd2x} = 178,18$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00 verifie Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 0,61 > 0,00 [kN] Bearing resistance of a single bolt	$\label{eq:k1x} \begin{array}{l} k_{1x} = min[2.8^*(e_1/d_0)\text{-}1.7,\ 1.4^*(p_1/d_0)\text{-}1.7,\ 2.5] \\ \text{ed} \\ \\ \alpha_{bx} = min[e_2/(3^*d_0),\ f_{ub}/f_u,\ 1] \\ \\ \hline \\ \text{verified} \\ \\ \hline \\ F_{b,Rd2x} = k_{1x}^*\alpha_{bx}^*f_u^*d^*t_i/\gamma_{M2} \end{array}$
Direction x $k_{1x} = 2,50$ $k_{1x} > 0.0$ $\alpha_{bx} = 0,61$ $\alpha_{bx} > 0.0$ $F_{b,Rd2x} = 178,18$ Direction z	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00verifieCoefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 0,61 > 0,00[kN]Bearing resistance of a single bolt	$\label{eq:k1x} \begin{array}{c} k_{1x} = min[2.8^*(e_1/d_0)\text{-}1.7,\ 1.4^*(p_1/d_0)\text{-}1.7,\ 2.5] \\ \Rightarrow d \\ \\ \alpha_{bx} = min[e_2/(3^*d_0),\ f_{ub}/f_u,\ 1] \\ \\ \text{verified} \\ \\ F_{b,Rd2x} = k_{1x}^*\alpha_{bx}^*f_u^*d^*t_i/\gamma_{M2} \end{array}$
$\begin{array}{l} \text{Direction x} \\ k_{1x} = 2,50 \\ k_{1x} > 0.0 \\ \alpha_{bx} = 0,61 \\ \alpha_{bx} > 0.0 \\ F_{b,Rd2x} = 178,18 \\ \text{Direction z} \\ k_{1z} = 2,50 \end{array}$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00 verifie Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 0,61 > 0,00 [kN] Bearing resistance of a single bolt Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x}=min[2.8^{*}(e_{1}/d_{0})-1.7, 1.4^{*}(p_{1}/d_{0})-1.7, 2.5]$ $\alpha_{bx}=min[e_{2}/(3^{*}d_{0}), f_{ub}/f_{u}, 1]$ $verified$ $F_{b,Rd2x}=k_{1x}^{*}\alpha_{bx}^{*}f_{u}^{*}d^{*}t_{i}/\gamma_{M2}$ $k_{1z}=min[2.8^{*}(e_{2}/d_{0})-1.7, 2.5]$
$\begin{array}{l} \text{Direction x} \\ k_{1x} = 2,50 \\ k_{1x} > 0.0 \\ \alpha_{bx} = 0,61 \\ \alpha_{bx} > 0.0 \\ F_{b,Rd2x} = 178,18 \\ \text{Direction z} \\ k_{1z} = 2,50 \\ k_{1z} > 0.0 \end{array}$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00 verifie Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 0,61 > 0,00 [kN] Bearing resistance of a single bolt Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00 verifi	k _{1x} =min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5] ed α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1] verified F _{b,Rd2x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t _i /γ _{M2} k _{1z} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
$\begin{array}{l} \text{Direction x} \\ k_{1x} = 2,50 \\ k_{1x} > 0.0 \\ \alpha_{bx} = 0,61 \\ \alpha_{bx} > 0.0 \\ F_{b,Rd2x} = 178,18 \\ \text{Direction z} \\ k_{1z} = 2,50 \\ k_{1z} > 0.0 \\ \alpha_{bz} = 0,76 \end{array}$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00 verifie Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 0,61 > 0,00 [kN] Bearing resistance of a single bolt Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ 2,50 > 0,00 verific Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\label{eq:k1x} \begin{aligned} &k_{1x} = min[2.8^*(e_1/d_0) - 1.7, \ 1.4^*(p_1/d_0) - 1.7, \ 2.5] \\ & \alpha_{bx} = min[e_2/(3^*d_0), \ f_{ub}/f_u, \ 1] \\ & \forall erified \\ & F_{b,Rd2x} = k_{1x}^* \alpha_{bx}^* f_u^* d^* t_i / \gamma_{M2} \\ & k_{1z} = min[2.8^*(e_2/d_0) - 1.7, \ 2.5] \\ & ied \\ & \alpha_{bz} = min[e_1/(3^*d_0), \ p_1/(3^*d_0) - 0.25, \ f_{ub}/f_u, \ 1] \end{aligned}$
$\begin{array}{l} \text{Direction x} \\ k_{1x} = 2,50 \\ k_{1x} > 0.0 \\ \alpha_{bx} = 0,61 \\ \alpha_{bx} > 0.0 \\ F_{b,Rd2x} = 178,18 \\ \text{Direction z} \\ k_{1z} = 2,50 \\ k_{1z} > 0.0 \\ \alpha_{bz} = 0,76 \\ \alpha_{bz} > 0.0 \end{array}$	$\begin{tabular}{lllllllllllllllllllllllllllllllllll$	$\label{eq:k1x} k_{1x} = min[2.8^*(e_1/d_0) - 1.7, \ 1.4^*(p_1/d_0) - 1.7, \ 2.5] \\ ed \\ \alpha_{bx} = min[e_2/(3^*d_0), \ f_{ub}/f_u, \ 1] \\ verified \\ F_{b,Rd2x} = k_{1x}^* \alpha_{bx}^* f_u^* d^* t_i / \gamma_{M2} \\ k_{1z} = min[2.8^*(e_2/d_0) - 1.7, \ 2.5] \\ ied \\ \alpha_{bz} = min[e_1/(3^*d_0), \ p_1/(3^*d_0) - 0.25, \ f_{ub}/f_u, \ 1] \\ verified \\ \end{tabular}$

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PRINCIPAL BEAM - ANGLE CONNECTION

Bolt shear

e = 65 [mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center beam web	of the	
$M_0 = 0, 86 \frac{[kN^*]}{m}$	Real bending moment		M0=0.5*Vb,Ed*e
$F_{Vz} = 3,30$ [kN] $F_{Mx} = 2,16$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force Component force in a bolt due to influence of the moment		$\begin{array}{l} F_{Vz}\!\!=\!\!0.5^* V_{b,Ed} \!/\!n \\ F_{Mx}\!\!=\!\! M_0 ^*\!z_i\!/\!\sum\!z_i^2 \end{array}$
F _{x,Ed} 2,16 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
F _{z,Ed} 3,30 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F _{Ed} = 3,95 [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F _{Rdx} 178,1 = 8 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		F _{Rdx} =min(F _{bRd1x} , F _{bRd2x})
F _{Rdz} 222,7 = 3 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		F _{Rdz} =min(F _{bRd1z} , F _{bRd2z})
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	2,16 < 120,64	veri- fied	(0,01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	3,30 < 120,64	veri- fied	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	3,95 < 120,64	veri- fied	(0,03)

Bolt tension

e =	67 [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web	
M _{0t}	0,89 [kN* Real bending moment m]	$M_{0t}=0.5^*V_{b,Ed}^*e$
F _{t,Ed}	$\frac{57}{8}$ [kN] Tensile force in the outermost bolt	F _{t,Ed} =M _{0t} *z _{max} /∑zi ² + 0.5*N _{b2,Ed} /n

e = 67 [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$			5	7,68 < 141,	12	veri- fied	(0,41)
Simultane	Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt						
$F_{v,Ed} =$	3,95	[kN]	Resultant she	ar force in a bo	lt		$F_{v,Ed} = f[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} +	+ F _{t,Ed} /(1	.4*F _{t,Rd})	≤ 1.0	0,32 < 1,00	verified		(0,32)

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 241, 27$ [kN] Shear bolt resistance in the unthre	aded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6^* f_{ub}^* A_v^* m / \gamma_{M2}$
Bolt bearing on the	e beam		
Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient for calculation of Fb,Rd	k _{1x} = min[2.8*	(e1/d0)-1.7, 1.4*(p1/d0)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	verified	
$\alpha_{\rm bx} = 0,68$	Coefficient for calculation of F	b,Rd	$\alpha_{bx}=min[e_2/(3^*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α _{bx} > 0.0	0,68 > 0,00	verified	
$F_{b,Rd1x} = 144, 33$	[kN] Bearing resistance of a sing	gle bolt	F _{b,Rd1x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
Direction z			
k _{1z} = 2,50	Coefficient for calculation o	f 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	
$\alpha_{\rm bz} = 0,86$	Coefficient for calculation of Fb,Rd	α _{bz} =min[e	1/(3*d ₀), p1/(3*d ₀)-0.25, fub/fu, 1]
α _{bz} > 0.0	0,86 > 0,00	verified	
F _{b,Rd1z} = 181,85	[kN] Bearing resistance of a single	e bolt	F _{b,Rd1z} =k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
Bolt bearing on the	e angle		
Direction x			

DIRECTION		
$k_{1x} = 2,50$	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	
α _{bx} = 0,61	Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	$\alpha_{bx}=min[e_2/(3^*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α _{bx} > 0.0	0,61 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2x} = 356, 36$	[kN] Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x}=k_{1x}^*\alpha_{bx}^*f_u^*d^*t_i/\gamma_{M2}$
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	
$\alpha_{bz} = 0,76$	Coefficient for calculation of Fb,Rd	α _{bz} =min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	0,76 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2z} = 445, 45$	[kN] Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z}=k_{1z}^{*}\alpha_{bz}^{*}f_{u}^{*}d^{*}t_{i}/\gamma_{M2}$

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE ANGLE - BEAM CONNECTION

Bolt shear

e =	67	[mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web	
M0 =	6 , 94	[kN* m]	Real bending moment	$M_0 = M_{b, Ed} + V_{b, Ed} * e$
F _{Nx} =	110,9 3	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force	$F_{Nx}= N_{b,Ed} /n$
$F_{Vz} =$	6,61	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	F _{Vz} = V _{b,Ed} /n
F _{Mx} =	17 , 35	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the \boldsymbol{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 \ensuremath{z} direction	$F_{Mz}= M_0 ^*x_i/\sum(x_i^2+z_i^2)$
F _{x,Ed}	128,2 8	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
F _{z,Ed}	6,61	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

e =	67 [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the beam web	e principal	
F _{Ed} =	¹²⁸ , ⁴ ₅ [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F _{Rdx}	¹⁴⁴ ′ ³ ₃ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		F _{Rdx} =min(F _{bRd1x} , F _{bRd2x})
F _{Rdz}	¹⁸¹ ′ ⁸ ₅ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		F _{Rdz} =min(F _{bRd1z} , F _{bRd2z})
F _{x,Ed}	≤ F _{Rdx}	128,28 < 144,33	veri- fied	(0,89)
F _{z,Ed}	≤ F _{Rdz}	6,61 < 181,85	veri- fied	(0,04)
F _{Ed} ≤	F _{v,Rd}	128,45 < 241,27	veri- fied	(0,53)

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

ANGLE

A _{nt} =	4410	[mm ²]	Net area of the section in tension	
Anv =	870	[mm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 1$	907,03	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings $V_{effRd}=f_u^*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\gamma_{M2})$	√3)*f _y *A _{nv} /γ _{M0}
0.5*Nb,Ed	$\leq V_{effRd}$		221,86 < 1907,03 verified	(0,12)

BEAM

A _{nt} =	3175 [mm ²]	Net area of the s	ection in tens	ion			
Anv =	734 [mm ²]	Area of the section	on in shear				
$V_{effRd} = 139$	5,20 [kN]	Design capacity	of a section w	eakened by c	penings \	/ _{effRd} =f _u *A _{nt} /γ _{M2} +	(1/√3)*f _y *A _{nv} /γ _{M0}
$ N_{b,Ed} \leq V_{eff}$	Rd		443,72	< 1395,20	verifie	;d	(0,32)

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

ANGLE

A _{nt} =	435 [mm²]	Net area of the section in tension	
A _{nv} =	4995 [mm²]	Area of the section in shear	
V _{effRd}	¹¹⁰⁹ , ⁰ ₃ [kN]	Design capacity of a section weakened by open- ings	V _{effRd} =0.5*fu*Ant/γ _{M2} + (1/√3)*fy*Anv/γ _{M0}
0.5*V _{b,E}	d ≤ V _{effRd}	13,21 < 1109,03 V	verified (0,01)

BEAM

Ant = 36	7 [mm ²] Net area of the section in tension	
Anv = 392	0 [mm ²] Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 875, 4$	$9~$ [kN] Design capacity of a section weakened by openings $~V_{effRd}$ =0.5*fu*Ant/ γ_{M2} +	(1/√3)*f _y *A _{nv} /γ _{M0}
$ V_{b,Ed} \le V_{effRd}$	26,42 < 875,49 verified	(0,03)

VERIFICATION OF ANGLE SECTION WEAKENED BY OPENINGS

At = At,net =	6900 5580	[mm²] [mm²]	Area of tension zone of the gross se Net area of the section in tension	ction	
0.9*(A _{t,net} /	$A_t) \ge (f_y * \gamma f_y)$	м2)/(f u*үма	o) 0,73 < 0,91		
Wnet = 4	125464	[mm ³] E	lastic section modulus		
Mc,Rdnet = 1	L51,04	[kN*m] E	Design resistance of the section for be	nding	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,F}$	Rdnet		3,47 < 151,04	verified	(0,02)
A _v =	6900	[mm ²]	Effective section area for shear		$A_v = I_a * t_{fa}$
A _{v,net} =	5580	[mm ²]	Net area of a section effective for sh	near	Avnet=Av-nv*d0

