

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου 8 Ορόφων



<u>Διπλωματική Εργασία</u> Καραφέρης Νικόλαος <u>Επιβλέπων</u>: Θανόπουλος Παύλος Αθήνα 2018 ΕΜΚ ΔΕ 2018 - 20

Καραφέρης Δ. Νικόλαος (2018) Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου 8 Ορόφων Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018 - 20 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Karaferis D. Nikolaos (2018) Design of Steel Building with 8 Floors Diploma Thesis EMK ΔE 2018 - 20 Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Copyright © Καραφέρης Δ. Νικόλαος, 2018 Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

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

Copyright © Karaferis D. Nikolaos, 2018 All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Περιεχόμενα:

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή - Παρουσίαση Φορέα	9
1.1 Γενικά-Παρουσίαση του Θέματος	9
1.2 Χαρακτηριστικά της κατασκευής	9
1.3 Στατικά Συστήμματα	10
1.4 Προγράμματα για την Ανάλυση του Φορέα	

Κεφάλαιο 2: Στατικές Δράσεις	13
2.1 Δράσεις στις Κατασκευές	13
2.2 Μόνιμες Δράσεις	13
2.3 Μεταβλητές Δράσεις	14
2.4 Δράσεις Ανέμου	15
2.5 Φορτία Χιονιού	23

Κεφάλαιο 3: Σεισμικές Δράσεις	25
3.1 Γενικά - Η σημασία των Σεισμικών Δράσεων	25
3.2 Σεισμική Ανάλυση	25

Κεφάλαιο 4: Συνδυασμοί Φόρτισης	
4.1 Γενικά	
4.2 Οριακές Καταστάσεις και Συνδυασμοί	

Κεφάλαιο 5: Σχεδιασμός Σύμμικτης Πλάκας	
5.1 Γενικά - Σύμμικτες Πλάκες σε Πολυώροφα Κτίρια	
5.2 Σχεδιασμός της Σύμμικτης Πλάκας στο παρόν έργο	40
5.3 Έλεγχος Σύμμικτης Πλάκας	42

Κεφάλαιο 6: Σχεδιασμός Μελών από Χάλυβα	.45
6.1 Γενικά - Σχεδιασμός και Έλεγχοι	45
6.2 Έλεγχος Σεισμού κατά τη Διεύθυνση Υ	45
6.3 Έλεγχος Σεισμού κατά τη Διεύθυνση Χ	61
6.4 Έλεγχος Οριακών Καταστάσεων	70
6.4.1 Έλεγχος Δευτερεύουσων Δοκών	71
6.4.2 Έλεγχος Κύριων Δοκών	74

Κεφάλαιο 7: Συνδέσεις	81
7.1 Γενικά	
7.2 Σύνδεση Δευτερεύουσας με Κύρια Δοκό	
7.3 Σύνδεση Δοκού και Υποστυλώματος	
7.4 Σύνδεση Συνδέσμων Δυσκαμψίας	95

3λιογραφία

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΜΚ ΔΕ 2018 - 20 Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου 8 Ορόφων Καραφέρης Δ. Νικόλαος (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Το θέμα της εργασίας αυτής αφορά τον σχεδιασμό ενός κτιρίου 8 ορόφων για στέγαση γραφείων. Χρησιμοποιήθηκαν μεταλλικά μέλη για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας ενώ η πλάκα είναι σύμμικτη. Το μοντέλο σχεδιάστηκε ώστε ως προς τη μία διεύθυνση να παραλαμβάνει τις σεισμικές δράσεις μέσω πλαισιακής λειτουργίας ενώ κατά την άλλη μέσω διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Στο Κεφάλαιο 1 παρουσιάζεται ο φορέας, καθώς και η μοντελοποίηση του στο πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 το οποίο χρησιμοποιήθηκε κυρίως για την σεισμική ανάλυση.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται ο υπολογισμός των τιμών των δράσεων με βάση τις απαιτήσεις του ΕΝ1991-Μέρος 1. Προσδιορίζονται λοιπόν τα μόνιμα και κινητά φορτία καθώς και τα φορτία χιονιού και ανέμου.

Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται ιδιαίτερη και αναλυτικότερη αναφορά στις σεισμικές δράσεις, λόγω της σεισμικότητας της Ελλάδας αλλά και λόγω των ειδικών σχεδιαστικών επιλογών του κτιρίου που μελετήθηκε. Ο σχεδιασμός βασίστηκε στις απαιτήσεις του ΕΝ1998-Μέρος 1 για την Ελλάδα.

Στο Κεφάλαιο 4 γίνεται αναλυτική παρουσίαση των συνδυασμών φόρτισης που παράγονται και ελέγχονται από το πρόγραμμα. Επίσης αναφέρονται οι σχεδιαστικές απαιτήσεις στις οποίες πρέπει να ανταποκρίνεται ο φορέας κατά τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας καθώς και κατά τους σεισμικούς ελέγχους.

Στο Κεφάλαιο 5 γίνεται η παρουσίαση της πλάκας που χρησιμοποιήθηκε και εξηγείται η επιλογή της χρήσης σύμμικτης πλάκας, ενώ στη συνέχεια παρουσιάζονται και αιτιολογούνται όλες οι επιμέρους επιλογές που έγιναν κατά τον σχεδιασμό.

Το Κεφάλαιο 6 είναι αυτό στο οποίο παρουσιάζεται το σύνολο των ελέγχων για τα μεταλλικά μέλη. Για τους σεισμικούς ελέγχους πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση (Autodesk Robot) και ελέγχονται τα κρίσιμα μέλη με βάση τις υποδείξεις του EN1998-1 για τις μετακινήσεις, τις δράσεις καθώς και για τους ικανοτικούς ελέγχους. Έπειτα παρουσιάζονται οι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ που αποτελούν τους κρίσιμους ελέγχους για τις δοκούς. Οι έλεγχοι μελών έγιναν με βάση το EN1993-Μέρος 1-1.

Τέλος στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται οι σημαντικότεροι τύποι συνδέσεων που σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με βάση τις διατάξεις του ΕΝ1993-Μέρος 1-8. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι υπολογισμοί για κάποιες συνδέσεις έγιναν με τη χρήση του Autodesk Robot, ενώ παρουσιάζονται κατάλληλα σχέδια για την κατανόηση της διάταξης όλων των συνδέσεων που παρουσιάζονται.

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

DIPLOMA THESIS EMK $\Delta E 2018 - 20$ Design of Steel Building with 8 Floors Karaferis D. Nikolaos (supervised by Thanopoulos P.)

Abstraat

Abstract

The subject of this thesis is the design of an 8 floor building targeted to accommodate offices. Steel members were used for beams, columns and braces while the slab was designed as composite, consisting of concrete and steel. The structure was designed to resist seismic actions, in one direction through the stiffness of moment resisting frames, while on the other as a concentrically braced frame.

In Chapter 1 we introduce the model and its conception along with the usage of the program used for the calculations. The referred program is Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 and it was mainly used for seismic analysis.

Chapter 2 contains the calculations of the action values, according to EN1991-Part1 and it determines the loads used during the analysis. Namely these loads are self weight, the imposed loads for the building and of course snow and wind loads.

In Chapter 3 a more specific and detailed reference is made to seismic actions due to the seismic nature of Greece as well as due to the choices that were made during the modeling of this building. The design was based on the requirements of EN1998-Part 1 taking into account its specifications for Greece.

Chapter 4 gives an overview of the load combinations that were produced for the program to perform the necessary calculations. It also mentions the design requirements to be met by the model in ultimate and serviceability limit state checks.

Chapter 5 explains the reasons why a steel and concrete composed slab was implemented, along with all the individual choices that were made during the design of the model .

Chapter 6 is the one in which all the checks for all the steel members are performed and presented. For seismic checks it was performed modal analysis using Autodesk Robot. All critical members were checked on the basis of the EN1998-1 guidelines that were used to evaluate deformations, forces and the ductility demands of the model. Afterwards follows the presentation of ULS and SLS cases which are the critical checks for the beams. All checks for every steel member were performed according to EN1993-Part1-1.

Finally in Chapter 7 the most important types of connections are designed and checked according to the provisions of EN1993-Part1-8. It should be noted that for some types of connections the calculations were performed by Autodesk Robot. To comprehend the design and layout of those connections there are specific drawings for each one of them.

Ευχαριστίες

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της εργασίας μου κ. Παύλο Θανόπουλο για την βοήθεια του κατά την εκπόνηση της διπλωματικής αυτής, καθώς η συμβολή του ήταν καθοριστική για την επιτυχή ολοκλήρωση αυτής της προσπάθειας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαιτέρως την οικογένειά μου που επίσης όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου με στήριξε και ήταν δίπλα μου.

Κεφάλαιο 1ο: Εισαγωγή-Παρουσίαση Φορέα

1.1 Γενικά- Παρουσίαση του Θέματος

Σκοπός του παρόντος θέματος είναι η ανάλυση και ο σχεδιασμός κτιρίου 8 ορόφων που προορίζεται για χρήση ως κτίριο γραφείων. Για το λόγο αυτό το κτίριο σχεδιάστηκε ώστε να ανταποκρίνεται στις ανάγκες τέτοιων χώρων που απαιτούν μεγάλα ανοίγματα ώστε να υπάρχουν όσο γίνεται περισσότερα τετραγωνικά διαθέσιμα στους εργαζόμενους για την οργάνωση των διαφόρων εργασιών και αναγκών τους. Το συγκεκριμένο κτίριο επίσης απαιτεί καλή συμπεριφορά σε ενδεχόμενους σεισμούς ως χώρος συνάθροισης πολλών ανθρώπων ενώ ταυτόχρονα η ταχύτητα ολοκλήρωσής, μιας και προορίζεται για τέτοια χρήση, μπορεί επίσης να είναι κρίσιμη.