$V_{pl,Rd} = 1414,22 [kN] Design plastic resistance for shear \qquad V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{13},21) < 1414,22 verified \qquad (0.5)$	3*умо)
$ 0.5^*V_{b,Ed} \le V_{pl,Rd}$ 13,21 < 1414,22 verified (C	
	,01)
VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS	
At = 5364 [mm ²] Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 4414 $ [mm ²] Net area of the section in tension	
$0.9^{*}(A_{t,net}/A_{t}) \ge (f_{y}^{*}\gamma_{M2})/(f_{u}^{*}\gamma_{M0}) \qquad 0,74 < 0,91$	
W _{net} = 379514 [mm ³] Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 134,73$ [kN*m] Design resistance of the section for bending $M_{c,Rdnet} = W_{net}^*$	f _{ур} /үмо
$ M_0 \le M_{c,Rdnet}$ 6,94 < 134,73 verified (0	,05)
A _v = 5364 [mm ²] Effective section area for shear	
A _{v,net} = 4414 [mm ²] Net area of a section effective for shear A _{vnet} =A _v	- n v*d₀
$V_{pl,Rd} = 1099, 48$ [kN] Design plastic resistance for shear $V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{10})$	3*үмо)
$V_{b,Ed} \le V_{pl,Rd}$ 26,42 < 1099,48 verified (0	,02)

Connection conforms to the code

Ratio 0,89

7.3 Σύνδεση Κύριας Δοκού σε Υποστύλωμα

Ο συνηθέστερος τρόπος σύνδεσης των κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα είναι με μετωπικές πλάκες, οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος. Η παρούσα σύνδεση πραγματοποιήθηκε με μία μετωπική πλάκα συγκολλημμένη στην επιφάνεια της διατομής της δοκού. Για τις ανάγκες της σύνδεσης έπρεπε επιπλέον να χρησιμοποιηθεί ενισχυτικό έλασμα (γνωστό και ως 'γόνατο'), καθώς και δύο ελάσματα για ενίσχυση του πέλματος του υποστυλώματος. Χρησιμοποιήθηκαν 2 σειρές 6 κοχλιών διαμέτρου M24 και κλάσης ποιότητάς 8.8.



Σχήμα 7.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεση ροπής δοκού υποστυλώματος.



Σχήμα 7.4: Σχέδια σύνδεσης κύριας δοκού με υποστύλωμα.



GENERAL

Connection no.: 3 Connection name: Frame knee

GEOMETRY

COLUMN

Section	: U	JC 305x	305x198
α =	-90,0	[Deg]	Inclination angle
h _c =	340	[mm]	Height of column section
b _{fc} =	315	[mm]	Width of column section
t _{wc} =	19	[mm]	Thickness of the web of column section
t _{fc} =	31	[mm]	Thickness of the flange of column section
r _c =	15	[mm]	Radius of column section fillet
A _c =	25200	[mm ²]	Cross-sectional area of a column
I _{xc} =	509000000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the column section
Materia	l: \$35	5	
f _{yc} =	355 , 0	0 [MPa	I] Resistance

BEAM

UB 533x210x92

Section:			UB 533x210x92
α =	0,0	[Deg]	Inclination angle
h _b =	533	[mm]	Height of beam section
b _f =	209	[mm]	Width of beam section

α =	0,0	[Deg]	Inclination angle
t _{wb} =	10	[mm]	Thickness of the web of beam section
t _{fb} =	16	[mm]	Thickness of the flange of beam section
r _b =	13	[mm]	Radius of beam section fillet
r b =	13	[mm]	Radius of beam section fillet
A _b =	11700	[mm ²]	Cross-sectional area of a beam
I _{xb} =	552300000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S355		
f _{yb} =	355,00 [MF	Pa] Re	esistance

BOLTS

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

d =	24	[mm]	Bolt diameter			
Class =	8.8		Bolt class			
F _{tRd} =	203,33	[kN]	Tensile resistance of a bolt			
n _h =	2		Number of bolt columns			
n _v =	6		Number of bolt rows			
h1 =	150	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate			
Horizon	tal spacing	e _i =	140 [mm]			
Vertical spacing pi =			130;130;200;130;130 [mm]			

PLATE

h _p =	1050	[mm]	Plate height
b _p =	314	[mm]	Plate width
tp =	20	[mm]	Plate thickness
Material:	ST	EEL 43.	-245
f _{yp} =	24	5,00 [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

W _d =	314	[mm]	Plate width
t _{fd} =	12	[mm]	Flange thickness
h _d =	500	[mm]	Plate height
t _{wd} =	8	[mm]	Web thickness
l _d =	400	[mm]	Plate length
α =	51,3	[Deg]	Inclination angle
Material:	S	355	
f _{ybu} =	355	5,00 [N	IPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

h _{su} =	277	[mm]	Stiffener height
b _{su} =	148	[mm]	Stiffener width
t _{hu} =	8	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S355		
f _{ysu} =	355,00	[MPa]	Resistance
Lower			
h _{sd} =	277	[mm]	Stiffener height
b _{sd} =	148	[mm]	Stiffener width
t _{hd} =	8	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S355		
f _{vsu} =	355,00	[MPa]	Resistance

FILLET WELDS

a _w =	8	[mm]	Web weld
a _f =	8	[mm]	Flange weld
a _s =	8	[mm]	Stiffener weld
a _{fd} =	8	[mm]	Horizontal weld

MATERIAL FACTORS

γмо =	1,00	Partial safety factor	[2.2]
γм1 =	1,00	Partial safety factor	[2.2]
γм2 =	1,25	Partial safety factor	[2.2]
үмз =	1,25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Ultimate limit state

Case:	Man	ual calculations.
$M_{b1,Ed} = -530,00$	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$N_{b1,Ed} = 318,00$	[kN]	Axial force in the right beam

RESULTS

BEAM RESISTANCES

TENSION

A _b =	11700	[mm²]	Area	EN1993-1-1:[6.2.3]		
Ntb,Rd =	- Ab fyb / γмο					
N _{tb,Rd} =	: 4153 , 50	[kN]	Design tensile resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.3]		
BENDI	NG - PLAST	пс мом	ENT (WITHOUT BRACKETS)			
$W_{\text{plb}} =$	2366000	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]		
$M_{b,pl,Rd}$	= $W_{plb} f_{yb} / \gamma_{f}$	M0				
$M_{b,pl,Rd}$	=839,93 [kN*m] F	Plastic resistance of the section for bending (without stiffe	ners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]		
BENDI	NG ON THE	CONTA	CT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEME	NT		
$W_{pl} =$	5955414	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]		
Mcb,Rd =	= W _{pl} f _{yb} / γ _{M0}					
Mcb,Rd =	= 2114,17	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]		
FLANC	SE AND WE	B - COM	PRESSION			
Mcb,Rd =	= 2114,17	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]		
h _f =	1016	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]		
$F_{c,fb,Rd}$	$= M_{cb,Rd} / h_{f}$					
$F_{c,fb,Rd}$	= 2081,50	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]		
COLUMN RESISTANCES						
WEB F	PANEL - SHE	EAR				
Mb1,Ed =	= -530,00	[kN*m]	Bending moment (right beam)	[5.3.(3)]		
M _{b2,Ed} =	= 0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)	[5.3.(3)]		
V _{c1,Ed} =	= 0,00	[kN]	Shear force (lower column)	[5.3.(3)]		

Vc1,Ed =	0,00	[KIN]	Snear force (lower column)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
z =	787	[mm]	Lever arm	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = 0$	(Mb1,Ed - Mb2	e,Ed) / Z -	(V _{c1,Ed} - V _{c2,Ed}) / 2	
$V_{wp,Ed} =$	-673,27	[kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
A _{vs} =	⁷⁰⁰ 4 [mm²]	Shear	area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A _{vc} =	⁷⁰⁰ [mm²]	Shear	area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d _s =	¹⁰² [mm]	Distan	ce between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]

$A_{vs} = \frac{700}{4} \text{ [mm^2]}$ Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$ \underset{=}{\overset{27}{\text{ [kN*m]}}} Plastic resistance of the column flange for bend-ing } $	[6.2.6.1.(4)]
$ \underset{d = }{\overset{1}{\underset{9}{\text{ [kN*m]}}}} Plastic resistance of the upper transverse stiff-$	[6.2.6.1.(4)]
$ \underset{=}{\overset{1}{\underset{9}{\text{[kN*m]}}}} Plastic resistance of the lower transverse stiff-ener for bending } $	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs}*f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + Min(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$	
$V_{wp,Rd} = 1349, 28$ [kN] Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \le 1,0$ 0,50 < 1,00 verified	(0,50)
WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE	
Bearing:	
twc = 19 [mm] Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 290$ [mm] Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 7004 \text{ [mm^2]}$ Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,74$ Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} = 0,00$ [MPa] Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$ Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 1741$ [mm ²] Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$	
F _{c,wc,Rd1} = 2078, 23 [kN] Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Buckling:	
d _{wc} = 247 [mm] Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{p} = 0,54$ Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 1,00$ Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{\rm s} = 2,63$ Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$ Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c.wc.Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff.c.wc} t_{wc} f_{vc} / \gamma_{M1} + A_s \gamma_s f_{vs} / \gamma_{M1}$	
F _{c,wc,Rd2} = 2078, 23 [kN] Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Final resistance:	
$F_{c,wc,Rd,upp} = Min (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$	
F _{c,wc,Rd,upp} = 2078, 23 [kN] Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	mx	е	ex	р	leff,cp	leff,nc	leff,1	leff,2	l _{eff,cp,g}	leff,nc,g	leff,1,g	l _{eff,2,g}
1	48	-	87	-	130	303	302	302	302	282	215	215	215
2	48	-	87	-	130	303	302	302	302	260	130	130	130
3	48	-	87	-	165	303	302	302	302	330	165	165	165
4	48	-	87	-	165	303	302	302	302	330	165	165	165
5	48	-	87	-	130	303	302	302	302	260	130	130	130
6	48	-	87	-	130	303	302	302	302	282	215	215	215

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	mx	е	ex	р	leff,cp	leff,nc	leff,1	leff,2	l _{eff,cp,g}	leff,nc,g	leff,1,g	l _{eff,2,g}
1	56	-	87	-	130	351	338	338	338	306	237	237	237
2	56	-	87	-	130	351	332	332	332	260	130	130	130
3	56	-	87	-	165	351	332	332	332	330	165	165	165
4	56	-	87	-	165	351	332	332	332	330	165	165	165
5	56	-	87	-	130	351	332	332	332	260	130	130	130
6	56	-	87	-	130	351	332	332	332	306	231	231	231

m – Bolt distance from the web

m_x – Bolt distance from the beam flange

e – Bolt distance from the outer edge

 $e_x \qquad - \text{ Bolt distance from the horizontal outer edge}$

p – Distance between bolts

m	 Bolt distance from the web 	
I _{eff,cp}	 Effective length for a single bolt in the circular failure mode 	

- Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode I_{eff,nc}
- Effective length for a single bolt for mode 1 leff,1
- Effective length for a single bolt for mode 2 leff,2
- $I_{\text{eff,cp,g}}~-$ Effective length for a group of bolts in the circular failure mode
- I_{eff,nc,g} Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode
- $l_{eff,1,g}$ Effective length for a group of bolts for mode 1 $l_{eff,2,g}$ Effective length for a group of bolts for mode 2

CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION

$F_{t,Rd} = 203, 33$ [kN] Bolt resistance for ten	[Table 3.4		
$F_{t,fc,Rd}$ – column flange resistance due to bending $F_{t,wc,Rd}$ – column web resistance due to tension $F_{t,ep,Rd}$ – resistance of the front plate due to bendin $F_{t,wb,Rd}$ – resistance of the web in tension	ng		
$F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$		[6.2.6.4] . [Tab.6.2]	
$F_{two} Rd = 0 \text{ beff two five } \sqrt{\gamma M0}$		[6.2.6.3.(1)]	
$F_{1,we,red} = \bigotimes Bein, we two ryc 7 me$ Ft en Rd = Min (FT 1 en Rd , FT 2 en Rd , FT 3 en Rd)		[6.2.6.5] . [Tab.6.2]	
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{vb} / \gamma_{M0}$		[6.2.6.8.(1)]	
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1			
F _{t1,Rd,comp} - Formula	F _{t1,Rd,comp}	Component	
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	357,66	Bolt row resistance	
$F_{t,fc,Rd(1)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension	
$F_{t,wc,Rd(1)} = 1491,59$	1491,59	Column web - tension	
$F_{t,ep,Rd(1)} = 357,66$	357 , 66	Front plate - tension	
F _{t,wb,Rd(1)} = 1212,46	1212,46	Beam web - tension	
B _{p,Rd} = 933,73	933,73	Bolts due to shear punching	
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2			
F _{t2,Rd,comp} - Formula	F _{t2,Rd,comp}	Component	
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	237,15	Bolt row resistance	
$F_{t,fc,Rd(2)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension	
F _{t,wc,Rd(2)} = 1493,32	1493,32	Column web - tension	
$F_{t,ep,Rd(2)} = 355,40$	355,40	Front plate - tension	
F _{t,wb,Rd(2)} = 1191,63	1191,63	Beam web - tension	
B _{p,Rd} = 933,73	933,73	Bolts due to shear punching	
$F_{t,fc,Rd(2 + 1)} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 813,31 - 357,66$	455,65	Column flange - tension - group	
$F_{t,wc,Rd(2 + 1)} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 357,66$	1238,39	Column web - tension - group	
$F_{t,ep,Rd(2 + 1)} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 594,81 - 357,66$	237,15	Front plate - tension - group	
$F_{t,wb,Rd(2 + 1)} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 1315,82 - 357,66$	958,15	Beam web - tension - group	
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3			
Ft3,Rd,comp - Formula	Ft3,Rd,comp	Component	
Ft3,Rd = Min (Ft3,Rd,comp)	280,03	Bolt row resistance	
$F_{t,fc,Rd(3)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension	
F _{t,wc,Rd(3)} = 1493,32	1493,32	Column web - tension	
$F_{t,ep,Rd(3)} = 355,40$	355,40	Front plate - tension	
F _{t,wb,Rd(3)} = 1191,63	1191,63	Beam web - tension	
B _{p,Rd} = 933,73	933 , 73	Bolts due to shear punching	
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_{2}^{2} F_{tj,Rd} = 813,31 - 237,15$	576 , 16	Column flange - tension - group	
$F_{t,wc,Rd(3+2)}$ - $\sum_{2}^{2} F_{tj,Rd}$ = 1474,04 - 237,15	1236,89	Column web - tension - group	
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_{2}^{1} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 594,81$	625,15	Column flange - tension - group	
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_{2}^{1} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 594,81$	1250,18	Column web - tension - group	
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_{2}^{2} F_{tj,Rd} = 517,18 - 237,15$	280,03	Front plate - tension - group	