Έτσι επιλέχθηκε σαν υλικό κατασκευής ο χάλυβας ώστε το κτίριο να είναι όσο γίνεται ελαφρύτερο, ο σχεδιασμός χώρων μεγάλων ανοιγμάτων να είναι πιο ευέλικτος, σε συνδυασμό μάλιστα και με τη χρήση σύμμικτων πλακών (μειώνοντας έτσι ακόμα περισσότερο το βάρος της κατασκευής), αλλά και να επιτευχθεί ο σχεδιασμός ενός αντισεισμικού φορέα ο οποίος ενώ θα ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις που τέθηκαν δεν θα απαιτεί τις διαστάσεις υποστυλωμάτων του σκυροδέματος. Παράλληλα γίνεται εκμετάλλευση της δυνατότητας για γρήγορο χρόνο κατασκευής και για μεγαλύτερη μορφολογική ελευθερία (και στις εξωτερικές όψεις με βάση πιθανές αρχιτεκτονικές απαιτήσεις).

1.2 Χαρακτηριστικά της Κατασκευής

Τα στοιχεία που συνιστούν τον φέροντα οργανισμό είναι:

1) τα Υποστυλώματα

2) οι Κύριες Δοκοί

- 3) οι Δευτερεύουσες Δοκοί και
- οι Διαγώνιοι σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.

Τα υποστυλώματα συνδέονται στη θεμελίωση και στη συνέχεια τοποθετούνται οι κύριες δοκοί δημιουργώντας πλαίσια ροπής 4 ανοιγμάτων με 5 υποστυλώματα σε κάθε πλαίσιο και 4 κύριες δοκούς να συνδέονται σε αυτά, το κάθε άνοιγμα είναι 7.5m και η συνολική πλευρά του κτιρίου είναι προφανώς 30m. Αυτό συμβαίνει στη μία διεύθυνση του στατικού συστήματος (διεύθυνση X) στην οποία μάλιστα θεωρείται πάκτωσης στη βάση των πλαισίων. Διαμορφώνονται έτσι 7 πλαίσια ροπής που απέχουν 5m μεταξύ τους κατά μήκος της άλλης διεύθυνσης (διεύθυνση Y) διαμορφώνοντας πλευρά 30m και σε αυτή τη διεύθυνση.

Στη κάθετη αυτή στα πλαίσια διεύθυνση το στατικό σύστημα αλλάζει. Τοποθετούνται οι δευτερεύουσες δοκοί σαν αμφιέρειστες διαδοκίδες ανά 2.5m και συνδέουν με τον τρόπο αυτό τα πλαίσια ροπής μεταξύ τους, ενώ υπάρχουν 8 ζεύγη διαγωνίων συνδέσμων (χιαστί) σε κατάλληλες θέσεις για την παραλαβή σεισμικών και άλλων κυρίως οριζόντιων δράσεων. Οι στηρίξεις του στατικού συστήματος στη βάση των υποστυλωμάτων θα είναι αρθρώσεις στη διεύθυνση αυτή.

Έπειτα θα κατασκευαστεί σύμμικτη πλάκα πάχους 15cm (Σκυρόδεμα και Χαλυβδόφυλλο) η οποία θα συνδέεται στις δοκούς (κύριες και δευτερεύουσες) μέσω διατμητικών συνδέσμων εξασφαλίζοντας τη μονολιθικότητα των στοιχείων αυτών και δημιουργώντας συνθήκες διαφράγματος σε ότι αφορά ιδιαίτερα την σεισμική ανάλυση.

Τέλος θα τοποθετηθούν κοίλοι ορθογωνικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με κατακόρυφη τη μεγαλύτερη πλευρά τους ενώ μόνο στον τελευταίο όροφο οι σύνδεσμοι θα είναι κοίλοι τετραγωνικοί. Οι σύνδεσμοι αυτοί θα έχουν αρθρωτές συνδέσεις στα άκρα τους καθώς πρόκειται να παραλάβουν μόνο αξονικές δυνάμεις.

Το ύψος ορόφου είναι σε όλους τους ορόφους 4m λαμβάνοντας υπόψη και τις ανάγκες για τοποθέτηση μηχανολογικών εγκαταστάσεων και αεραγωγών αλλά και την κατασκευή ψευδοροφής,

στοιχεία που θα μειώσουν το καθαρό ύψος όχι όμως δημιουργώντας λειτουργικά προβλήματα ή θέματα αισθητικής στους χώρους.

Η κατασκευή αποτελείται από τα μέλη που περιγράφονται στον Πίνακα 1.1.

Όροφος	Υποστύλωμα	Κύριες Δοκοί	Δευτερεύουσες Δοκοί	Διαγώνιοι Σύνδεσμοι
1	HEM500	HEB400	HEA200	RHS_160X80_10
2	HEM500	HEB400	HEA200	RHS_160X80_8
3	HEM500	HEB400	HEA200	RHS_160X80_8
4	HEM450	HEB400	HEA200	RHS_160X80_8
5	HEM450	HEB400	HEA200	RHS_140X80_6.3
6	HEM400	HEB400	HEA200	RHS_140X80_6.3
7	HEM400	HEB400	HEA200	RHS_100X60_6.3
8	HEM400	HEB400	HEA200	SHS_60_5

Πίνακας 1.1- Τα μέλη που χρησιμοποιούνται σε κάθε όροφο.

Όλα τα μέλη από χάλυβα είναι τύπου S355 ενώ για τις πλάκες χρησιμοποιείται σκυρόδεμα τύπου C20/25 και χάλυβας για τους οπλισμούς τύπου B500C .

Βάρος Χάλυβα ανά m² : 776.39 Mgr / 7200 m² = 0.108 Mgr/m²=108 kgr/m² (μετά από προσαύξηση 10% του βάρους για συνυπολογισμό των συνδέσεων)

1.3 Στατικά Συστήματα

Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω το στατικό σύστημα του φορέα διαφέρει από τη μία διεύθυνση στην άλλη. Παρακάτω δίνονται κατάλληλα σχέδια για την κατανόηση του συστήματος στη κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 1.1 Στατικό Σύστημα κατά Χ



Διάγραμμα θέσης ŝ Δοκών και Συνδέσμων θέσεις Υποστυλωμάτων Ē -θέσεις Διαγωνίων Συνδέσμων ŝ -όλες οι Κύριες Δοκοί (δοκοι με προσανατολισμό κατά Χ) είναι τύπου ΗΕΒ400 E -όλες οι Δευτερεύουσες Δοκοί HEA200 (δοκοί με προσανατολισμό κατά Υ) είναι τύπου ΗΕΑ200 Ē -όλες οι Δευτερεύουσες Δοκοί είναι αμφιέριστες Sm **HEB400** 7.5m 2.5m 2.5m 2.5m 7.5m 7.5m Х

Σχήμα 1.3 Σχεδιάγραμμα Υποστυλωμάτων και Συνδέσμων

1.4 Προγράμματα για την Ανάλυση του Φορέα

Ο φορέας αναλύθηκε ως τρισδιάστατος φορέας με την βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 [14] ένα πρόγραμμα που χρησίμευσε κυρίως στην σεισμική ανάλυση του φορέα ώστε να παραχθούν μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης στοιχεία που χρειάστηκαν για τη διαστασιολόγηση όπως οι δυνάμεις και ακόμα περισσότερο οι μετακινήσεις. Όμως επειδή το πρόγραμμα αυτό δεν υποστηρίζει ανάλυση σύμμικτων μελών (τουλάχιστον σε μορφή που να μπορούσε να αξιοποιηθεί για την παρούσα εργασία) αρκετοί υπολογισμοί έγιναν με την χρήση λογιστικών φύλλων EXCEL τα οποία χρησιμοποιήθηκαν εκτεταμένα σε διαστασιολογήσεις για τις δοκούς αλλά και σε κάποιους επιπλέων ελέγχους όπως οι Ικανοτικοί έλεγχοι.

Η μοντελοποίηση του φορέα στο πρόγραμμα Autodesk Robot φαίνεται στα σχήματα 1.4 και 1.5.



Σχήμα 1.4 Περιβάλλον του προγράμματος Autodesk Robot [14]



Σχήμα 1.5 Τρισδιάστατο Μοντέλο του Φορέα στο Autodesk Robot [14]

Κεφάλαιο 20: Στατικές Δράσεις

2.1 Γενικά - Δράσεις στις κατασκευές

Στο πλαίσιο του σχεδιασμού μιας κατασκευής είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν οι δράσεις που θα ασκηθούν σε αυτή, οι φορτίσεις αυτές δηλαδή που θα οδηγήσουν στην ανάλυση του φορέα και θα καθορίσουν τις απαιτήσεις που πρέπει να πληρούν τα μέλη που τον συνιστούν.

Ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες που εμφανίζονται στον φορέα η κάθε χώρα υιοθετεί συγκεκριμένους κανονισμούς που ορίζουν τις αριθμητικές τιμές των δράσεων, οι οποίες έχουν προκύψει από διάφορες μελέτες και παρατηρήσεις και οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν από τον μελετητή στον σχεδιασμό του έργου.