Ft3,Rd,comp - Formula	Ft3,Rd,comp	Component				
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_{2}^{2} F_{tj,Rd} = 1057,72 - 237,15$	820,57	Beam web - tension - group				
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_{2}^{1} F_{tj,Rd} = 885,02 - 594,81$	290,20	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_{2}^{1} F_{tj,Rd}$ = 1907,42 - 594,81	1312,61	Beam web - tension - group				
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4						
F _{t4,Rd,comp} - Formula	F _{t4,Rd,comp}	Component				
F _{t4.Rd} = Min (F _{t4.Rd.comp})	289,27	Bolt row resistance				
$F_{tfc,Rd(4)} = 406.66$	406,66	Column flange - tension				
$F_{t,wc,Rd(4)} = 1493.32$	1493,32	Column web - tension				
$F_{t.ep.Rd(4)} = 355,40$	355,40	Front plate - tension				
$F_{t,wb,Bd(4)} = 1191.63$	1191,63	Beam web - tension				
$B_{p,Rd} = 933,73$	933,73	Bolts due to shear punching				
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_{3}^{3} F_{ti,Rd} = 813,31 - 280,03$	533,28	Column flange - tension - group				
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_{3}^{3} F_{ti,Rd} = 1561,68 - 280,03$	1281,65	Column web - tension - group				
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_{3}^{2} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 517,18$	702,79	Column flange - tension - group				
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_{3^2} F_{ti,Rd} = 1787,17 - 517,18$	1269,99	Column web - tension - group				
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{3^{1}} F_{tj,Rd} = 1626,62 - 874,84$	751,78	Column flange - tension - group				
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{3}^{1} F_{ti,Rd} = 1968,86 - 874,84$	1094,01	Column web - tension - group				
$F_{t.ep.Rd(4+3)} - \sum_{3}^{3} F_{ti.Rd} = 578,54 - 280,03$	298,51	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_{3}^{3} F_{ti,Rd} = 1183,21 - 280,03$	903,18	Beam web - tension - group				
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_{3^{2}} F_{ti,Rd} = 806,45 - 517,18$	289,27	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_{3^2} F_{ti,Rd} = 1649,33 - 517,18$	1132,15	Beam web - tension - group				
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{3}^{1} F_{ti,Rd} = 1175,22 - 874,84$	300,37	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{3}^{1} F_{tj,Rd} = 2499,03 - 874,84$	1624,19	Beam web - tension - group				
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5						
Ft5.Rd.comp - Formula	Ft5.Rd.comp	Component				
$F_{15Rd} = Min \; (F_{15Rd} \operatorname{comp})$	227,91	Bolt row resistance				
$F_{tfc} R_{d(5)} = 406.66$	406,66	Column flange - tension				
$F_{two} Rd(5) = 1493.32$	1493.32	Column web - tension				
$F_{ten Bd(5)} = 355.40$	355,40	Front plate - tension				
$F_{t,wh} Rd(5) = 1191.63$	1191,63	Beam web - tension				
$B_{\rm p} {\rm Rd} = 933.73$	933,73	Bolts due to shear punching				
$F_{t fc Rd(5 + 4)} - \sum_{4}^{4} F_{t i Rd} = 813.31 - 289.27$	524,04	Column flange - tension - group				
$F_{twc} Rd(5+4) - \sum_{k=1}^{4} F_{ti} Rd = 1474.04 - 289.27$	1184,77	Column web - tension - group				
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \Sigma 4^3 F_{t,Rd} = 1219.97 - 569.30$	650,66	Column flange - tension - group				
$F_{twc,Bd(5+4+3)} - \Sigma^{4^3} F_{ti,Bd} = 1787.17 - 569.30$	1217,87	Column web - tension - group				
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_{k=1}^{2} F_{t,Rd} = 1626.62 - 806.45$	820,17	Column flange - tension - group				
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_{4}^{2} F_{ti,Rd} = 1914,67 - 806,45$	1108,21	Column web - tension - group				
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_{4}^{1} F_{ti,Rd} = 2033,28 - 1164,12$	869,16	Column flange - tension - group				
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_{i} f_{i,Rd} = 2025,17 - 1164,12$	861,06	Column web - tension - group				
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_{4}^{4} F_{ti,Rd} = 517,18 - 289,27$	227,91	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_{4}^{4} F_{ti,Rd} = 1057,72 - 289,27$	768,45	Beam web - tension - group				
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_{4^{3}} F_{tj,Rd} = 806,45 - 569,30$	237,15	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_{4^{3}} F_{ti,Rd} = 1649,33 - 569,30$	1080,03	Beam web - tension - group				
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_{4}^{2} F_{tj,Rd} = 1034,36 - 806,45$	227,91	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_{4}^{7} F_{tj,Rd} = 2115,45 - 806,45$	1308,99	Beam web - tension - group				
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_{4}^{1} F_{tj,Rd} = 1449,83 - 1164,12$	285,72	Front plate - tension - group				
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_{j=1}^{2} 4^{j} F_{tj,Rd} = 2965,15 - 1164,12$	1801,03	Beam web - tension - group				
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 6		· · · ·				
Ft6.Rd.comp - Formula	Ft6.Rd.comp	Component				
$F_{16} R_d = Min (F_{16} R_d comp)$	355,40	Bolt row resistance				
$F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension				

1491,59

355,40

Column web - tension

Front plate - tension

 $F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59$

 $F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40$

Ft6,Rd,comp - Formula	F _{t6,Rd,comp}	Component
$F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63$	1191,63	Beam web - tension
B _{p,Rd} = 933,73	933,73	Bolts due to shear punching
F _{t,fc,Rd(6 + 5)} - ∑5 ⁵ F _{tj,Rd} = 813,31 - 227,91	585,40	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5)}$ - $\sum 5^5 F_{tj,Rd}$ = 1596,05 - 227,91	1368,14	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)}$ - $\sum_{5}^{4} F_{tj,Rd}$ = 1219,97 - 517,18	702,79	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 517,18$	1327,81	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5^3} F_{tj,Rd} = 1626,62 - 797,21$	829,41	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)}$ - $\sum_{5^3} F_{tj,Rd}$ = 1968,86 - 797,21	1171,64	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum F_{tj,Rd} = 2033,28 - 1034,36$	998,92	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)}$ - $\sum 5^2 F_{tj,Rd}$ = 2025,17 - 1034,36	990,81	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2439,94 - 1392,03$	1047,91	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1392,03$	687 , 85	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5)}$ - $\sum 5^5 F_{tj,Rd}$ = 592,55 - 227,91	364,64	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5)}$ - $\sum_{5}^{5} F_{tj,Rd}$ = 1294,99 - 227,91	1067,08	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 882,75 - 517,18$	365,57	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1886,59 - 517,18$	1369,41	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 1172,96 - 797,21$	375,74	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)}$ - $\sum 5^3 F_{tj,Rd}$ = 2478,20 - 797,21	1680,99	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)}$ - $\sum 5^2 F_{tj,Rd}$ = 1439,65 - 1034,36	405,28	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)}$ - $\sum_{5}^{2} F_{tj,Rd}$ = 2944,32 - 1034,36	1909,95	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 1767,77 - 1392,03$	375,74	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 3794,02 - 1392,03$	2401,99	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	hj	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	$\mathbf{B}_{p,Rd}$
1	852	357 , 66	406,66	1491,59	357 , 66	1212,46	406,66	933,73
2	722	237,15	406,66	1493,32	355,40	1191,63	406,66	933,73
3	592	280,03	406,66	1493,32	355,40	1191,63	406,66	933,73
4	392	289,27	406,66	1493,32	355 , 40	1191,63	406,66	933,73
5	262	227,91	406,66	1493,32	355 , 40	1191,63	406,66	933,73
6	132	355 , 40	406,66	1491,59	355 , 40	1191,63	406,66	933,73

CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION N_{j,Rd}

 $N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$

N _{j,Rd} = 1747,43	[kN]	Connection resistance for tension		[6.2]
N _{b1,Ed} / N _{j,Rd} ≤ 1,0		0,18 < 1,00	verified	(0,18)

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F _{t1,Rd,comp} - Formula	F _{t1,Rd,comp}	Component
$F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})$	357,66	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 1491,59$	1491,59	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 357,66$	357,66	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1212,46$	1212,46	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933,73$	933,73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 1349,28$	1349,28	Web panel - shear
F _{c,wc,Rd} = 2078,23	2078,23	Column web - compression
F _{c,fb,Rd} = 2081,50	2081,50	Beam flange - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

Ft2,Rd,comp - Formula	Ft2,Rd,comp	Component
Ft2,Rd = Min (Ft2,Rd,comp)	237,15	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 1493,32$	1493,32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 355,40$	355,40	Front plate - tension

Ft2,Rd,comp - Formula	Ft2,Rd,comp	Component
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1191,63$	1191,63	Beam web - tension
B _{p,Rd} = 933,73	933,73	Bolts due to shear punching
V _{wp,Rd} /β - ∑1 ¹ F _{ti,Rd} = 1349,28 - 357,66	991,61	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 357,66$	1720,56	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_{1}^{1} F_{tj,Rd}$ = 2081,50 - 357,66	1723,84	Beam flange - compression
Ft,fc,Rd(2 + 1) - ∑1 ¹ Ftj,Rd = 813,31 - 357,66	455 , 65	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2 + 1)} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 357,66$	1238,39	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2 + 1)} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 594,81 - 357,66$	237,15	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2 + 1)} - \sum_{1}^{1} F_{tj,Rd} = 1315,82 - 357,66$	958,15	Beam web - tension - group
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3		
Ft3,Rd,comp - Formula	Ft3,Rd,comp	Component
F _{t3,Rd} = Min (F _{t3,Rd,comp})	280,03	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 1493,32$	1493,32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 355,40$	355,40	Front plate - tension
F _{t,wb,Rd(3)} = 1191,63	1191 , 63	Beam web - tension
B _{p,Rd} = 933,73	933,73	Bolts due to shear punching
V _{wp,Rd} /β - ∑1 ² F _{ti,Rd} = 1349,28 - 594,81	754,46	Web panel - shear
F _{c,wc,Rd} - ∑1 ² F _{tj,Rd} = 2078,23 - 594,81	1483,41	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_{1}^{2} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 594,81$	1486,69	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_{2}^{2} F_{tj,Rd} = 813,31 - 237,15$	576 , 16	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)}$ - $\sum_{2}^{2} F_{tj,Rd}$ = 1474,04 - 237,15	1236,89	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_{2} {}^{1}F_{tj,Rd} = 1219,97 - 594,81$	625 , 15	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_{2}^{1} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 594,81$	1250 , 18	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_{2^{2}} F_{tj,Rd} = 517,18 - 237,15$	280,03	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\sum_{2}^{2} F_{tj,Rd}$ = 1057,72 - 237,15	820 , 57	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_{2}^{1} F_{tj,Rd} = 885,02 - 594,81$	290,20	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_{2}^{1} F_{tj,Rd} = 1907,42 - 594,81$	1312,61	Beam web - tension - group
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4		
F _{t4.Rd.comp} - Formula	F _{t4,Rd,comp}	Component
F _{t4.Rd} = Min (F _{t4.Rd.comp})	289,27	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 406.66$	406,66	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 1493,32$	1493,32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 355,40$	355,40	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1191,63$	1191,63	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933,73$	933,73	Bolts due to shear punching
$V_{wp, Rd}/\beta - \Sigma_{1^3} F_{ti, Rd} = 1349.28 - 874.84$	474,43	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{13} F_{ti,Rd} = 2078,23 - 874,84$	1203,38	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_{1}^{3} F_{ti,Rd} = 2081.50 - 874.84$	1206,66	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_{3}^{3} F_{ti,Rd} = 813.31 - 280.03$	533,28	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_{3}^{3} F_{tj,Rd} = 1561,68 - 280,03$	1281,65	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_{3}^{2} F_{ti,Rd} = 1219,97 - 517,18$	702,79	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_{3^2} F_{ti,Rd} = 1787,17 - 517,18$	1269,99	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{3}^{1} F_{tj,Rd} = 1626,62 - 874,84$	751 , 78	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{3}^{1} F_{tj,Rd} = 1968,86 - 874,84$	1094,01	Column web - tension - group
F _{t,ep,Rd(4 + 3)} - ∑3 ³ F _{tj,Rd} = 578,54 - 280,03	298,51	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_{3}^{-1} F_{tj,Rd} = 1183,21 - 280,03$	903,18	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_{3}^{2} F_{tj,Rd} = 806,45 - 517,18$	289,27	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_{3}^{2} F_{tj,Rd} = 1649,33 - 517,18$	1132,15	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_{3}^{1} F_{tj,Rd}$ = 1175,22 - 874,84	300,37	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{3}^{1} F_{tj,Rd} = 2499,03 - 874,84$	1624,19	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