Οι ειδικές συνθήκες αυτές μπορεί να αφορούν το είδος φορέα, τις εδαφικές συνθήκες στην περιοχή που θα κατασκευαστεί το έργα τις περιβαλλοντικές και κλιματικές ιδιαιτερότητες στη περιοχή κλπ.

Στην Ελλάδα όπως και σε άλλες Ευρωπαϊκές χώρες εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1 ο οποίος μέσω Παραρτημάτων και Εθνικών Προσαρτημάτων εναρμονίζει τις διατάξεις του με τις ιδιαίτερες συνθήκες της χώρας.

Οι δράσεις αυτές κατηγοριοποιούνται ως εξής:

 <u>Μόνιμες Δράσεις (G)</u>: οι δράσεις που παραμένουν σταθερές και επιδρούν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου όπως το βάρος των μελών και της πλάκας, οι επικαλύψεις, οι τοίχοι πλήρωσης ή ακόμα και κάποιου είδους σταθερός εξοπλισμός στο έργο.

2) <u>Μεταβλητές Δράσεις (Q)</u>: οι δράσεις που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου όπως επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (λόγω παρουσίας ανθρώπων επίπλων κλπ.), πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, και άλλα.

3) <u>Τυχηματικές Δράσεις (A):</u> όπως εκρήξεις πρόσκρουση οχήματος ή πυρκαγιά

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης ως:

- α) Άμεσες ή Έμμεσες
- β) Σταθερές ή Ελεύθερες
- γ) Στατικές ή Δυναμικές

Ειδική αναφορά πρέπει να γίνει στις Σεισμικές Δράσεις που λόγω της σεισμικότητας της Ελλάδας επηρεάζουν σημαντικά τον σχεδιασμό και είναι καθοριστικές σε ότι αφορά τη διαστασιολόγηση αλλά και την τελική μόρφωση των κατασκευών. Λόγω της σπουδαιότητάς τους θα αναλυθούν λεπτομερώς στο Κεφάλαιο 3, (Βιβλιογραφική αναφορά στο Βιβλίο: Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής [2]).

2.2 Μόνιμες Δράσεις (G)

Στο φορέα που σχεδιάστηκε τα μόνιμα φορτία είναι τα Ίδια Βάρη της πλάκας και των μελών και τα πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις δάπεδα κλπ.)

Ειδικό Βάρος Σκυροδέματος: $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$ Ειδικό Βάρος Χάλυβα: $\gamma_a=78.5 \text{ kN/m}^3$

<u>Βάρος Πλάκας (h_e=7.7cm και h_p=7.3cm άρα ισοδύναμο h_e=11.35cm):</u>	
$g_1 = \gamma_c * h_e = 25*0.1135 = 2.84 \text{ kN/m}^2$ θεωρούμε όμως $g_1 = 3 \text{kN/m}^2$	(2.1)
λαμβάνοντας υπόψη και το χαλυβδόφυλλο	

<u>Βάρος Δευτερεύουσας Δοκού (HEA 200):</u> g₂=γ_a*A=78.5*53.8/10000=0.42 kN/m

(2.2) 13

<u>Βάρος Κύριας Δοκού (ΗΕΒ 400):</u>	
$g_3 = \gamma_a * A = 78.5 * 198/10000 = 1.55 \text{ kN/m}$	(2.3)
Πρόσθετα Βάρη:	

Θεωρήθηκε η τιμή g4=1kN/m2	(2.4)

Για σύνθετους υπολογισμούς και ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα, όπως η σεισμική ανάλυση, τα ίδια βάρη των μελών του φορέα υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα και συμπεριλήφθηκαν στους υπολογισμούς πλήρως αναλυτικά λόγω και των απαιτήσεων αυτών των ελέγχων.

2.3 Μεταβλητές Δράσεις (Q)

Για τον προσδιορισμό των τιμών για τα κινητά ή αλλιώς ωφέλιμα φορτία χρησιμοποιούνται κατάλληλοι πίνακες που παρέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα ΕΝ1991-1-1 του Ευρωκώδικα 1. Συνοπτικά παρουσιάζονται οι παρακάτω πίνακες.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση
А	Χώροι για οικιακές Δραστηριότητες
В	Χώροι Γραφείων
С	Χώροι συνάθροισης (με εξαίρεση τους χώρους των κατηγοριών Α. Β και D)
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα

Πίνακας 2.2:	Επιβαλλόμενα	φορτία (ΕΝ	1991-1-1:2002	[5], και	[2])
J				L 1/	L 1/

Κατηγορίες Φορτιζόμενων Επιφανειών	qk (kN/m2)	Qk (kN)
<u>Κατηγορία Α και Κατηγορία Β</u>		
Δάπεδα	2.0	2.0
Σκάλες	3.5	2.0
Εξώστες	5.0	3.0
<u>Κατηγορία C</u>		
C1	3.0	3.0
C2	5.0	4.0
C3	5.0	4.0
C4	5.0	4.0
C5	7.5	4.5
<u>Κατηγορία D</u>		
D1	5.0	4.0
D2	5.0	4.0

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1 το κτίριο ως κτίριο γραφείων κατατάσσεται στην κατηγορία Β συνεπώς από τον Πίνακα 2.2 προκύπτουν τα αντίστοιχα φορτία. Η χαρακτηριστικότερη τιμή είναι η τιμή που λογίζεται ως το ωφέλιμο φορτίο σε κάθε όροφο με τιμή q_k=2.0kN/m².

2.4 Δράσεις Ανέμου

Τα φορτία ανέμου είναι πολύ σημαντικά στις Μεταλλικές Κατασκευές, ενώ πολλές φορές αποτελούν τη κρίσιμη φόρτιση (πχ. κτίρια μεγάλου ύψους). Μάλιστα ο άνεμος λόγω της φύσης του μπορεί σε κάποιες κατασκευές να προκαλέσει ακόμα και φαινόμενα ταλάντωσης, όμως σε κατασκευές με μεγάλη δυσκαμψία σαν αυτή που μελετήθηκε, η δυναμική αυτή επίδραση είναι αμελητέα και τα φορτία θεωρούνται στατικά.

Οι τιμές των φορτίων που παράγονται λόγω των πιέσεων του ανέμου υπολογίζονται αναλυτικά παρακάτω σύμφωνα με τους αντίστοιχους πίνακες του κανονισμού (Εθνικό Προσάρτημα ΕΝ1991-1-4:2005 [7]).

Η σημαντικότερη παράμετρος που προσδιορίζει τις δράσεις αυτές είναι η ταχύτητα του ανέμου και ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τη μέγιστη πίεση που θα εμφανιστεί στη διάρκεια ζωής του έργου.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα και τις τελικές πιέσεις του ανέμου είναι: α) η γεωγραφική θέση της κατασκευής β) η φυσική της θέση γ) η τοπογραφία της περιοχής στην οποία θα κατασκευαστεί δ) οι διαστάσεις της κατασκευής ε) η μέση ταχύτητα ανέμου που προσδιορίζεται από την βασική ταχύτητα με προσαυξήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη το ύψος του κτιρίου η τραχύτητα εδάφους και η τοπογραφία στ) το σχήμα της κατασκευής ζ) η κλίση της στέγης και η) η διεύθυνση του ανέμου.

Τα στοιχεία αυτά εισάγονται στους υπολογισμούς με κατάλληλους συντελεστές και σχέσεις που θα δώσουν τις τελικές τιμές για τον σχεδιασμό. (Θεωρητικό υπόβαθρο από [2])

<u>Ύψος Κτιρίου:</u> H=32m

<u>Ταχύτητα ανέμου V_{b.0}:</u> Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα παίρνει τις τιμές:

-33m/s για νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή

-27m/s για την υπόλοιπη χώρα

Άρα για την συγκεκριμένη κατασκευή έχουμε $V_{b,0}=27m/s$

Εξωτερική πίεση Ανέμου

 $We=q_p(z_e)*C_{pe}$

όπου: $q_p(z_e)$ - πίεση ταχύτητας αιχμής

 z_e - ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

 C_{pe} - συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

$$q_{p}(z) = [1 + 7*I_{v}(z)]*(1/2)*\rho*V_{m}(z)^{2}$$
(2.6)

ρ = Πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια κάποιας ανεμοθύελλας. Συνήθης τιμή: ρ=1.25kg/m3

 $I_v(z)$ - η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

 $V_m(z)$ - μέση ταχύτητα ανέμου

(2.5)

Μέση Ταχύτητα Ανέμου

$V_m(z)=$	$C_r(z) C_o(z) V_b$
όπου:	C _r (z) - συντελεστής τραχύτητας C _o (z) - συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1.0) V _b - βασική ταχύτητα ανέμου

Βασική ταχύτητα ανέμου

V_b=C_{dir}*C_{season}*V_{b,0}

όπου: C_{dir} - ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1.0) $C_{seasons}$ - ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1.0)

Άρα V_b=1*1*27=27 m/s

Κατηγορία Εδάφους και Παράμετροι Εδάφους

Πίνακας 2.3: Κατ	ηγορία Εδάφους 1	και Παράμετροι	Εδάφους (ΕΝ1991	1-1-4:2005 [7])
J				

	Κατηγορία εδάφους	z₀ m	z _{min} 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 ζεπερνά τα 15m.	1,0	10

Από τον πίνακα 2.3 προέκυψε πως η Κατηγορία Εδάφους για την κατασκευή είναι η Κατηγορία IV καθώς βρίσκεται σε αστική περιοχή. Οι παράμετροι για την κατηγορία αυτή είναι $z_0=1.0m$ και $z_{min}=10m$ ενώ το z_{max} λαμβάνεται ίσο με $z_{max}=200m$.

Συντελεστής Τραχύτητας Εδάφους

όπου: $z_o - μήκος τραχύτητας$

 k_r -συντελεστής εδάφους που εξαρτάται από το z_o

16

(2.7)

(2.8)

 k_r =0.19*($z_0/z_{0,II}$)^{0.07} όπου: $z_{0,II}$ =0.05 (από Πίνακα 2.3) $k_r = 0.19*(1/0.05)^{0.07} = 0.234$

Για το κτίριο που σχεδιάστηκε ισχύει: $z_{min} = 10m < z = 32m < z_{max} = 200m$ Άρα από τη σχέση (2.9) ισχύει: Cr(32m)=0.234*ln(32/1)=0.811 Άρα για z=32m και από τις σγέσεις (2.7), (2.8) και (2.9) προκύπτει: V_m(32m)=0.811*1*27=21.897m/s

Ένταση Στροβιλισμού σε ύψος z

 $I_v(z)=k_i/(C_o(z)*ln(z/z_o))$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ (ισχύουν και οι ισότητες) (2.11) $I_v(z) = I_v(z_{min})$ $\gamma \iota \alpha z < z_{min}$ όπου: k_i - συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του από το Εθνικό Προσάρτημα είναι 1.0 z_o - μήκος τραχύτητας $C_0(z)=1$ Άρα αφού: $z_{min} = 10m < z = 32m < z_{max} = 200m$ $I_v = 1/\ln(32/1) = 0.289$

Τελικά αντικαθιστώντας τα παραπάνω αποτελέσματα στη σχέση (2.6) προκύπτει: $q_{p}(32m) = [1+7*0.289]*0.5*1.25*21.897^{2} = 905.92N/m^{2} = 0.906kN/m^{2}$

Αντίστοιχα θα μπορούσε το qp va επιλυθεί και μέσω του συντελεστή έκθεσης: C_e(z)=2 από Πίνακα 2.4 Πίνακας 2.4: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης για $C_0=1.0$ και $k_i=1.0$ (EN1991-1-4:2005 [7])

[m]¹⁰⁰ 90 ш п 0 IV 80 70 60 50 40 30 20 10 0,0 $C_{e}(Z)$ 1.0 3,0 5.0 2.0 4.0

Από Διάγραμμα για Κατηγορία Εδάφους IV και ύψος z=32m προκύπτει η τιμή C_e(32m)=2.0 (περίπου)

$$\begin{aligned} & \epsilon \pi i \text{σης} \quad q_b = (1/2)^* \rho^* V_b^2 = 0.5^* 1.25^* 27^2 = 0.456 \text{ kN/m}^2 \\ & \text{όπου:} \quad q_b - \epsilon i \text{ναι} \eta \beta \alpha \sigma i \kappa \eta \pi i \epsilon \sigma \eta \\ & \kappa \alpha i \sigma \chi \dot{\nu} \epsilon i: \quad C_e(z) = q_p(z)/q_b => q_p(z) = C_e(z)^* q_b \end{aligned}$$

Από σχέσεις (2.12) και (2.13) ισχύει: $q_p(32m)=2*0.456=0.912$ kN/m²

Αλλά θα χρησιμοποιηθεί η τιμή που προέκυψε από τις αναλυτικές σχέσεις για τον προσδιορισμό των πιέσεων στην κατασκευή μέσω της σχέσης (2.6).

Πιέσεις στην Κατασκευή

Παρακάτω παρουσιάζονται κάποια βασικά θεωρητικά στοιχεία και πίνακες του κανονισμού για τον υπολογισμό των εξωτερικών πιέσεων.

<u>Αεροδυναμικός Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης C_{pe}</u>

Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης σε συνάρτηση με τη φορτιζόμενη επιφάνεια.

Σχήμα 2.1: Διάγραμμα Cpe- Φορτιζόμενης Επιφάνειας (EN1991-1-4:2005 [7])



Το σχήμα βασίζεται στα ακόλουθα: για $1m^2 < A < 10m^2$ $C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) * log_{10}A$ Επίσης για τον προσδιορισμό των τιμών $C_{pe,1}$ και $C_{pe,10}$ υπάρχουν παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 2.5: Πίνακας των συντελεστών C_{pe} για τις περιοχές A,B,C,D και E (EN1991-1-4:2005 [7])

Ζώνη		A	В		С			D	E	E
h/d	Cpe,10	Cpe.1	Cpe,10	C _{pe,1}	Cpe.10	Cpe,1	Cpe.10	Cpe.1	Cpe,10	C _{pe,1}
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,	5	+0,8	+1,0	-0	,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,	5	+0,8	+1,0	-0	,5
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	5	+0,7	+1,0	-0,	3

Πίνακας 2.6: Πίνακας των συντελεστ	τών C _{pe} για τις περιοχές F,G,H 1	και Ι (EN1991-1-4:2005 [7])
------------------------------------	--	-----------------------------

		Ζώνη									
Τύπος στέγης		F		G		н		1			
		C _{00,10}	Cps, 1	Cpe, 10	Cps, 1	Cpe, 10	Cps.1	Cpe,10	Cps.1		
Αιχυροά άκοα		-1.8	2.5	1.2	-2.0	-0.7	-12	+0	,2		
withulba arba		-1,0	-2,0	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0	,2		
	h /h=0.025	1.8	2.2	4.4	10	0.7	12	+0	,2		
	n _e m=0,025	-1,0	-2,2	-1,1	-1,0	-0.7	-1,2	-0	,2		
	h 11-0.05						4.0	+0	,2		
Με στηθαία	n _a /n=0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0.7	-1,2	-0	,2		
5	h /h=0.40		4.0			-0,7	4.0	+0,2			
	n _e /n=0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4		-1,2	-0,2			
		1.0	1.5	12	4.0		4	+0,2			
	nn = 0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,0	-0	.4	-0	,2		
Καμπυλωμένα	r/h = 0.10	0.7	.12	.0.8	-14	0.2	12	+0	,2		
άκρα	<i>m</i> = 0,10	-0,1	-1,2	0,0	- 202	-0,0		-0,2			
0	db = 0.20	0.5		0.5				+0	,2		
	<i>nn</i> = 0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0	-0,5		,2		
	~ = 30°	1.0	-15	-10	1.5	-0	12	+0	,2		
	u = 30	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5		-0,3		,2		
Σπαστά άνοσ	$a = 45^{\circ}$	12	1.9	12	10	10				,2	
2ndona akpa	a - 40	-1,2	-1,0 -1,0 -1,0	-0	-0,4		,2				
	~ = 80°	13	-10	-13	10		15	+0	,2		
	a = 00°		-1,0	-1,9	-1,0	-0		-0	,2		

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του h₂/h και r/h.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ α = 30°, 45° και α = 60° μπορεί να χρησιμοποιείται. Για α > 60° γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για α = 60° και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Στη Ζώνη Ι, όπου δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4 Για το ίδιο το σπαστό άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 7.4 "Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες: διεύθυνση ανέμου 0° ", Ζώνη F και G, ανάλογα με την γωνία κλίσης του σπαστού άκρου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5 Για το ίδιο το καμπυλωμένο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται με γραμμική παρεμβολή κατά μήκος της καμπύλης, μεταξύ των τιμών στον τοίχο και στη στέγη.

Για όλες πλευρικές όψεις του κτιρίου ισχύει: h=32m, d=30m και b=30m και για την οροφή θεωρείται ότι θα υπάρχει στηθαίο ύψους h_p=1.20m οπότε h/d=32/30=1.067

και h_p/h=0.0375. Ενώ ισχύει A=32*30=960m²>10m² για την φορτιζόμενη επιφάνεια.

Άρα από πίνακες 2.5 και 2.6 προκύπτει:

C _{pe,A} =-1.20	$C_{pe,D} = +0.80$	C _{pe,F} =-1.50	$C_{pe,H}$ =-0.70
C _{pe,B} =-0.80	C _{pe,E} =-0.50	C _{pe,G} =-1.00	C _{pe,I} =+0.20/-0.20
(To $C_{pe,C}$ δεν θα	ι χρειαστεί όπως φαίνετ	αι παρακάτω.)	

Ο τρόπος κατανομής αυτών των φορτίων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 με βάση το EN1991-1-4 παρουσιάζεται παρακάτω:



Σχήμα 2.2: Κατανομή των πιέσεων στις όψεις της κατασκευής (ΕΝ1991-1-4:2005 [7])

Αφού h=32m, d=30m και b=30m προκύπτει e=min(b,2*h)=min(30,2*32)=30m άρα e≥d => e=d=30m συνεπώς εμφανίζεται η περίπτωση στην οποία υπάρχουν μόνο οι περιοχές Α και Β. Η Α όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα εκτείνεται σε απόσταση e/5=6m ενώ η Β σε απόσταση de/5=24m αντίστοιχα.