Ft5,Rd,comp - Formula	Ft5,Rd,comp	Component
F _{t5,Rd} = Min (F _{t5,Rd,comp})	185,16	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(5)} = 406,66$	406,66	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 1493,32$	1493,32	Column web - tension
F _{t,ep,Rd(5)} = 355,40	355 , 40	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1191,63$	1191,63	Beam web - tension
B _{p,Rd} = 933,73	933,73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}^{4} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1164,12$	185,16	Web panel - shear
$F_{c,wc,Bd} - \Sigma_1^4 F_{ti,Bd} = 2078.23 - 1164.12$	914,11	Column web - compression
$F_{cfb Rd} - \sum_{1}^{4} F_{ti Rd} = 2081.50 - 1164.12$	917,39	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \Sigma_4^4 F_{ti,Rd} = 813.31 - 289.27$	524,04	Column flange - tension - group
$F_{twc} Rd(5+4) - \sum_{k=1}^{4} F_{ti} Rd = 1474.04 - 289.27$	1184,77	Column web - tension - group
$F_{tfc} Rd(5+4+3) - \sum_{k=1}^{4} F_{ti} Rd = 1219.97 - 569.30$	650,66	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} = \sum_{k=1}^{3} F_{t,Rd} = 1787.17 - 569.30$	1217,87	Column web - tension - group
$F_{tfc} Rd(5 + 4 + 3 + 2) - \sum_{k=1}^{2} F_{ti} Rd = 1626.62 - 806.45$	820.17	Column flange - tension - group
$F_{twc} Rd(5 + 4 + 3 + 2) - \sum_{k} 4^{2} F_{ik} Rd = 1914 67 - 806 45$	1108.21	Column web - tension - group
$F_{t,to} Pd(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum_{i=1}^{4} F_{t,i} Pd = 2033 28 - 1164 12$	869.16	Column flange - tension - group
$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} \frac{1}$	861.06	Column web - tension - group
$F_{1,WC,Kd}(5+4+5+2+1) = \sum_{i=1}^{4} F_{i}(j,Kd = 2020,11) = 1101,12$	227 91	Front plate - tension - group
$F_{1,ep,Rd(5+4)} = \sum_{4} 4^{4} F_{4,Rd} = 1057.72 = 289.27$	768 45	Beam web - tension - group
$F_{1,W0,R0(5+4)} = \sum_{i=1}^{4} F_{1,R0} = 1007,72 = 209,27$	237 15	Front plate - tension - group
$F_{1,ep,Rd(5+4+3)} = \sum_{i=1}^{4} F_{ij,Rd} = 000, 40 = 300, 50$	1080 03	Beam web - tension - group
$\sum_{k=0}^{\infty} \sum_{k=0}^{\infty} \sum_{k$	227 01	Front plate tension group
$\sum_{k=0}^{1} \sum_{k=0}^{1} \sum_{k$	1308 99	Roam web tension group
Γ t,wb,Rd(5+4+3+2) - 24 Γ t,Rd = 2113,43 - 000,43	205 72	Front ploto tongion group
$\Gamma_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_{i=1}^{2} \Gamma_{t,Rd} = 1449,03 - 1104,12$	1001 02	Poom web tension group
$\Gamma_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - 24$, $\Gamma_{tj,Rd} = 2905, 15 - 1104, 12$	1801,03	Beam web - tension - group
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 6		
	_	•
Ft6,Rd,comp - Formula	Ft6,Rd,comp	Component
F _{t6,Rd,comp} - Formula F _{t6,Rd} = Min (F _{t6,Rd,comp})	F t6,Rd,comp	Component Bolt row resistance
F _{t6,Rd,comp} - Formula F _{t6,Rd} = Min (F _{t6,Rd,comp}) F _{t,fc,Rd(6)} = 406,66	F t6,Rd,comp 0,00 406,66	Component Bolt row resistance Column flange - tension
Ft6,Rd,comp - Formula Ft6,Rd = Min (Ft6,Rd,comp) Ft,fc,Rd(6) = 406,66 Ft,wc,Rd(6) = 1491,59	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension
Ft6,Rd,comp Formula Ft6,Rd Min (Ft6,Rd,comp) Ft,fc,Rd(6) 406,66 Ft,wc,Rd(6) 1491,59 Ft,ep,Rd(6) 355,40	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension
Ft6,Rd,comp - Formula Ft6,Rd = Min (Ft6,Rd,comp) Ft,fc,Rd(6) = 406,66 Ft,wc,Rd(6) = 1491,59 Ft,ep,Rd(6) = 355,40 Ft,wb,Rd(6) = 1191,63	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension
$\label{eq:Ft6,Rd,comp} \begin{tabular}{lllllllllllllllllllllllllllllllllll$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching
$\label{eq:Ft6,Rd,comp} \begin{tabular}{lllllllllllllllllllllllllllllllllll$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear
$\begin{array}{l} \textbf{F_{t6,Rd,comp} - Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min \ (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}{}^{15} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}{}^{15} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression
$\label{eq:field} \begin{array}{l} {\sf F_{t6,Rd,comp} - Formula} \\ {\sf F_{t6,Rd} = Min~({\sf F_{t6,Rd,comp}}) \\ {\sf F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66} \\ {\sf F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59} \\ {\sf F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40} \\ {\sf F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40} \\ {\sf F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63} \\ {\sf B_{p,Rd} = 933,73} \\ {\sf V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}{}^{15}{\sf F_{ti,Rd}} = 1349,28 - 1349,28} \\ {\sf F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}{}^{15}{\sf F_{tj,Rd}} = 2078,23 - 1349,28} \\ {\sf F_{c,fb,Rd} - \sum_{1}{}^{15}{\sf F_{tj,Rd}} = 2081,50 - 1349,28} \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression
$\label{eq:field} \begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min \ (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}{}^{5}F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}{}^{5}F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_{1}{}^{5}F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}{}^{5}F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group
$\label{eq:response} \begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min \ (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta \ - \ \Sigma_1{}^5 \ F_{ti,Rd} = 1349,28 \ - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} \ - \ \Sigma_1{}^5 \ F_{tj,Rd} = 2078,23 \ - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} \ - \ \Sigma_1{}^5 \ F_{tj,Rd} = 2078,23 \ - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} \ - \ \Sigma_1{}^5 \ F_{tj,Rd} = 2081,50 \ - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} \ - \ \Sigma_5{}^5 \ F_{tj,Rd} = 813,31 \ - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} \ - \ \Sigma_5{}^5 \ F_{tj,Rd} = 1596,05 \ - 1385,16 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column web - tension - group
$\label{eq:field} \begin{array}{l} F_{t6,Rd,comp} \mbox{-} Formula \\ F_{t6,Rd} = Min \ (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta \ - \ \Sigma_1^5 \ F_{ti,Rd} = 1349,28 \ - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} \ - \ \Sigma_1^5 \ F_{tj,Rd} = 2078,23 \ - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} \ - \ \Sigma_1^5 \ F_{tj,Rd} = 2081,50 \ - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} \ - \ \Sigma_1^5 \ F_{tj,Rd} = 813,31 \ - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} \ - \ \Sigma_5^5 \ F_{tj,Rd} = 1596,05 \ - 185,16 \\ F_{t,fc,Rd(6+5+4)} \ - \ \Sigma_5^4 \ F_{tj,Rd} = 1219,97 \ - \ 474,43 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column web - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ \hline F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ \hline F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ \hline F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ \hline F_{t,wc,Rd(6)} = 355,40 \\ \hline F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ \hline B_{p,Rd} = 933,73 \\ \hline V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}{}^{5}F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ \hline F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}{}^{5}F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ \hline F_{c,fb,Rd} - \sum_{1}{}^{5}F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ \hline F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}{}^{5}F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ \hline F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}{}^{4}F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ \hline F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}{}^{4}F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ \hline \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column web - tension - group Column flange - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}^{15} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{5} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_{1}^{5} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 1626,62 - 754,46 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column web - tension - group Column flange - tension - group Column web - tension - group Column web - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}^{15} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 1626,62 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 1968,86 - 754,46 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column web - tension - group Column web - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}^{15} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 1968,86 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5}^{2} F_{tj,Rd} = 2033,28 - 991,61 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column web - tension - group Column web - tension - group Column flange - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd/\beta} - \sum_{1^{5}} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5^{5}} F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_{5^{5}} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5^{3}} F_{tj,Rd} = 1968,86 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5^{2}} F_{tj,Rd} = 2033,28 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5^{2}} F_{tj,Rd} = 2025,17 - 991,61 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column web - tension - group Column flange - tension - group Column web - tension - group Column web - tension - group Column web - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}^{15} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ F_{t,tc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 1626,62 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 2033,28 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5}^{2} F_{tj,Rd} = 2025,17 - 991,61 \\ F_{t,tc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2439,94 - 1349,28 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}^{15} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{ti,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1}^{15} F_{ti,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{ti,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ F_{t,tc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{ti,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ F_{t,tc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{ti,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{3} F_{ti,Rd} = 1626,62 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{ti,Rd} = 1968,86 - 754,46 \\ F_{t,tc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5}^{2} F_{ti,Rd} = 2033,28 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5}^{2} F_{ti,Rd} = 2025,17 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{ti,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{ti,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ \end{array}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66 730,60	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column web - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} - \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1}^{5} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{5} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1}^{5} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_{1}^{5} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5}^{4} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 1626,62 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5}^{3} F_{tj,Rd} = 2033,28 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5}^{2} F_{tj,Rd} = 2025,17 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{1} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_{5}^{5} F_{tj,Rd} = 592,55 - 185,16 \\ \hline \end{tabular}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66 730,60 407,39	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} \textbf{-} \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd/\beta} - \sum_{1^{5}} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,tb,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5^{5}} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5^{3}} F_{tj,Rd} = 1968,86 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5^{2}} F_{tj,Rd} = 2033,28 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5^{2}} F_{tj,Rd} = 2025,17 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_{5^{5}} F_{tj,Rd} = 592,55 - 185,16 \\ F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_{5^{5}} F_{tj,Rd} = 1294,99 - 185,16 \\ \hline \end{tabular}$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66 730,60 407,39 1109,83	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Front plate - tension - group Beam web - tension - group
$\begin{array}{l} \textbf{F}_{t6,Rd,comp} - \textbf{Formula} \\ F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ B_{p,Rd} = 933,73 \\ V_{wp,Rd/\beta} - \sum_{1^{5}} F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_{1^{5}} F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5^{5}} F_{tj,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5^{3}} F_{tj,Rd} = 1968,86 - 754,46 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5^{2}} F_{tj,Rd} = 2023,28 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5^{2}} F_{tj,Rd} = 2025,17 - 991,61 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{1}} F_{tj,Rd} = 882,75 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 882,75 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 882,75 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 882,75 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 882,75 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 882,75 - 474,43 \\ F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5^{4}} F_{tj,Rd} = 882,7$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66 730,60 407,39 1109,83 408,32	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column web - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Front plate - tension - group Front plate - tension - group
$\begin{aligned} & \textbf{Ft6,Rd,comp - Formula} \\ & Ft6,Rd = Min (Ft6,Rd,comp) \\ & Ft,fc,Rd(6) = 406,66 \\ & Ft,wc,Rd(6) = 1491,59 \\ & Ft,ep,Rd(6) = 355,40 \\ & Ft,wb,Rd(6) = 1191,63 \\ & Bp,Rd = 933,73 \\ & Vwp,Rd/\beta - \sum 1^5 Fti,Rd = 1349,28 - 1349,28 \\ & Fc,wc,Rd - \sum 1^5 Ftj,Rd = 2078,23 - 1349,28 \\ & Fc,gwc,Rd - \sum 1^5 Ftj,Rd = 2081,50 - 1349,28 \\ & Fc,fb,Rd - \sum 1^5 Ftj,Rd = 2081,50 - 1349,28 \\ & Ft,fc,Rd(6+5) - \sum 5^5 Ftj,Rd = 813,31 - 185,16 \\ & Ft,wc,Rd(6+5) - \sum 5^5 Ftj,Rd = 1596,05 - 185,16 \\ & Ft,fc,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1219,97 - 474,43 \\ & Ft,tc,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1844,99 - 474,43 \\ & Ft,tc,Rd(6+5+4+3) - \sum 5^3 Ftj,Rd = 1626,62 - 754,46 \\ & Ft,tc,Rd(6+5+4+3) - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2023,28 - 991,61 \\ & Ft,wc,Rd(6+5+4+3+2) - \sum 5^2 Ftj,Rd = 2025,17 - 991,61 \\ & Ft,tc,Rd(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 Ftj,Rd = 2079,88 - 1349,28 \\ & Ft,wc,Rd(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 Ftj,Rd = 2079,88 - 1349,28 \\ & Ft,wc,Rd(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 Ftj,Rd = 2079,88 - 1349,28 \\ & Ft,ep,Rd(6+5) - \sum 5^5 Ftj,Rd = 1294,99 - 185,16 \\ & Ft,ep,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1882,75 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & Ft,wb,Rd(6+5+4) - \sum 5^4 $	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66 730,60 407,39 1109,83 408,32 1412,16	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column web - tension - group Column web - tension - group Front plate - tension - group Front plate - tension - group Beam web - tension - group Beam web - tension - group
$\begin{aligned} & \textbf{F}_{t6,Rd,comp} - \textbf{Formula} \\ & F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp}) \\ & F_{t,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ & F_{t,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ & F_{t,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ & F_{t,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ & B_{p,Rd} = 933,73 \\ & V_{wp,Rd}/\beta - \sum_{1} 5 F_{ti,Rd} = 1349,28 - 1349,28 \\ & F_{c,wc,Rd} - \sum_{1} 5 F_{ti,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ & F_{c,wc,Rd} - \sum_{1} 5 F_{tj,Rd} = 2078,23 - 1349,28 \\ & F_{c,fb,Rd} - \sum_{1} 5 F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ & F_{c,fb,Rd} - \sum_{1} 5 F_{tj,Rd} = 2081,50 - 1349,28 \\ & F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_{5} 5 F_{tj,Rd} = 813,31 - 185,16 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_{5} 5 F_{tj,Rd} = 1596,05 - 185,16 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5} 4 F_{tj,Rd} = 1219,97 - 474,43 \\ & F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_{5} 4 F_{tj,Rd} = 1844,99 - 474,43 \\ & F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{tj,Rd} = 1626,62 - 754,46 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{tj,Rd} = 1968,86 - 754,46 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5} 2 F_{tj,Rd} = 2023,28 - 991,61 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5} 1 F_{tj,Rd} = 2025,17 - 991,61 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5} 1 F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5} 1 F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5} 1 F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5} 1 F_{tj,Rd} = 2079,88 - 1349,28 \\ & F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5} 1 F_{tj,Rd} = 1294,99 - 185,16 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_{5} 5 F_{tj,Rd} = 1294,99 - 185,16 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_{5} 4 F_{tj,Rd} = 1886,59 - 474,43 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_{5} 4 F_{tj,Rd} = 1886,59 - 474,43 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{5} 3 F_{ti,Rd} = 1172,96 - 754,46 \\ & F_{t,wb$	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66 730,60 407,39 1109,83 408,32 1412,16 418,49	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Column web - tension - group Column web - tension - group Front plate - tension - group
$\begin{aligned} & \textbf{Ft6,Rd,comp - Formula} \\ & \textbf{Ft6,Rd} = Min (Ft6,Rd,comp) \\ & \textbf{Ft,fc,Rd(6)} = 406,66 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6)} = 1491,59 \\ & \textbf{Ft,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ & \textbf{Ft,ep,Rd(6)} = 355,40 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6)} = 1191,63 \\ & \textbf{Bp,Rd} = 933,73 \\ & \textbf{Vwp,Rd/\beta} - \sum 1^5 Fti,Rd = 1349,28 - 1349,28 \\ & \textbf{Fc,wc,Rd} - \sum 1^5 Ftj,Rd = 2078,23 - 1349,28 \\ & \textbf{Fc,wc,Rd} - \sum 1^5 Ftj,Rd = 2081,50 - 1349,28 \\ & \textbf{Fc,tb,Rd} - \sum 1^5 Ftj,Rd = 2081,50 - 1349,28 \\ & \textbf{Ft,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 Ftj,Rd = 813,31 - 185,16 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 Ftj,Rd = 1596,05 - 185,16 \\ & \textbf{Ft,tc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1219,97 - 474,43 \\ & \textbf{Ft,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1219,97 - 474,43 \\ & \textbf{Ft,tc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1626,62 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 1968,86 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 Ftj,Rd = 2033,28 - 991,61 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 Ftj,Rd = 2025,17 - 991,61 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 Ftj,Rd = 2079,88 - 1349,28 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 Ftj,Rd = 2079,88 - 1349,28 \\ & \textbf{Ft,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 Ftj,Rd = 592,55 - 185,16 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 Ftj,Rd = 1294,99 - 185,16 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & \textbf{Ft,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & \textbf{Ft,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^5 Ftj,Rd = 1294,99 - 185,16 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 Ftj,Rd = 1886,59 - 474,43 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 1172,96 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = 2478,20 - 754,46 \\ \\ & \textbf{Ft,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 Ftj,Rd = $	Ft6,Rd,comp 0,00 406,66 1491,59 355,40 1191,63 933,73 0,00 728,95 732,22 628,15 1410,89 745,54 1370,56 872,16 1214,39 1041,67 1033,56 1090,66 730,60 407,39 1109,83 408,32 1412,16 418,49 1723,74	Component Bolt row resistance Column flange - tension Column web - tension Front plate - tension Beam web - tension Bolts due to shear punching Web panel - shear Column web - compression Beam flange - compression Column flange - tension - group Column meb - tension - group Column flange - tension - group Front plate - tension - group Front plate - tension - group Beam web - tension - group Front plate - tension - group Front plate - tension - group Beam web - tension - group