Οι τελικές τιμές των εξωτερικών πιέσεων σύμφωνα με τη σχέση (2.5) λοιπόν είναι:

 $W_A = 0.906*(-1.20) = -1.087 \text{ kN/m}^2$

 $W_B = 0.906*(-0.80) = -0.725 \text{ kN/m}^2$

W_D=0.906*0.80=+0.725 kN/m²

 $W_E = 0.906*(-0.50) = -0.453 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.3: Κατανομή των πιέσεων στην οροφή της κατασκευής (ΕΝ1991-1-4:2005 [7])

Αφού προ
έκυψε A=960m² > $10m^2$ και ισχύει h_p/h=1.20/32=0.0375 προκύπτουν αντίστοι
χα μέσω της σχέσης (2.5) οι τιμές:

 $W_F = 0.906*(-1.50) = -1.359 \text{ kN/m}^2$

 $W_G=0.906*(-1.00)=-0.906 \text{ kN/m}^2$

 $W_H = 0.906*(-0.70) = -0.634 \text{ kN/m}^2$

 $W_I=0.906*(-0.20)=-0.181 \text{ kN/m}^2$





Σχήμα 2.6: Πιέσεις στη Στέγη

2.5 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού αποτελούν άλλο ένα ιδιαίτερο είδος μεταβλητών δράσεων και προκύπτουν από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Είναι μια αρκετά σημαντική δράση σε περιοχές που επικρατούν καιρικές συνθήκες με κρύο καιρό και συχνές χιονοπτώσεις.

Οι τιμές των φορτίων αυτών προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 1 και τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα. Συγκεκριμένα για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι τιμές S_k , όπως συμβολίζεται το φορτίο χιονιού, για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN1991-Μέρος 1-3:2003 [6]. Για την Ελλάδα σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται τρείς ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές του φορτίου $S_{k,0}$ για έδαφος στη στάθμη της θάλασσας.

Οι ζώνες αυτές είναι: Zώνη 1: $S_{k,0}=0.4 \text{ kN/m}^2 \implies$ Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας καθώς και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας Ζώνη 2: $S_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2 \implies$ Υπόλοιπη Χώρα Ζώνη 3: $S_{k,0}=1.7 \text{ kN/m}^2 \implies$ Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια Ενώ για υψόμετρα μεγαλύτερα από 1500m πρέπει να πραγματοποιείται ειδική μελέτη και αξιολόγηση των συνθηκών για τον σχεδιασμό του έργου. (Θεωρητικό υπόβαθρο [2] και [6])

Η κατασκευή που σχεδιάστηκε θεωρήθηκε πως βρίσκεται στην Αττική άρα εμπίπτει στην Ζώνη 2. Άρα προκύπτει S_{k,0}=0.8kN/m².

Από τους κανονισμούς λοιπόν προκύπτει η σχέση:

$$S_k = S_{k,0}(1 + (A/917)^2)$$
 (2.14)

όπου: S_k - χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

 $S_{k,0}$ - χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. A=0), σε kN/m^2

 Α - το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας του έργου από τη στάθμη της θάλασσας, σε m

Για την περιοχή που εξετάζεται θεωρείται Α=150m και από σχέση (2.14) προκύπτει:

 $S_k=0.8*(1+(150/917)^2)=0.8*1.0268=0.82 \text{ kN/m}^2$

Το φορτίο αυτό μέσω των παρακάτω σχέσεων θα δώσει το τελικό φορτίο χιονιού S που θα χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό. Το S ασκείται επί της στέγης, ενεργεί κατακόρυφα και θεωρείται ότι αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Υπάρχουν δύο περιπτώσεις φόρτισης:

1) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:
$$S=\mu_i^*C_e^*C_t^*S_k$$
 (2.15)

2) Για τυχηματικές καταστάσεις:
$$S=\mu_i^*C_e^*C_t^*S_{ad}$$

όπου μ_i - συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού => $\alpha=0^\circ$ (γωνία κλίσης στέγης) άρα περίπτωση $0^\circ \le \alpha \le 30^\circ$ και προκύπτει $\mu_i=0.8$

- $C_{\rm e}$ συντελεστής έκθεσης, για την περίπτωση του φορέα που σχεδιάστηκε με συνθήκες προστατευόμενης κατασκευής (από κτίρια ή δένδρα) ισχύει $C_{\rm e}{=}1.2$
- $C_{\rm t}$ θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης $C_{\rm t}{=}1.0$
- S_{ad} τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση και υπολογίζεται με τον τύπο: $S_{ad}=C_{esl}*S_k$ με τον συντελεστή για εξαιρετικά φορτία χιονιού να είναι $C_{esl}=2$. Άρα $S_{ad}=2*0.82=1.64$ kN/m²

Τελικά από σχέση (2.15) για την περίπτωση 1) S₁=0.8*1.20*1*0.82=0.787 kN/m² και από τη σχέση (2.16) για την περίπτωση 2) S₂=0.8*1.20*1*1.64=1.574 kN/m²

(2.16)

Κεφάλαιο 3ο: Σεισμικές Δράσεις

3.1 Γενικά - Η σημασία των Σεισμικών Δράσεων

Ο σεισμός είναι ένα φαινόμενο κατά το οποίο αναπτύσσονται επιταχύνσεις στο έδαφος, οι οποίες προκαλούν τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων στις κατασκευές, οι επιταχύνσεις αυτές (και οι αντίστοιχες δυνάμεις) μπορεί να είναι οριζόντιες ή κατακόρυφες με τις οριζόντιες να είναι συνήθως οι πιο κρίσιμες χωρίς όμως αυτό να σημαίνει πως και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να προκαλέσουν καταστροφές σε μια κατασκευή.

Η Ελλάδα βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή πράγμα που σημαίνει πως οι σεισμικές δράσεις παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό μιας κατασκευής. Ιδιαίτερα σε μια κατασκευή όπως αυτή που σχεδιάστηκε, δηλαδή μια κατασκευή πολλών ορόφων και μεγάλης δυσκαμψίας για την απορρόφηση των μετακινήσεων, ο σεισμικός σχεδιασμός είναι καθοριστικός.

Στις επόμενες παραγράφους θα περιγραφούν οι βασικές σχέσεις και μεθοδολογίες που προδιαγράφονται στον Αντισεισμικό κανονισμό της χώρας, σύμφωνα δηλαδή με τον κανονισμό ΕΝ 1998-1 [11], για τον προσδιορισμό των σεισμικών δράσεων σε μια κατασκευή.

3.2 Σεισμική Ανάλυση

Από Ευρωκώδικα 8 ΕΝ 1998-1 [11] προκύπτουν τα εξής στοιχεία:

<u>Φάσμα Σχεδιασμού</u>

Σχήμα 3.1: Διάγραμμα απόκρισης για πλαστική ανάλυση



<u>Φάσμα Σχεδιασμού για Ανελαστική Συμπεριφορά</u> (Sd=φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού)

$S_d(T) = a_g * S * [(2/3) + (T/T_B) * ((2.50/q) - (2/3))] 0 \le T \le T_B$	(3.1)
$S_d(T) = a_g * S * (2.50/q)$ $T_B \le T \le T_C$	(3.2)
$S_d(T) = a_g * S * (2.50/q) * (T_C/T) \ge \beta * a_g $ $T_C \le T \le T_D$	(3.3)
$S_d(T) = a_g * S * (2.50/q) * (T_C * T_D/T^2) \ge \beta * a_g$ $T_D \le T \le 4 \sec \beta$	(3.4)
Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η τιμή β ορίζεται σε β=0.2 (πηγές [11] και [3])	

Πίνακας 3.1 Τιμή σχεδιασμού σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους τύπου Α: $a_g = \gamma_I^* a_{gR}$ (EN 1998-1/ΕΠ Πίν.1) ([11], από Τυπολόγιο Σιδηρών Κατασκευών [4])

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1	Z2	Z3
Τιμή αναφοράς σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους Α: a _{gR}	0,16 [.] g	0,24 [.] g	0,36 [.] g

Πίνακας 3.2 Συντελεστής Σπουδαιότητας: γι (ΕΝ1998-1 Πίν. 4.3) ([11], [4])

Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίων					
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα κλπ.	0,80			
II	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις λοιπές κατηγορίες	1,00			
III	Κτίρια των οποίων η αντισεισμική αντοχή είναι σημαντική ως προς τις συνέπειες μιας πιθανής αστοχίας, π.χ. σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού, μουσεία κλπ.	1,20			
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία κατά την διάρκεια του σεισμού είναι ζωτικής σημασίας για την πολιτική προστασία, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.	1,40			

Πίνακας 3.3 Τιμές παραμέτρων εδαφικού τύπου: Τ_B, T_C, T_D, S (EN 1998-1/ΕΠ Πίν. 3.2) ([11], [4])

Κατηγορία εδάφους	А	В	С	D	E
S [-]	1,0	1,20	1,15	1,35	1,40
T _B [sec]	0,15	0,15	0,20	0,20	0,15
T _C [sec]	0,40	0,50	0,60	0,80	0,50
T _D [sec]	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50

Η επιτάχυνση a_g καθορίζεται μέσω των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρείς τέτοιες Ζώνες όπως φαίνεται και στον Πίνακα 3.1. Στο Σχήμα 3.2 φαίνεται ο αντίστοιχος χάρτης με τις περιοχές.



Σχήμα 3.2 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας ΕΝ1998-1:2004 [11]

Υπάρχει επίσης και ο πίνακας για την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q που εξαρτάται από την πλαστιμότητα που επιδιώκεται στη κατασκευή.

Δομικό σύστημα	Κατηγορία Πλαστιμότητας				
• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Μἑση	Υψηλή			
α) Πλαίσια ροπής	4,0	6,0			
β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας					
- Διαγώνιοι	4,0	4,0			
- Σχήματος V	2,0	2,5			
γ) Πλαίσια με ἑκκεντρους συνδἑσμους δυσκαμψίας	4,0	6,0			
Για Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας μπορεί να λαμβά απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων.	νεται q = 1,5 χ	ωρίς την			

Πίνακας 3.4 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς: q (ΕΝ 1998-1 Πίν. 6.2) ([11], [4])

Ενώ για την Επιλογή της Κατηγορίας Εδάφους υπάρχει ο Πίνακας 3.5.

			Ιαραμετρ	οι
Κατηγορία	Περιγραφή στρωματογραφίας	V _{S.30}	N _{SPT}	c _u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	-	_
В	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
С	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές ν _s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με ν _s > 800 m/s			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό	< 100 (ενδεικτικό)	-	10 - 20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους Α – Ε ή S ₁			

Πίνακας 3.5 Κατηγοριοποίηση Εδάφους [11]

Στο έργο που σχεδιάστηκε η γεωγραφική του θέση αλλά και οι απαιτήσεις σχεδιασμού που επιλέχθηκαν οδήγησαν στα εξής δεδομένα:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: Z2 => a_{gR} =0.24g Κατηγορία Σπουδαιότητας III => γ_I =1.20 Κατηγορία Εδάφους B => S=1.20, T_B=0.15sec, T_C=0.50sec, T_D=2.50sec

Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι το Δομικό Σύστημα διαφέρει στις δύο διαστάσεις X και Y (όπως φαίνεται και στον φορέα, Κεφάλαιο1)

Για σεισμό κατά Χ: Πλαίσια Ροπής και Μέση κατηγορία πλαστιμότητας=>q=4.0 Για σεισμό κατά Υ: Πλαίσια με Κεντρικούς Διαγώνιους Συνδέσμους Δυσκαμψίας και Μέση κατηγορία πλαστιμότητας=>q=4.0

Για την ανάλυση του φορέα λόγω των σεισμικών φορτίων χρησιμοποιήθηκε σαν μέθοδος υπολογισμού η ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis) σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, με θεώρηση φυσικά του τρισδιάστατου φορέα χωρίς να ληφθεί υπόψη η σύμμικτη λειτουργία των δοκών που συνδέονται με την πλάκα.

Η θεώρηση αυτή οφείλεται στα εξής: η κατανομή των εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων σε ότι αφορά την πλαισιακή λειτουργία του φορέα για τις σεισμικές φορτίσεις εξαρτάται από τη δυσκαμψία των δοκών στους κόμβους και επηρεάζεται ελάχιστα από τη δυσκαμψία στα ανοίγματα [2]. Καθώς λοιπόν ο σεισμός επιδρά στην κατασκευή εφαρμόζοντας μία ανακυκλιζόμενη φόρτιση το πρόσημο των ροπών και ως εκ τούτου η ρηγμάτωση στις περιοχές των κόμβων εναλλάσσεται συνεχώς με μικρή δυνατότητα κλεισίματος των ρωγμών. Είναι εύλογη λοιπόν η θεώρηση ρηγματωμένου σκυροδέματος στους κόμβους, άρα θεώρηση της διατομής λαμβάνοντας υπόψη μόνο τη σιδηροδοκό και μάλιστα σε όλο το μήκος της χωρίς να επηρεάζεται η ανάλυση [2]. Αυτή η θεώρηση έδωσε την δυνατότητα να χρησιμοποιηθεί με ασφάλεια για την ιδιομορφική ανάλυση το πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 για την παραγωγή των ιδιομορφών και κατ' επέκταση των εντάσεων στα μέλη ώστε αυτά να διαστασιολογηθούν και να ελεγχθούν.

Παρακάτω θα παρουσιαστεί πίνακας αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα με τις βασικότερες ιδιομορφές. Πρέπει να αναφερθεί ότι πληρούνται τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 που αναφέρει πως:

1) Το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα (ανά διεύθυνση)=> $\Sigma Mi \ge 90\% M_{tot}$ [11] 2) λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας [11]

Μάλιστα λόγω των δυνατοτήτων του προγράμματος επιλέχθηκαν ακόμα περισσότερες ιδιομορφές στην ανάλυση (παρ' όλο που ίσως δεν χρειάζονταν).

Ιδιομορφή	Συχνότητα (Ηz)	Περίοδος	Δρώσα Μάζα	Δρώσα Μάζα	Σχετική Μάζα	Σχετική Μάζα	
	(ΠΖ)	(sec)	UX(%)	UY(%)	UX(%)	UY(%)	
1	0,74	1,35	0,00	74,14	0,00	74,14	
2	0,77	1,30	79,05	0,00	79,05	74,14	
3	0,94	1,06	0,01	0,00	79,06	74,14	
4	2,24	0,45	0,00	16,35	79,06	90,48	
5	2,40	0,42	10,41	0,00	89,46	90,48	
6	2,87	0,35	0,00	0,00	89,46	90,48	
7	3,85	0,26	0,00	4,48	89,46	94,96	
8	4,37	0,23	4,28	0,00	93,74	94,96	
9	5,05	0,20	0,00	0,00	93,74	94,96	
10	5,54	0,18	0,00	0,00 2,40		97,36	
11	6,76	0,15	2,44	0,00	96,18	97,36	
12	7,05	0,14	0,00	1,35	96,18	98,72	
Συνολική Ν	Ιάζα UX (Mgr)	4054.45	για όλες τις	ιδιομορφές	ΣMi>90%	ΣMi>90%	
Συνολική Ν	Ιάζα UY (Mgr)	4054.45	για όλες τις	ιδιομορφές	Αποτελέσματα από:		
					Autodesk Rob	ot Structural	
					Analysis Prof	essional 2018	

Πίνακας 3.6 - Αποτελέσματα Δυναμικής Ανάλυσης

Επίσης πάλι μέσω του προγράμματος θα παρουσιαστούν και κάποιες ιδιομορφές του μοντέλου από την ανάλυση.

Επιλέχθηκαν οι 6 πρώτες ιδιομορφές ώστε να παρουσιαστούν ιδιομορφές 1ης και 2ης τάξης για κάθε είδος ιδιομορφής (μεταφορικές κατά X και κατά Y και Στροφικές).





Σχήμα 3.4 Ιδιομορφή 2 - Μεταφορική κατά τη Διεύθυνση Χ (1ης Τάξης Ιδιομορφή)



Σχήμα 3.5 Ιδιομορφή 3 - Στρεπτική (1ης Τάξης Ιδιομορφή)







Σχήμα 3.7 Ιδιομορφή 5 - Μεταφορική κατά τη Διεύθυνση Χ (2ης Τάξης Ιδιομορφή)



Σχήμα 3.8 Ιδιομορφή 6 - Στρεπτική (2ης Τάξης Ιδιομορφή)



Επαλληλία Ιδιομορφικών Αποκρίσεων

Η συμμετοχή των ιδιομορφών και η επιρροή τους για τον υπολογισμό κάποιου μεγέθους Ε προκύπτει με τις μεθόδους:

1) CQC (Complete Quadric Combination) και

2) SRSS (Square Root of the Sum of Squares)

Όταν ισχύει $T_j \ge 0.9T_i$ όπου $T_i > T_j$ (εξαρτημένες ιδιομορφές) χρησιμοποιείται η μέθοδος CQC λόγω μεγαλύτερης ακρίβειας των αποτελεσμάτων, αντιθέτως όταν προκύπτουν ανεξάρτητες ιδιομορφές $(T_j < 0.9 * T_i)$ μπορεί να χρησιμοποιείται η μέθοδος SRSS μιας και στις περιπτώσεις αυτές τα αποτελέσματα της CQC μεθόδου συγκλίνουν σε αυτά της SRSS.

Οι μέθοδοι αυτές περιγράφονται στο Σχήμα 3.9

Σχήμα 3.9 Σχέσεις Επαλληλίας ιδιομορφικών Αποκρίσεων [Τυπολόγιο Αντισεισμική Τεχνολογία 1 [3]) Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

Συμβολισμός: exE = πιθανή ακραία τιμή μεγέθους E

 E_i, E_j = ιδιομορφικές τιμές μεγέθους E

CQC:
$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i} \sum_{j} \varepsilon_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$
 on $\delta \pi o \upsilon$: $\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2} (1+r)}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r (1+r)^2}$ $\mu \varepsilon \frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j}$, $T_i > T_j$

SRSS: ex $E = \pm \sqrt{\sum_{i} E_{i}^{2}}$ εφόσον οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους ($T_{j} \leq 0,90 \cdot T_{i}$)

Για την ανάλυση στον φορέα και την παραγωγή των απαραίτητων μεγεθών χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος CQC μέσω του προγράμματος (Autodesk Robot).

Κεφάλαιο 4: Συνδυασμοί Φόρτισης

4.1 Γενικά

Ο βασικός στόχος του σχεδιασμού είναι η διασφάλιση ενός ικανοποιητικού επιπέδου ασφαλείας για την κατασκευή έναντι αστοχίας. Ταυτόχρονα είναι απαραίτητο να διασφαλιστεί η αποφυγή υπερβολικών παραμορφώσεων και ταλαντώσεων για τα στοιχεία της κατασκευής. Επίσης υπάρχουν απαιτήσεις για ελέγχους κόπωσης σε μέλη με μεγάλο αριθμό διακυμάνσεων και εναλλαγών στις τάσεις που εφαρμόζονται σε αυτά λόγω κάποιας επαναλαμβανόμενης φόρτισης ενώ τέλος υπάρχουν και οι έλεγχοι έναντι πυρκαγιάς που στοχεύουν στο να διασφύγουν οι κάτοικοι του κτιρίου και να επέμβει η πυροσβεστική. Όλα αυτά τα στοιχεία είναι βασικά για τον σωστό σχεδιασμό μιας κατασκευής ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί με ασφάλεια και χωρίς προβλήματα. Έτσι διαμορφώθηκαν και παρουσιάζονται στους κανονισμούς κάποιοι συνδυασμοί φορτίσεων και μεθοδολογίες ώστε να ικανοποιηθούν όλες αυτές οι προϋποθέσεις κατά τον σχεδιασμό μέσω κατάλληλων ελέγχων (Σημειώσεις Σιδηρές Κατασκευές Ι [13]).