Ft6,Rd,comp - Formula				Ft6,Rd,comp	Componer	nt		
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{5}^{2} F_{tj,Rd} = 2944,32 - 991,61$				1952 , 70	Beam web	- tension - gro	up	
Ft,ep,Rd(6 + 5 + 4 + 3	+ 2 + 1) - ∑5 ¹ Ftj,	Rd = 1767,77 -	1349,28	418,49	Front plate	- tension - gro	up	
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{5}^{-1} F_{tj,Rd} = 3794,02 - 1349,28$				2444,74	Beam web	- tension - gro	up	
SUMMARY TA	BLE OF FOR	CES						
Nr hj	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	$\mathbf{B}_{p,Rd}$	
1 852	357 , 66	406,66	1491 , 59	357 , 66	1212,46	406,66	933,73	
2 722	237,15	406,66	1493,32	355,40	1191 , 63	406,66	933,73	
3 592	280,03	406,66	1493,32	355,40	1191 , 63	406,66	933,73	
4 392	289,27	406,66	1493,32	355,40	1191 , 63	406,66	933,73	
5 262	185,16	406,66	1493,32	355,40	1191,63	406,66	933,73	
6 132	_	406,66	1491,59	355,40	1191,63	406,66	933,73	
CONNECTION	RESISTANCI	E FOR BENDI	NG M _{j,Rd}					
$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$	b							
$M_{j,Rd} = 803, 9$	91 [kN*m]	Connection re	sistance for b	pending			[6.2]	
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \le 1$	1,0		0,66 < 1	,00	verified		(0,66)	
VERIFICATIO	ON OF M+	N INTERAC	TION					
Mb1,Ed / Mj,Rd + M	$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq$	1	0.04.1	0.0			[6.2.5.1.(3)]	
Mb1,Ed / Mj,Rd + M	Nb1,Ed / Nj,Rd		0,84 < 1	,00	verified		(0,84)	
	STANCE							
A _w =	₂₃₅₇₄ [m	Area of all	welds				[4.5.3.2(2)	
A _{wy} =	₈₂₅₈ [m	Area of ho	rizontal weld	5			[4.5.3.2(2)	
A _{wz} =	15317 [m	Area of ve	rtical welds				[4.5.3.2(2)	
l _{wy} = 2	63486321 [m 7	im⁴ Moment of] axis	f inertia of the	e weld arrange	ment with resp	ect to the hor.	[4.5.3.2(5)]	
σ⊥max=τ⊥max =	96,47 [N	lPa]	ess in a weld				[4.5.3.2(5)]	
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	96,47 [N	lPa]	^a Stress in a vertical weld [4.5.3.2(5					
τ _{II} =	_{0,00} [N	IPa]]	tress				[4.5.3.2(5)]	
β w =	0,85	Correlation	n coefficient				[4.5.3.2(7)]	
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp n})]}$	$\max^2)] \le f_u/(\beta_w^*)$	(м2)	192,95 <	404,71	verified		(0,48)	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2)]}$	$[^2)] \leq f_u/(\beta_w^*\gamma_M)$	2)	192,95 <	404,71	verified		(0,48)	
σ⊥ ≤ 0.9*fu/γ _{M2}			96,47 <	309,60	verified		(0,31)	

CONNECTION STIFFNESS

Axial force in the beam exceeds 5% of the $N_{pl,Rd}$ strength. According to point 6.3.1.(4), connection stiffness cannot be calculated.

WEAKEST COMPONENT:

COLUMN WEB PANEL - SHEAR

Connection conforms to the code

Ratio 0,84

7.4 Σύνδεση Αποκατάσταση συνέχειας Υποστυλώματος

Πρόκειται για μία συνηθισμένη σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας καθ' ύψος του υποστυλώματος άνω των 10-12 μέτρων. Για τη σύνδεση αυτή μεταξύ των 2 υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες διαμέτρου M16 και κλάσης ποιότητας 10.9. Ο υπολογισμός της πλήρους αποκατάστασης είναι σχετικά απλός. Για ίδια ποιότητα χάλυβα διατομής και λεπίδων πρέπει το εμβαδόν των λεπίδων να καλύπτει το εμβαδόν των αντίστοιχα συνδεόμενων τμημάτων (πέλματα, κορμός). Τα μέσα σύνδεσης, κοχλίες, συγκολλήσεις, πρέπει να είναι τόσα σε αριθμό και διάταξη, ώστε να μπορούν να παραλάβούν τα πλήρη πλαστικά μεγέθη αντοχής της διατομής.



Σχήμα 7.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος.



Σχήμα 7.6 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος.



GENERAL

Connection no.: 5 Connection name: Beam Splice

RIGHT BEAM

Section:	U	C 305x	305x118
h _{b1} =	315	[mm]	Height of beam section
b _{fb1} =	307	[mm]	Width of beam section
t _{wb1} =	12	[mm]	Thickness of the web of beam section
t _{fb1} =	19	[mm]	Thickness of the flange of beam section
r _{b1} =	15	[mm]	Radius of beam section fillet
A _{b1} =	15000	[mm ²]	Cross-sectional area of a beam
lyb1 = 276	5700000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S 35	5	
f _{yb1} =	355,	00 [MP	a] Resistance
f _{ub1} =	470,	00 [MP	a]

LEFT BEAM

Section:			UC 305x305x118
h _{b2} =	315	[mm]	Height of beam section
b _{fb2} =	307	[mm]	Width of beam section
t _{wb2} =	12	[mm]	Thickness of the web of beam section
t _{fb2} =	19	[mm]	Thickness of the flange of beam section
r _{b2} =	15	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_{b2} =$	15000	[mm²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{yb2} =$	276700000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S 355		
f _{yb2} =	355,00 [M	Pa] Re	esistance
$f_{ub2} =$	470,00 [M	Pa]	

SPLICE PLATE

Type:	bilateral		
I _{pw} =	75	0 [mm]	Plate length
h _{pw} =	24	5 [mm]	Plate height
t _{pw} =	1:	2 [mm]	Plate thickness
Materia	l: \$355		
f _{ypw} =	355,00	[MPa]	Design resistance
f _{upw} =	490,00	[MPa]	Tensile resistance

UPPER EXTERNAL PLATE

750	[mr	n] P	late length
200	[mr	n] P	late height
12	[mr	n] P	late thickness
S2	75		
275	,00	[MPa]	Design resistance
430	,00	[MPa]	Tensile resistance
	750 200 12 275 430	750 [mr 200 [mr 12 [mr s275 275,00 430,00	750 [mm] P 200 [mm] P 12 [mm] P s275 275,00 [MPa] 430,00 [MPa]

LOWER EXTERNAL PLATE

I _{pe} =	750	[mm	n] Pla	ate length
h _{pe} =	200	[mm	n] Pla	ate height
t _{pe} =	12	[mm	n] Pla	ate thickness
Material:	S27	75		
f _{ype} =	275,	00	[MPa]	Design resistance
f _{upe} =	430,	00	[MPa]	Tensile resistance

RIGHT SIDE

BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt. Connection category A

Class =	10.9		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter
As =	157	[mm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	201	[mm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	5		Number of bolt columns
n _v =	4		Number of bolt rows
e1 =	40	[mm]	Level of first bolt
p2 =	60	[mm]	Horizontal spacing
p1 =	55	[mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

The shear plane passes through the $\ensuremath{\mathsf{UNTHREADED}}$ portion of the bolt.