4.2 Οριακές Καταστάσεις και Συνδυασμοί

Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω οι κανονισμοί και συγκεκριμένα ο Ευρωκώδικας 1 περιλαμβάνουν ένα σύνολο κριτηρίων που πρέπει να ικανοποιείται ώστε η κατασκευή να μην παρουσιάζει προβλήματα σε οποιαδήποτε φάση κατασκευής και χρήσης. Υπάρχουν λοιπόν οι Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας που αφορούν συνδυασμούς φόρτισης για την κάθε περίπτωση που εξετάζεται.

Η <u>Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (OKA)</u> αφορά την προστασία της κατασκευής από τον κίνδυνο κατάρρευσης (καθολικής ή μερικής) και έχει να κάνει με την ασφάλεια της κατασκευής και των προσώπων που βρίσκονται σε αυτή.

Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι η μέγιστη αντοχή της κατασκευής (ή στοιχείου της κατασκευής) μπορεί να αντέξει τις μέγιστες δράσεις που θα επιβληθούν σε αυτήν (υπό ακραίες συνθήκες φόρτισης) με ένα λογικό περιθώριο ασφαλείας.

Αντίστοιχα η <u>Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας</u> (ΟΚΛ) αφορά καταστάσεις, κατά τις οποίες η κατασκευή, παρόλο που μπορεί να παραλάβει τα φορτία που της επιβάλλονται, παρουσιάζει συμπεριφορές όπως υπερβολικές παραμορφώσεις, ταλάντωση κλπ. Το σημαντικότερο προβλήματα στη περίπτωση αυτή είναι η αίσθηση ανασφάλειας στους χρήστες, οι βλάβες μη φερόντων στοιχείων και οι ανεπιθύμητες ρηγματώσεις σε κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι μετακινήσεις και οι ταλαντώσεις που εξετάζονται έχουν σχέση με τη δυσκαμψία της κατασκευής και όχι με την αντοχή της.(Θεωρητικό υπόβαθρο από [13])

Συντελεστές Ασφαλείας

Κατά το σχεδιασμό λόγω αβεβαιότητας της ακρίβειας της αντοχής αλλά και της τιμής των δράσεων υπάρχει η λογική των συντελεστών ασφαλείας οι οποίοι όταν αφορούν τις δράσεις αυξάνουν την τιμή τους ενώ μειώνουν τις αντοχές (Σύμφωνα με κάποιες λογικές στατιστικής). Προκύπτουν λοιπόν οι σχέσεις:

Δράσεις => $E_d = \gamma_f * E_k$	(4.1)
Αντοχές => $R_d = R_k / \gamma_m$	(4.2)

όπου: k για χαρακτηριστικές τιμές και d για τιμές σχεδιασμού

Στους Πίνακες 4.1 και 4.2 φαίνονται οι συντελεστές αυτοί:

Πίνακας 4.1 Συντελεστές Ασφαλείας Δράσεων

Είδος Δράσης	Δυσμενής Επιρροή	Ευμενής Επιρροή
Μόνιμη G	1.35	1.00
Κινητή Q	1.50	0.00

Πίνακας 4.2 Συντελεστές Ασφαλείας Αντοχών

Δομικός	Χάλυβας	Σκυρόδεμα				
γ _{м0}	1.00	γc	1.50			
γ_{M1}	1.00	Χάλ	υβας Οπλισμών			
γ _{M2}	1.25	γ_{s}	1.15			

Υπάρχουν επίσης και οι Συντελεστές ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 οι οποίοι χρησιμοποιούνται στους διάφορους συνδυασμούς ως συντελεστές που πολλαπλασιάζονται με τις δράσεις με τις εξής περιπτώσεις:

 $\psi_0^* Q_k \Longrightarrow$ τιμή Σχεδιασμού

 $ψ_1 * Q_k => συχνή τιμή$

 $ψ_2 * Q_k =>$ οιονεί μόνιμη τιμή

Στον Κανονισμό υπάρχουν κατάλληλοι πίνακες για τις τιμές αυτές.

Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα οι συνδυασμοί αυτοί παράχθηκαν αυτόματα σύμφωνα με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα του Ευρωκώδικα 1

Σχήμα 4.1	Κανονισμοί που	χρησιμοποιήθηκαν	κατά τη	χρήση τ	του Aut	odes	k Robot
🔜 Job	Preferences					?	×

Units and Formats Materials Databases Design codes Loads Work Parameters Meshing	Code combinations: Snow/wind loads: Seismic loads:	ELOT EN EN 1991 E.A.K. 2	1990/A1 -1-3/4:2005 NAD (000/2003 updated	Sreece V
🔆 Open defa	ult parameters			
Save current pa	arameters as default	ОК	Cancel	Help

Στους Πίνακες 4.3 και 4.4 θα παρουσιαστούν οι συντελεστές και οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τους συνδυασμούς στο περιβάλλον του προγράμματος.

Ενώ στους Πίνακες 4.5, 4.6, 4.7 και 4.8 παρουσιάζονται οι συνδυασμοί που ελέγχθηκαν μέσω του προγράμματος.

Πίνακας 4.3 Πίνακας Συντελεστών

Code:	ELC	DT EN 1990/A1			Ver	sion:	24	4. <mark>0</mark>								
	Nature	Subnature	Ymax	Ƴmin	γs	ya 👔	$ \Psi_{0,1} $	$\Psi_{0,2}$	$\Psi_{0,3}$	$\Psi_{0,n}$	Ψ_1	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{2,n}$	Ψ_{K}	ξı	ξı
1	Dead	STRC	1.35	1	1	1									0.925	1
2	Dead	NSTR	1.35	1	1	1									0.925	1
3	Live	CAT_A	1.5		1		0.7				0.5	0.3				
4	Live	CAT_B	1.5		1		0.7				0.5	0.3				
5	Live	CAT_C	1.5		1		0.7				0.7	0.6				
6	Live	CAT_D	1.5		1		0.7				0.7	0.6				
7	Live	CAT_E	1.5		1		1				0.9	0.8				
8	Live	CAT_F	1.5		1		0.7				0.7	0.6				
9	Live	CAT_G	1.5		1		0.7				0.5	0.3				
10	Live	CAT_H	1.5		1											
11	Snow		1.5		1		0.5				0.2					
12	Snow	S_M1000	1.5		1		0.5				0.2					
13	Snow	S_P1000	1.5		1		0.7				0.5	0.2				
14	Wind		1.5		1		0.6				0.2					
15	Temperature		1.5		1		0.6				0.5					
16	Accidental					1										
17	Seismic					1										
18	1															

Πίνακας 4.4 Πίνακας Συνδυασμών

		Combinatio	lines defined type	Loads				
		n type	user-denned type	Dead	Live	Accidental	Seismic	
1	ULS	USR	STR	$\sum_{i\geq 1}^{(4)} G_i \cdot \begin{cases} \gamma_{\max}^{(i)} \\ \gamma_{\min}^{(i)} \end{cases}$	$ \sum_{i\geq 1}^{(39)} \mathcal{Q}_i \cdot \Psi_{0,1}^{(i)} \cdot \begin{cases} \gamma(i)_{\max} \\ 0 \end{cases} $	(0)	(0)	
2	ULS	USR	STR	$ \sum_{i\geq 1}^{(38)} G_i \cdot \xi(i)_1 \cdot \begin{cases} \gamma_{\max}^{(i)} \\ \gamma_{\min}^{(i)} \end{cases} \end{cases} $	$ \begin{array}{c} \textbf{(19)} \\ \mathcal{Q}_i \cdot \mathcal{\gamma}_i + \sum_{j \geq l, i \neq j} \mathcal{Q}_j \cdot \mathcal{\gamma}_j \cdot \Psi_{0,1} \end{array} $	(0)	(0) 	
3	SLS	RAR		(1) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_S^{(i)}$	(21) $Q_i + \sum_{j \ge 1, i \neq j} Q_j \cdot \Psi_{0,1}$	(0)	(0)	
4	SLS	FRE		$\prod_{i\geq 1}^{(1)} G_i \cdot \gamma_S^{(i)}$	(20) $\mathcal{Q}_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j \geq l, i \neq j} \mathcal{Q}_j \cdot \Psi_{2,l}$	(0)	(0) 	
5	SLS	QPR		(1) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_{\mathcal{S}}^{(i)}$	(22) $\sum_{i\geq 1} Q_i \cdot \Psi_{2,1}^{(i)}$	(0)	(0)	
6	ACC	ACC		$\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_a^{(i)}$	$ \begin{array}{c} \textbf{(20)} \\ \mathcal{Q}_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j \geq 1, i \neq j} \mathcal{Q}_j \cdot \Psi_{2,1} \end{array} $	(18) $\sum_{i\geq 1} \mathcal{A}_i \cdot \mathcal{Y}_a^{(i)}$	(0) 	
7	ACC	SEI		(5) $\sum_{i\geq 1}G_i\cdot \gamma_a^{(i)}$	(22) $\sum_{i\geq 1} \mathcal{Q}_i \cdot \Psi_{2,1}^{(i)}$	(0)	$\sum_{i\geq 1}^{(17)} S_i \cdot \begin{cases} \gamma_a^{(i)} \\ -\gamma_a^{(i)} \end{cases}$	
8	ACC	SEI		(5) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_a^{(i)}$	(22) $\sum_{i\geq 1} \mathcal{Q}_i \cdot \Psi_{2,1}^{(i)}$	(0)	(0)	
9	SEI	USR	FIRE	(5) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_a^{(i)}$	$\begin{array}{c} \textbf{(20)} \\ \mathcal{Q}_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j \geq 1, i \neq j} \mathcal{Q}_j \cdot \Psi_{2,1} \end{array}$	(18) $\sum_{i\geq 1} \mathcal{A}_i \cdot \gamma_a^{(i)}$	(0)	
10								