			5 I
Connec	tion categor	у А	
Class =	10.9		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter
As =	157	[mm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	201	[mm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	1		Number of bolt columns
n _v =	5		Number of bolt rows
e ₁ =	60	[mm]	Level of first bolt
p1 =	60	[mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM BOTTOM FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt. Connection category A

00111000	Connocion category /				
Class =	10.9		Bolt class		
d =	16	[mm]	Bolt diameter		
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter		
As =	157	[mm ²]	Effective section area of a bolt		
$A_v =$	201	[mm ²]	Area of bolt section		
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt		
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Bolt tensile resistance		
n _h =	1		Number of bolt columns		
n _v =	5		Number of bolt rows		
e ₁ =	60	[mm]	Level of first bolt		

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt. $p_1 = 60$ [mm] Vertical spacing

LEFT SIDE

BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt. Connection category A

Class =	10.9		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
A _s =	157	[mm²]	Effective section area of a bolt
A _v =	201	[mm²]	Area of bolt section
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	5		Number of bolt columns
n _v =	4		Number of bolt rows
e1 =	40	[mm]	Level of first bolt
p2 =	60	[mm]	Horizontal spacing
p ₁ =	55	[mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt. Connection category A

Class =	10.9		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
As =	157	[mm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	201	[mm²]	Area of bolt section
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Bolt tensile resistance
Nh =	1		Number of bolt columns
n _v =	5		Number of bolt rows
e1 =	60	[mm]	Level of first bolt
p1 =	60	[mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM BOTTOM FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt. Connection category A

Class =	10.9		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
As =	157	[mm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	201	[mm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	1		Number of bolt columns
n _v =	5		Number of bolt rows
e1 =	60	[mm]	Level of first bolt
p1 =	60	[mm]	Vertical spacing

MATERIAL FACTORS

γмо =	1,00	Partial safety factor	[2.2]
γм2 =	1,25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Case: Manual calculations.

ULTIMATE LIMIT STATE

N _{Ed1} =	1335,00	[kN]	Axial force
$V_{z,Ed1} =$	81,00	[kN]	Shear force
$M_{y,Ed1} =$	8,00	[kN*m]	Bending moment
$N_{Ed2} =$	1335,00	[kN]	Axial force
$V_{z,Ed2} =$	81,00	[kN]	Shear force
$M_{y,Ed2} =$	8,00	[kN*m]	Bending moment

RESULTS

Results for one side of connection (geometry and loads are symmetrical) Axial force

Plate	A _i [mm2]	EQUIVALENT FORCES Ni [kN]	EQUIVALENT FORCES Ni(My,Ed) [kN]	Resultant force N _{Ed,i} [kN]
	A _{pw} = 5880	735,00	-	N _{Ed,pw} = 735,00
	A _{pfue} = 2400	300,00	19,92	N _{Ed,pfue} = 319,92
	A _{pfle} = 2400	300,00	-19,92	N _{Ed,pfle} = 280,08

 $N_i = (N_{Ed} * A_i)/(2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$

$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$

Shear force Z

Plate	A _i [mm2]	V _{zEd,i} [kN]
	A _{z,pw} = 5880	V _{z,Ed,pw} = 81,00

Bending moment Y

Plate	l _{y,i} [mm4]	EQUIVALENT FORCES M _{y,i} [kN*m]	Resultant force M _{y,Ed,i} [kN*m]
	I _{y,pw} = 29412250	1,49	M _{y,Ed,pw} = 1,49
	I _{y,pfue} = 63990150	3,25	-
	I _{y,pfle} = 63990150	3,25	-

 $M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$

BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 193,02$ [kN]	ded 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 v	verified
$\alpha_{\rm bx} = 0, 86$	Coefficient for calculation of Fb,Rd	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), p ₂ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	0,86 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1x} = 155, 41$	[kN] Bearing resistance of a single	e bolt $F_{b,Rd1x}=k_{1x}^*\alpha_{bx}^*f_u^*d^*\sum_i/\gamma_{M2}$
Direction z		
k _{1z} = 2,50	Coefficient for calculation of Fb,Rd	k _{1z} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	verified

$\alpha_{\rm bz} = 0,77$	Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	α _{bz} =min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	0,77 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1z} = 138, 7$	[kN] Bearing resistance of a single	bolt $F_{b,Rd1z}=k_{1z}^{*}\alpha_{bz}^{*}f_{u}^{*}d^{*}\Sigma_{ti}^{t}/\gamma_{M2}$
Bolt bearing on	the plate	
Direction x		
k _{1x} = 2,50	Coefficient for calculation of Fb,	Rd k1x=min[2.8*(e1/d0)-1.7, 1.4*(p1/d0)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{\rm bx} = 0, 86$	Coefficient for calculation of Fb,Rd	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), p ₂ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	0,86 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2x} = 324,05$	[kN] Bearing resistance of a single b	olt $F_{b,Rd2x}=k_{1x}^*\alpha_{bx}^*f_u^*d^*\sum_{i/\gamma_{M2}}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient for calculation of Fb,Rd	k _{1z} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bz} = 0, 74$	Coefficient for calculation of Fb,Rd	α _{bz} =min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	0,74 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2z} = 278, 7$	[kN] Bearing resistance of a single	bolt $F_{b,Rd2z}=k_{1z}^{*}\alpha_{bz}^{*}f_{u}^{*}d^{*}\Sigma t_{i}/\gamma_{M2}$

ULTIMATE LIMIT STATE

Bolt shear

e ₀ =	190	[mm]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{2b} + 0.5^*(s_1 + (c - 1)^*p_2)$
My =	16,8 8	[kN* m]	Real bending moment	$\begin{array}{c} M_y = M_{y, \text{Ed}, pw} + V_{z, \text{Ed}, pw} ^* \\ e_0 \end{array}$
F _{x,N}	36,7 5	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
F _{z,Vz}	4,05	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force Vz on the z direction	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} /n_b$
F _{x,My}	6 , 34	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment \ensuremath{My} on the x direction	$F_{x,My}= M_y ^*z_i/\sum_{i}(x_i^2+z_i)^2$
F _{z,My}	9,23	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment \ensuremath{My} on the z direction	$F_{z,My} = M_y ^* x_i / \sum_{i} (x_i^2 + z_i^2)^{2}$
F _{x,Ed}	43,0 9	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed}=F_{x,N}+F_{x,My}$
F _{z,Ed}	13,2 8	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} =$	45,0 9	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F _{Rd,x}	155, 41	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	F _{Rdx} =min(F _{bRd1,x} , F _{bRd2,x})
F _{Rd,z}	138, 70	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	F _{Rdz} =min(F _{bRd1,z} , F _{bRd2,z})
F _{x,Ed}	≤ F _{Rd,x}		43,09 < 155,41 veri- fied	(0,28)
F _{z,Ed}	≤ F _{Rd,z}		13,28 < 138,70 veri- fied	(0,10)
F _{Ed} ≤ F	v,Rd		45,09 < 193,02 veri- fied	(0,23)

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} =$	96,51	[kN] \$	Shear resistance of the shank of	a single bolt	F _{v,Rd} = 0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
Bolt bea	ring on th	ne beam fla	inge		
Direction	х				
k _{1x} =	2,50	Coe	efficient for calculation of Fb,Rd		k _{1x} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified	

	0 0 0	0-	officient for coloulation of E		
$\alpha_{bx} =$	0,86	Co	efficient for calculation of Fb,Rd		α_{bx} =min[e1/(3 ^a d ₀), p1/(3 ^a d ₀)-0.25, fub/fu, 1]
α _{bx} > 0.0			0,86 > 0,00	verified	
F _{b,Rd1x} =	242,19	[kN]	Bearing resistance of a single l	oolt	F _{b,Rd1x} =k1x*α _{bx} *fu*d*∑ti/γ _{M2}
Direction	у				
k _{1y} =	2,50		Coefficient for calculation of Fb,Rd	k	$y = min[2.8^{(e_1/d_0)}-1.7, 1.4^{(p_1/d_0)}-1.7, 2.5]$
k _{1y} > 0.0			2,50 > 0,00	ver	ified
$\alpha_{by} =$	1,00		Coefficient for calculation of F _{b,Rd}		α _{by} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
$\alpha_{by} > 0.0$			1,00 > 0,00	ve	rified
$F_{b,Rd1y} = 3$	281,25	[kN]	Bearing resistance of a single bo	lt	F _{b,Rd1y} =k _{1y} *α _{by} *f _u *d*∑ti/γ _{M2}
Bolt bea	ring on th	ne plate			
Direction	х				
k _{1x} =	2,50		Coefficient for calculation of Fb,Rd		k _{1x} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0			2,50 > 0,00	veri	fied
$\alpha_{bx} =$	0,86	Co	efficient for calculation of Fb,Rd		α _{bx} =min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0			0,86 > 0,00	verified	
$F_{b,Rd2x} =$	142,19	[kN]	Bearing resistance of a single I	oolt	F _{b,Rd2x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*∑t _i /γ _{M2}
Direction	У				
k _{1y} =	2,50		Coefficient for calculation of Fb,Rd	ł	k _{1y} =min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
$k_{1y} > 0.0$			2,50 > 0,00	ver	ified
$\alpha_{by} =$	0,56		Coefficient for calculation of F _{b,Rd}		α _{by} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{by} > 0.0			0,56 > 0,00	vei	rified
F _{b,Rd2y} =	91,73	[kN]	Bearing resistance of a single bol	t	F _{b,Rd2y} =k _{1y} *α _{by} *f _u *d*∑t _i /γ _{M2}

ULTIMATE LIMIT STATE

Bolt shear

F _{Ed} =	32,07	[kN]	Shear force in a bolt		F _{Ed} =N _{Ed,pfue} /n _b
βLf =	1,00		Reduction factor for long connections	β _{Lf} = max(0.7	75, min(1; 1-(L-15*d)/(200*d)))
F _{Rd} =	96,51	[kN]	Effective design capacity of a bolt		$F_{Rd} = min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq \beta$	BLf* F Rd		32,07 < 96,51	verified	(0,33)

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM BOTTOM FLANGE

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} =$	96 , 51	[kN]	Shear resistance of the shar	nk of a single bol	t $F_{v,Rd} = 0.6^{*} f_{ub}^{*} A_{v}^{*} m / \gamma_{M2}$
Bolt be	aring on th	e beam	n flange		
Directio	n x				
k _{1x} =	2,50		Coefficient for calculation of	F _{b,Rd}	k _{1x} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
$k_{1x} > 0.0$	C		2,50 > 0,00	verified	
α _{bx} =	0,86	Co	efficient for calculation of F _{b,Rd}	α	bx=min[e1/(3*d0), p1/(3*d0)-0.25, fub/fu, 1]
$\alpha_{bx} > 0.$	0		0,86 > 0,00	verified	1
F _{b,Rd1x} =	=242,19	[kN]	Bearing resistance of a single	bolt	F _{b,Rd1x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*Σt _i /γ _{M2}
Directio	n y				
k _{1y} =	2,50	Coe	fficient for calculation of F _{b,Rd}	k _{1y} =	min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
$k_{1y} > 0.0$	C		2,50 > 0,00	verified	
$\alpha_{by} =$	1,00		Coefficient for calculation of Fb,	Rd	$\alpha_{by}=min[e_2/(3^*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.$	0		1,00 > 0,00	verified	
F _{b,Rd1y} =	= 281,25	[kN]	Bearing resistance of a sing	e bolt	F _{b,Rd1y} =k _{1y} *α _{by} *f _u *d*∑t _i /γ _{M2}
Bolt be	aring on th	e plate			
Directio	n x				
k _{1x} =	2,50		Coefficient for calculation of	F _{b,Rd}	k _{1x} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
$k_{1x} > 0.0$	C		2,50 > 0,00	verified	
α _{bx} =	0,86	Co	efficient for calculation of Fb,Rd	α	bx=min[e1/(3*d0), p1/(3*d0)-0.25, fub/fu, 1]
$\alpha_{bx} > 0.$	0		0,86 > 0,00	verified	1
F _{b,Rd2x} =	1 42,19	[kN]	Bearing resistance of a single	bolt	F _{b,Rd2x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*∑t _i /γ _{M2}

Direction y

	,					
k _{1y} =	2,50	Coefficient for ca	culation of F _{b,Rd}		k _{1y} =min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁	/d ₀)-1.7, 2.5]
$k_{1y} > 0.0$)	2,50) > 0,00	verified		
$\alpha_{by} =$	0,56	Coefficient for	r calculation of Fb	o,Rd	α _{by} =min[e ₂ /(3	*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
$\alpha_{by} > 0.0$	0		0,56 > 0,00		verified	
F _{b,Rd2y} =	91,73	[kN] Bearing res	sistance of a sing	le bolt	F _{b,Rd2y} =k _{1y} *at	_{by} *fu*d*∑ti/γ _{M2}

ULTIMATE LIMIT STATE

Bolt shear				
$F_{Ed} = 27,93$	[kN]	Shear force in a bolt		F _{Ed} =N _{Ed,pfle} /n _b
$\beta_{Lf} = 1,00$		Reduction factor for long connections		$\beta_{Lf} = max(0.75, min(1; 1-(L-15*d)/(200*d)))$
$F_{Rd} = 96, 51$	[kN]	Effective design capacity of a bolt		$F_{Rd} = min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \le \beta_{Lf} F_{Rd}$		27,93 < 96,51 v	verified	(0,29)

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING - [3.10]

BEAM

Nr	Model	Anv [mm2]	Ant [mm2]	V₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V0//Veff,Rd	Status
1	L I	2121	2688	81,00 (*1)	940,06 (*)	0,09	verified
2	 ++	2688	8107	735,00 (*2)	3599,02 (**)	0,20	verified
3	-	2688	8107	735,00 (*2)	3599,02 (**)	0,20	verified
4	# -+	5376	1332	735,00 (*2)	1602,69 (**)	0,46	verified
5		4095	1397	320,68 (*3)	2729,20 (***)	0,12	verified
6		4095	1397	279,32 (*4)	2729,20 (***)	0,10	verified

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*3) $V_0 = N_{fuEd}$

(*4) $V_0 = N_{flEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5^* f_u^* A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})^* f_y^* A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

(***) $V_{effRd} = 2^{*}[f_u^{*}A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})^{*}f_y^{*}A_{nv}/\gamma_{M0}]$

SPLICE PLATE

Nr	Model	A _{nv} [mm2]	A _{nt} [mm2]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V0/Veff,Rd	Status
1	ļ	1704	2688	40,50 (*1)	876,10 (*)	0,05	verified
2	- 1	2688	1704	367,50 (*2)	1218,90 (**)	0,30	verified
3	∐ →	2688	1704	367,50 (*2)	1218,90 (**)	0,30	verified
4	Ⅲ →	5376	1332	367,50 (*2)	1624,01 (**)	0,23	verified

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5^* f_u^* A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})^* f_y^* A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

UPPER EXTERNAL PLATE

Nr	Model	Anv [mm2]	Ant [mm2]	V₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V0//Veff,Rd	Status
1	1	2748	1716	319,92 (*1)	1026,61 (**)	0,31	verified
2	- 1	5496	1464	319,92 (*1)	1376,22 (**)	0,23	verified

(*1) $V_0 = N_{fueEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

LOWER EXTERNAL PLATE

Nr	Model	Anv [mm2]	Ant [mm2]	V₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V0/Veff,Rd	Status
1	- 1	2748	1716	280,08 (*1)	1026,61 (**)	0,27	verified
2	1	5496	1464	280,08 (*1)	1376,22 (**)	0,20	verified

(*1) $V_0 = N_{fleEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION OF SECTIONS WEAKENED BY OPENINGS - [5.4]

BEAM

$A_t =$	5848	[mm ²]	Area of tension zone of the gross section		
A _{t,net} =	4310	[mm ²]	Net area of the section in tension		
0.9*(A _{t,ne}	$_{\rm et}/A_t) \ge (f_y^* \gamma_N)$	м2)/(f u*γм	0,66 < 0,94		
VV =	1759618	[mm ³]	Elastic section modulus		
Wnet =	1759618	[mm ³]	Elastic section modulus		
Mc,Rdnet =	624,66	[kN*m]	Design resistance of the section for bendir	ng	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_0$	c,Rdnet		8,00 < 624,66	verified	(0,01)
A _v =	3774	[mm ²]	Effective section area for shear		$A_v = h_p * t_p$
A _{v,net} =	2910	[mm ²]	Net area of a section effective for shear		A _{vnet} =A _v -n _v *d ₀ *t _p
$V_{pl,Rd} =$	773 , 52	[kN]	Design plastic resistance for shear		V _{pl,Rd} =(A _v *f _{yp})/(√3*γ _{M0})
$ V_0 \leq V_{pl}$,Rd		81,00 < 773,52	verified	(0,10)

SPLICE PLATE

At = At not =	2940 2076	[mm ²]	Area of tension zone of the gros	s section	
0.9*(A _{t,n}	$ et/A_t) \ge (f_y^* \gamma)$	м2)/(fu*γмо)	0,64 < 0,91		
W = Wnet =	120050 93190	[mm ³] [mm ³]	Elastic section modulus Elastic section modulus		
Mc,Rdnet :	= 33,08	[kN*m]	Design resistance of the section for	r bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq N$	c,Rdnet		8,44 < 33,08	verified	(0,26)
A _v =	2940	[mm ²]	Effective section area for shear		$A_v = h_p * t_p$
A _{v,net} =	2076	[mm²]	Net area of a section effective for s	hear	A _{vnet} =A _v -n _v *d ₀ *t _p
$V_{pl,Rd} =$	425,50	[kN] De	esign plastic resistance for shear		$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} f_{yp})/(\sqrt{3} \gamma_{M0})$
$ V_0 \le V_{\mu}$	ol,Rd		40,50 < 425,50	verified	(0,10)

UPPER EXTERNAL PLATE

A =	2400	[mm ²]	Area of tension zone of the gross section	A=h _{pi} *t _{pi}
A _{net} =	1968	[mm ²]	Net cross-sectional area	A _{net} =A-n _v *d ₀ *t _{pi}
$N_{\text{pl,Rd}} = 6$	560,00	[kN]	Design plastic resistance of the gross section	N _{pl,Rd} =A*f _y /γ _{M0}
$N_{u,Rd} = 6$	509 , 29	[kN]	Design ultimate resistance to normal force of the net section	N _{u,Rd} =0.9*A _{net} *f _u /γ _{M2}
$F_{Ed} = 3$	319 , 92	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$

$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	319,92 < 609,29	verified	(0,53)
F _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}	319,92 < 660,00	verified	(0,48)

LOWER EXTERNAL PLATE

A =	2400 [mm ²	²] Area of tension zone of the gross section	A=h _{pi} *t _{pi}				
A _{net} =	1968 [mm ²]Net cross-sectional area	Anet=A-nv*do*tpi				
$N_{pl,Rd} = 66$	$N_{pl,Rd} = 660, 00$ [kN] Design plastic resistance of the gross section $N_{pl,Rd} = A^* f_y / \gamma_{M'}$						
$N_{u,Rd} = 60$	9,29 [kN]	Design ultimate resistance to normal force of the net section	N _{u,Rd} =0.9*A _{net} *f _u /γ _{M2}				
$F_{Ed} = 28$	30,08 [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfli}$				
$ F_{Ed} \leq N_{u}$	Rd	280,08 < 609,29 verifie	d (0,46)				
$ F_{Ed} \le N_{pl}$,Rd	280,08 < 660,00 verifie	d (0,42)				

Connection conforms to the code Ratio 0, 53

7.5 Σύνδεση Βάσης Υποστυλώματος

Πρόκειται για σύνδεση ροπής, η οποία μεταφέρει τα ισχυρά εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων στη θεμελίωση. Υλοποιήθηκε με μία συγκολλημμένη πλάκα στη βάση του υποστυλώματος. Για το υποστύλωμα χρησιμοποιήθηκαν 2 σειρές με 2 αγκύρια διαμέτρου M20 και κλάσης ποιότητος 10.9.



Σχήμα 7.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης βάσης υποστυλώματος





Σχήμα 7.8: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης βάσης υποστυλώματος



GENERAL

Connection no.: 7 Connection name: Fixed column base

GEOMETRY

COLUMN

Section:			UC 305x305x198
L _c =	5,00	[m]	Column length
α =	0,0	[Deg]	Inclination angle
h _c =	340	[mm]	Height of column section
b _{fc} =	315	[mm]	Width of column section
t _{wc} =	19	[mm]	Thickness of the web of column section
t _{fc} =	31	[mm]	Thickness of the flange of column section
r _c =	15	[mm]	Radius of column section fillet
A _c =	25200	[mm²]	Cross-sectional area of a column
l _{yc} =	509000000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the column section
Material:	S355		
f _{yc} =	355,00 [M	Pa] Re	esistance
f _{uc} =	490,00 [M	Pa] Yie	eld strength of a material

COLUMN BASE

I _{pd} =	440	[mm]	Le	ngth
b _{pd} =	440	[mm]	Wi	dth
t _{pd} =	30	[mm]	Th	ickness
Material:	S35	5		
f _{ypd} =	355 , ()0 [N	lPa]	Resistance
f _{upd} =	490,0)0 [N	lPa]	Yield strength of a material

ANCHORAGE

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

Class =	10.9		A	Anchor class
f _{yb} =	900,00	[MPa]	١	field strength of the anchor material
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Т	Fensile strength of the anchor material
d =	20	[mm]	E	Bolt diameter
As =	245	[mm ²]	E	Effective section area of a bolt
A _v =	314	[mm ²]	P	Area of bolt section
nн =	2		١	Number of bolt columns
n _v =	2		١	Number of bolt rows
Horizont	al spacing e	ні = 1	20	[mm]
Vertical	spacing evi =	= 1	80	[mm]

Anchor dimensions

L1 =	60	[mm]	
L ₂ =	500	[mm]	
L3 =	80	[mm]	
Anchor p	olate		
Ip =	100	[mm]	Length
b _p =	100	[mm]	Width
t _p =	10	[mm]	Thickness
Material:	S355		
fy =	355,00	[MPa]	Resistance
Washer			
I _{wd} =	60	[mm]	Length
b _{wd} =	60	[mm]	Width
t _{wd} =	15	[mm]	Thickness

MATERIAL FACTORS

γмо =	1,00	Partial safety factor
γм2 =	1,25	Partial safety factor
γc =	1,50	Partial safety factor

SPREAD FOOTING

L =	1000	[mm]	Spread footing length
B =	1000	[mm]	Spread footing width
H =	900	[mm]	Spread footing height

Concrete

Class	C45/55	

f _{ck} =	45,00	[MPa]	Characteristic resistance	for compression
-------------------	-------	-------	---------------------------	-----------------

Grout layer

t _g =	30	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
f _{ck,g} =	12,00	[MPa]	Characteristic resistance for compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coeff. of friction between the base plate and concrete

<u>Welds</u>

 $a_p = 8$ [mm] Footing plate of the column base

LOADS

Case:		Manu	al calculations.
Nj,Ed =	-2491,00	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	1,39	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} =$	44,09	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y} =$	50,39	[kN*m]	Bending moment
$M_{j,\text{Ed},z} =$	1,74	[kN*m]	Bending moment

RESULTS

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF	- CONC	RETE	
f _{cd} = 30,00 [MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f _j = 45,45 [MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \ \sqrt{(f_{yp}/(3^*f_j^*\gamma_{M0}))}$			
c = 48 [mr	n] Addi	itional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
b _{eff} = 128 [mr	n] Effe	ctive width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
leff = 411 [mr	n] Effe	ctive length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 52734$ [mm	n ²] Area	a of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 384627$ [mm	n²] Max	imum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rdu} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c1})}$	$A_{c0}) \leq 3^*$	A _{c0} *f _{cd}	
$F_{rdu} = 4272, 53$	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β _j = 0,67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j^* F_{rdu} / (b_{eff}^* I_{eff})$			
f _{jd} = 54,01	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
Ac,n = 126364	[mm ²]	Bearing area for compression	[6.2.8.2.(1)]
Ac,y = 52734	[mm ²]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
A _{c,z} = 52734	[mm ²]	Bearing area for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{C,i} {}^{*} f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 6825, 45$	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 2848,35$	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 2848, 35$	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
COLUMN FLANGE	AND W	/EB IN COMPRESSION	
CL = 1,00		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 3440000$	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 1221, 20$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
h _{f,y} = 309	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$	у		
$F_{c,fc,Rd,y} = 3958, 51$	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 1581000$	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 561, 25$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
h _{f,z} = 206	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$	Z		
$F_{c,fc,Rd,z} = 2729, 12$	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
RESISTANCES OF	SPREA	AD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE	
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 6825, 45$ [k	N] Re	sistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = min(F_{c,Rd,y},F_{c,Rd,y})$	c,fc,Rd,y)		<u> </u>
$F_{C,Rd,y} = 2848, 35$	[kN] R€	esistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = min(F_{c,Rd,z},F)$	c,fc,Rd,z)		

 $F_{C,Rd,z}$ = 2729, 12 $\ [kN]$ Resistance of spread footing in the compression zone

CONNECTION CAPACITY CHECK

Nj,Ed / Nj,F	_{Rd} ≤ 1,0 (6.	.24)	0,36 < 1,00	verified	(0,36)
ey =	20	[mm]	Axial force eccentricity		[6.2.8.3]
Zc,y =	154	[mm]	Lever arm F _{C,Rd,y}		[6.2.8.1.(2)]
Zt,y =	60	[mm]	Lever arm F _{T,Rd,y}		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	101,88	[kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
Mj,Ed,y / N	I _{j,Rd,y} ≤ 1,0	(6.23)	0,49 < 1,00	verified	(0,49)
e _z =	1	[mm]	Axial force eccentricity		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	103	[mm]	Lever arm F _{C,Rd,z}		[6.2.8.1.(2)]
Z _{t,z} =	90	[mm]	Lever arm F _{T,Rd,z}		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	3,79	[kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
Mj,Ed,z / N	/l _{j,Rd,z} ≤ 1,0	(6.23)	0,46 < 1,00	verified	(0,46)
Mj,Ed,y / N	Mj,Rd,y + Mj,E	_{Ed,z} / Mj,Rd,	z≤1,0 0,95 < 1,00	verified	(0,95)

<u>Shear</u>

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

$\alpha_{d,y} = 1, 97$	= 1, 97 Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear					
$\alpha_{b,y} = 1$,00	Coeff. for	resistance calculation F _{1,vb,Rd}	[Table 3.4]			
$k_{1,y} = 2,50$	Coeff. taki	ing account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shea	r [Table 3.4]			
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}^* \alpha_{b,y}$	/*f _{up} *d*t _p / γ	M2				
$F_{1,vb,Rd,y} = 588,00$) [kN] R	esistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]			
Shear force V _{j,Ed}	,z					
$\alpha_{d,z} = 2, 42$	Coeff. taki	ing account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]			
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coeff. for	resistance calculation F _{1,vb,Rd}	[Table 3.4]			
$k_{1,z} = 2,50$	Coeff. taki	ing account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shea	r [Table 3.4]			
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}^* \alpha_{b,z}$	z*f _{up} *d*t _p / γ	M2				
$F_{1,vb,Rd,z} = 588,00$	[kN] R	esistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]			
SHEAR OF AN A	NCHOR B	OLT				
$\alpha_{\rm b} = 0, 23$	ō	Coeff. for resistance calculation F _{2,vb,Rd}	[6.2.2.(7)]			
Avb = 314	4 [mm ²]	Area of bolt section	[6.2.2.(7)]			
$f_{ub} = 1000, 00$	[MPa]	Tensile strength of the anchor material	[6.2.2.(7)]			
γm2 = 1,2	5	Partial safety factor	[6.2.2.(7)]			
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_v$	/b/γм2					
$F_{2,vb,Rd} = 62,33$	[kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm	[6.2.2.(7)]			
$\alpha_{\rm M} = 2,00$	Facto	or related to the fastening of an anchor in the foundation	CEB [9.3.2.2]			
M _{Rk,s} = 1,06 [kN	N*m] Char	acteristic bending resistance of an anchor	CEB [9.3.2.2]			
l _{sm} = 55 [n	nm] Leve	r arm length	CEB [9.3.2.2]			
γMs = 1,20	Partia	al safety factor	CEB [3.2.3.2]			
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,sm}$	s/(I _{sm} *γ _{Ms})					
$F_{v,Rd,sm} = 32, 13$	3 [kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm	CEB [9.3.1]			
CONCRETE PRY	-OUT FAII	LURE				
$N_{Rk,c} = 280, 29$	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.4]			
k ₃ = 2,00		Factor related to the anchor length	CEB [9.3.3]			
γ _{Mc} = 2,16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]			
$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$						
$F_{v,Rd,cp} = 259,53$	[kN]	Concrete resistance for pry-out failure	CEB [9.3.1]			
CONCRETE EDG	SE FAILUR	E				
Shear force V _{j,Ed}	,у					
$V_{Rk,c,y}$ 900, [k 0 = 42 N]	Characteris	tic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]			
ΨA,V,y 0,72	actor relat	ed to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]			

Shear	force V _{j,E}	d,y				
V _{Rk,c,y} ⁰ =	900, [k 42 N]	Characteris	stic resistance o	f an anchor		CEE [9.3.4.(a)]
Ψh,V,y =	1,00	Factor rela	ted to the found	ation thickness		CEB [9.3.4.(c)]
ψs,V,y =	0,91	Factor relation	ted to the influe	nce of edges para	allel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
ψec,∨,y =	1,00	Factor takin dividual an	ng account a gro chors in a group	oup effect when d	ifferent shear loads are acting on	the in- CEE [9.3.4.(e)]
ψα,V,y =	1,00	Factor rela	ted to the angle	at which the shea	ar load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
Ψucr,V,y =	1,00	Factor rela	ted to the type o	of edge reinforcen	nent used	CEE [9.3.4.(g)]
үмс =	2,16	Partial safe	ty factor			CEE [3.2.3.1]
F _{v,Rd,c,y}	$= V_{Rk,c,y}^{0}$	*ΨA,V,y [*] Ψh,V,y	*Ψs,V,y*Ψec,V,y*Ψα	,v,y [*] Ψucr,v,y/γMc		
F _{v,Rd,c,y}	= 272,7	8 [kN]	Concrete resis	stance for edge fa	ilure	CEB [9.3.1]
Shear	force V _{j,E}	d,z				
V _{Rk,c,z}	1001, [Character	istia registance	of an anabar		CEE
⁰ =	03 N					[9.3.4.(a)]
ΨA,V,z	0,62	Factor rela	ated to anchor s	pacing and edge	distance	CEE
=				p		[9.3.4
ψ h,V,z	1,00	Factor rela	ated to the found	dation thickness		CEE [0 2 4 (a)]
=						[9.3.4.(C)
Ψs,V,z –	0,89	Factor rela	ated to the influe	ence of edges par	allel to the shear load direction	[9.3.4 (d)]
		Factor tak	ing account a g	roup effect when (different shear loads are acting o	n the CEP
φec, v,z =	1,00	individual	anchors in a gro	oup		[9.3.4.(e)]
Ψα.V.z	1 0 0	Eo oton volu			er lead is explicit	CEB
=	1,00	Factor rela	ated to the angle	e at which the she	ar load is applied	[9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$	1.00	Factor rela	ated to the type	of edge reinforce	mentused	CEB
=	1,00			or cage remotee		[9.3.4.(g)]
γ _{Mc} =	2,16	Partial saf	ety factor			CEE
	N 0	* *	* * *	* /		[3.2.3.1
Fv,Rd,c,z	2 = VRk,c,z ⁰	"ΨΑ,V,z"Ψh,V,z ο ΓιζΝΙ	^w ψs,V,z ^w ψec,V,z ^w ψα	,V,z"Ψucr,V,z/γMc	iluro	
	r = 200, 1		Concrete resis	stance for edge la	liure	CED [9.3.1
SPLII		SISTANCE	off of friction ha	twoon the base of	ate and concrete	
	2491 00		moressive force	tween the base pi		[0.2.2.(0)]
	C44*Na F4		inpressive iorce			[0.2.2.(0)]
$F_{f,Rd} =$	747,3	0 [kN]	Slip resistance	2		[6,2,2,(6)]
SHEA		[]		-		[(-).
Virdy =	= n _b *min(F	1 vb Rdy, F2 v	h Rd. Fy Rd sm. Fy F	adon, Fyradov) + Ff	24	
ViRdv =	= 875,8	2 [kN]	Connection re	sistance for shea	r	CEB [9.3.1
V _{j,Ed,y} /	$V_{j,Rd,v} \leq 1$,0		0,00 < 1,00	verified	(0,00)
V _{i,Rd.z} =	= n _b *min(F	1,vb,Rd.z, F2.v	b,Rd, Fv,Rd.sm, Fv.F	$R_{d,cp}$, $F_{v,Rd,c,z}$) + $F_{f,F}$	Rd	
V _{j,Rd,z} =	= 875,8	2 [kN]	Connection re	sistance for shea	r	CEB [9.3.1]
V _{j,Ed,z} /	$V_{j,Rd,z} \leq 1$,0		0,05 < 1,00	verified	(0,05)
V _{i.Ed.v} /	V _{i.Rd.v} + V	, Ed.z / Vi.Rd.z	≤ 1,0	0,05 < 1,00	verified	(0,05)

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

σ⊥ =	119,33	[MPa]	Normal stress in a weld		[4.5.3.(7)]
τ_{\perp} =	119,33	[MPa]	Perpendicular tangent stress		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,14	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
τ _{zII} =	9,94	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
βw =	0,90		Resistance-dependent coefficient		[4.5.3.(7)]
σ_{\perp} / (0.9)*f _u /γ _{M2})) ≤ 1.0) (4.1)	0,34 < 1,00	verified	(0,34)
√(σ _⊥ ² + 3	3.0 (τ _{yll} ² + τ⊥ ²	²)) / (fu/(βv	v [*] γM2))) ≤ 1.0 (4.1) 0,55 < 1,00	verified	(0,55)

$\sigma_{\perp} = 119, 33$ [MPa] Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^{2} + 3.0 (\tau_{zll}^{2} + \tau_{\perp}^{2})) / (f_{u}/(\beta_{W}^{*}\gamma_{M2})))} \le 1.0 (4.1) 0, 51 < 1,00 $ verified	(0,51)
CONNECTION STIEFNESS	
CONNECTION STIFFINESS	
Bending moment M _{j,Ed,y}	
beff = 128 [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$I_{eff} = 411$ [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c^* \sqrt{(b_{eff}^* l_{eff})/(1.275^* E)}$	
k _{13,y} = 32 [mm] Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
leff = 370 [mm] Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
m = 71 [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$	
$k_{15,y}$ = 12 [mm] Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
L _b = 245 [mm] Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6^* A_b / L_b$	
k _{16,y} = 2 [mm] Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0, 47$ Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
Si,ini,y = 308543, 37 [kN*m] Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
S _{j,rig,y} = 626070,00 [kN*m] Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
Sj,ini,y < Sj,rig,y SEMI-RIGID	[5.2.2.5.(2)]
Bending moment M _{j,Ed,z}	
$k_{13,z} = E_c^* \sqrt{(A_{c,z})/(1.275^*E)}$	
k _{13,z} = 32 [mm] Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
leff = 370 [mm] Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
m = 71 [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425^* l_{eff} t_p^3 / (m^3)$	
$k_{15,z} = 12$ [mm] Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
L _b = 245 [mm] Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,z} = 1.6^* A_b / L_b$	
k _{16,z} = 2 [mm] Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,82$ Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
S _{j,ini,z} = 137114,22 [kN*m] Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
S _{j,rig,z} = 200490,00 [kN*m] Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
Sj,ini,z < Sj,rig,z SEMI-RIGID	[5.2.2.5.(2)]

WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - BEARING PRESSURE ONTO CONCRETE

Connection conforms to the code Ratio 0,95

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8°

8.1 Συμπεράσματα-Ανακεφαλαίωση

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποσκοπεί στον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων. Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτιρίου γίνεται με βάση την επάρκεια του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Όσον αφορά στον έλεγχο λειτουργικότητας, ικανοποιήθηκαν τόσο οι περιορισμοί μετατοπίσεων - βελών των μελών μας υπό κατακόρυφα φορτία, όσο και οι περιορισμοί των οριζόντιων μετακινήσεων υπό σεισμικά φορτία λειτουργίας (περιορισμοί βλαβών) Από τη μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή μας είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού αφού τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν βρέθηκαν εντός των προβλεπόμενων από τους κανονισμούς ορίων.

Όσον αφορά τις πλάκες του κτηρίου χρησιμοποιήθηκαν σύμμικτες πλάκες διατμητικής σύνδεσης της πλάκας σκυροδέματος με τη σιδηροδοκό αφού αποτελούν την οικονομικότερη λύση. Η σύμμικτη λειτουργία χάλυβα – σκυροδέματος προσφέρει πλήρη αποδοτικότητα σε αμφιέρειστες δοκούς καθώς εκμεταλλεύονται πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται ώστε να επαλληλίζονται με κατάλληλο τρόπο τα εντατικά μεγέθη των σύμμικτων διατομών κατά τις διάφορες φάσης κατασκευής. Στις πλάκες αυτές έγινε και έλεγχος έναντι πυρκαγιάς ώστε να αντέχουν 100 λεπτά. Επιπλέον στα υπόγεια τοποθετήθηκαν πλακες από οπλισμένο σκυρόδεμα όπου και αυτές διαστασιολογηθηκαν έναντι πυρκαγιας.

Όσον αφορά τις δοκούς, χρησιμοποιήθηκαν σύμμικτες δοκοί οι οποίες διαστασιολογηθηκαν με την βοήθεια του excel στη φάση κατασκευής και φάση λειτουργίας. Στο υποόγειο όπου είχε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστασιολογήθηκαν σαν πλακοδοκοί από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

Επίσης τα σύμμικτα υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν με το excel και λήφθηκε υπόψη το διάγραμμα αλληλεπίδρασης της σύμμικτης διατομής. Τα μεταλλικά υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

Όσον αφορά τη σεισμική φόρτιση, έγινε ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο (πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης). Απαιτήθηκαν 160 ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση Y και 208 κατά τη διεύθυνση X ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90 % της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά X και Y. Η πρώτη ιδιομορφή είναι καμπτική κατά τον Y με ιδιοπερίοδο Tα=1,68 sec και η 2^η κατά X με ιδιοπερίοδο Tα=1,28 sec.

Βιβλιογραφία

- Ερμόπουλος Ι.(2005) : «Ευρωκώδικας 1 Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών: Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδη Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Βάγιας Ι.(2005): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- 4. Χρήστος Γ. Καραγιάννης : «Συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού ».Εκδόσεις Σοφία.
- 5. Αβραμίδη Ι. ,Αθανατοπούλου Α.-Μορφίδη Κ.-Σεξτου Α. «Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων ο/σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους ευρωκώδικες ».Εκδόσεις οι συγγράφεις του .Θεσσαλονίκη 2011.
- 6. Χ.Κ Μπανιωτόπουλος (2003) «Συνδέσεις Μεταλλικών Κατασκευών στα πλαίσια των Ευρωκωδίκων 3 και 9»
- 7. Ελαστρον Α.Ε.Β.Ε., « Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 ».
- 8. Σειμιώσεις Ειδικά θέματα έργων από Χάλυβα
- EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, « Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές », Μέρος 1-1:Γενικες δράσεις –Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
- 10. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, « Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές », Μέρος 1-3:Γενικες δράσεις -Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
- 11. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, « Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές », Μέρος 1-4: Δράεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
- 12. EN-1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα », Μέρος 11: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004
- 13. EN-1992-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1 1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
- 14. EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα », Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004
- 15. EN-1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
- 16. Ο.Α.Σ.Π.-Σ.Π.Μ.Ε (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)
- 17. Περιοδικό Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Κύπρου Ιούλιος 2016
- 18. Robot Structural Analysis Proffesional 2014 of Autodesk
- 19. Ahmed Y.Elghazouli «Seismic design of building to Eurocode 8 »