G => Μόνιμα Φορτία	Q =>Kινη ⁻	τά Φορτία	S => Φορτία Χιονιού
$W_x \Longrightarrow$ Άνεμος κατά τη διει	ύθυνση Χ	$W_y => Av\epsilon$	μος κατά τη διεύθυνση Υ
$E_x => \Sigma$ εισμός κατά τη διεί	θυνση Χ	$E_y => \Sigma \epsilon \iota \sigma$	μός κατά τη διεύθυνση Υ

Πίνακας 4.5 Συνδυασμοί ΟΚΑ

Συ	νδυασμοί Φορτίσεων ΟΚΑ (ULS)		
ULS/1	1.35*G + 1.05*Q + 0.75*S	ULS/34	1.00*G + 1.50*Q + 0.90*Wx + 0.75*S
ULS/2	1.35*G + 1.05*Q	ULS/35	1.00*G + 1.50*Q + 0.90*Wx
ULS/3	1.35*G + 1.05*Q + 0.90*Wx + 0.75*S	ULS/36	1.00*G + 1.50*Q + 0.90*Wy + 0.75*S
ULS/4	1.35*G + 1.05*Q + 0.90*Wx	ULS/37	1.00*G + 1.50*Q + 0.90*Wy
ULS/5	1.35*G + 1.05*Q + 0.90*Wy + 0.75*S	ULS/38	1.00*G
ULS/6	1.35*G + 1.05*Q + 0.90*Wy	ULS/39	1.25*G + 1.05*Q + 1.50*Wx + 0.75*S
ULS/7	1.35*G + 0.75*S	ULS/40	1.25*G + 1.05*Q + 1.50*Wx
ULS/8	1.35*G	ULS/41	1.25*G + 1.05*Q + 1.50*Wy + 0.75*S
ULS/9	1.35*G + 0.90*Wx + 0.75*S	ULS/42	1.25*G + 1.05*Q + 1.50*Wy
ULS/10	1.35*G + 0.90*Wx	ULS/43	1.25*G + 1.50*Wx + 0.75*S
ULS/11	1.35*G + 0.90*Wy + 0.75*S	ULS/44	1.25*G + 1.50*Wx
ULS/12	1.35*G + 0.90*Wy	ULS/45	1.25*G + 1.50*Wy + 0.75*S
ULS/13	1.00*G + 1.05*Q + 0.75*S	ULS/46	1.25*G + 1.50*Wy
ULS/14	1.00*G + 1.05*Q	ULS/47	1.00*G + 1.05*Q + 1.50*Wx + 0.75*S
ULS/15	1.00*G +1.05*Q + 0.90*Wx + 0.75*S	ULS/48	1.00*G + 1.05*Q + 1.50*Wx
ULS/16	1.00*G + 1.05*Q + 0.90*Wx	ULS/49	1.00*G + 1.05*Q + 1.50*Wy + 0.75*S
ULS/17	1.00*G + 1.05*Q + 0.90*Wy + 0.75*S	ULS/50	1.00*G + 1.05*Q + 1.50*Wy
ULS/18	1.00*G + 1.05*Q + 0.90*Wy	ULS/51	1.00*G + 1.50*Wx + 0.75*S
ULS/19	1.00*G + 0.75*S	ULS/52	1.00*G + 1.50*Wx
ULS/20	1.00*G	ULS/53	1.00*G + 1.50*Wy + 0.75*S
ULS/21	1.00*G + 0.90*Wx + 0.75*S	ULS/54	1.00*G + 1.50*Wy
ULS/22	1.00*G + 0.90*Wx	ULS/55	1.25G + 1.05*Q + 1.50*S
ULS/23	1.00*G + 0.90*Wy + 0.75*S	ULS/56	1.25*G + 1.05*Q + 0.90*Wx + 1.50*S
ULS/24	1.00*G + 0.90*Wy	ULS/57	1.25*G + 1.05*Q + 0.90*Wy + 1.50*S
ULS/25	1.25*G + 1.50*Q + 0.75*S	ULS/58	1.25*G + 1.50*S
ULS/26	1.25*G + 1.50*Q	ULS/59	1.25*G + 0.90*Wx + 1.50*S
ULS/27	1.25*G + 1.50*Q + 0.90*Wx + 0.75*S	ULS/60	1.25*G + 0.90*Wy + 1.50*S
ULS/28	1.25*G + 1.50*Q + 0.90*Wx	ULS/61	1.00*G + 1.05*Q + 1.50*S
ULS/29	1.25*G + 1.50*Q + 0.90*Wy + 0.75*S	ULS/62	1.00*G + 1.05*Q + 0.90*Wx + 1.50*S
ULS/30	1.25*G + 1.50*Q + 0.90*Wy	ULS/63	1.00*G + 1.05*Q + 0.90*Wy + 1.50*S
ULS/31	1.25*G	ULS/64	1.00*G + 1.50*S
ULS/32	1.00*G + 1.50*Q + 0.75*S	ULS/65	1.00*G + 0.90*Wx + 1.50*S
ULS/33	1.00*G + 1.50*Q	ULS/66	1.00*G + 0.90*Wy + 1.50*S
Συνδ	δυασμοί Φορτίσεων ΟΚΛ (SLS)		
------------	------------------------------------	------------	------------------------------------
SLS:CHR/1	1.00*G + 1.00*Q + 0.50*S	SLS:CHR/1	1.00*G + 1.00*Q + 0.50*S
SLS:CHR/2	1.00*G + 1.00*Q	SLS:CHR/2	1.00*G + 1.00*Q
SLS:CHR/3	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wx + 0.50*S	SLS:CHR/3	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wx + 0.50*S
SLS:CHR/4	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wx	SLS:CHR/4	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wx
SLS:CHR/5	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wy + 0.50*S	SLS:CHR/5	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wy + 0.50*S
SLS:CHR/6	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wy	SLS:CHR/6	1.00*G + 1.00*Q + 0.60*Wy
SLS:CHR/7	1.00*G	SLS:CHR/7	1.00*G
SLS:CHR/8	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wx + 0.50*S	SLS:CHR/8	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wx + 0.50*S
SLS:CHR/9	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wx	SLS:CHR/9	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wx
SLS:CHR/10	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wy + 0.50*S	SLS:CHR/10	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wy + 0.50*S
SLS:CHR/11	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wy	SLS:CHR/11	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*Wy
SLS:CHR/12	1.00*G + 1.00*Wx + 0.50*S	SLS:CHR/12	1.00*G + 1.00*Wx + 0.50*S
SLS:CHR/13	1.00*G + 1.00*Wx	SLS:CHR/13	1.00*G + 1.00*Wx
SLS:CHR/14	1.00*G + 1.00*Wy + 0.50*S	SLS:CHR/14	1.00*G + 1.00*Wy + 0.50*S
SLS:CHR/15	1.00*G + 1.00*Wy	SLS:CHR/15	1.00*G + 1.00*Wy
SLS:CHR/16	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*S	SLS:CHR/16	1.00*G + 0.70*Q + 1.00*S
SLS:CHR/17	1.00*G + 0.70*Q + 0.60*Wx + 1.00*S	SLS:CHR/17	1.00*G + 0.70*Q + 0.60*Wx + 1.00*S
SLS:CHR/18	1.00*G + 0.70*Q + 0.60*Wy + 1.00*S	SLS:CHR/18	1.00*G + 0.70*Q + 0.60*Wy + 1.00*S
SLS:CHR/19	1.00*G + 1.00*S	SLS:CHR/19	1.00*G + 1.00*S
SLS:CHR/20	1.00*G + 0.60*Wx + 1.00*S	SLS:CHR/20	1.00*G + 0.60*Wx + 1.00*S
SLS:CHR/21	1.00*G + 0.60*Wy + 1.00*S	SLS:CHR/21	1.00*G + 0.60*Wy + 1.00*S
SLS:FRE/22	1.00*G + 0.50*Q	SLS:FRE/1	1.00*G + 0.50*Q
SLS:FRE/23	1.00*G	SLS:FRE/2	1.00*G
SLS:FRE/24	1.00*G + 0.30*Q + 0.20*Wx	SLS:FRE/3	1.00*G + 0.30*Q + 0.20*Wx
SLS:FRE/25	1.00*G + 0.30*Q + 0.20*Wy	SLS:FRE/4	1.00*G + 0.30*Q + 0.20*Wy
SLS:FRE/26	1.00*G + 0.20*Wx	SLS:FRE/5	1.00*G + 0.20*Wx
SLS:FRE/27	1.00*G + 0.20*Wy	SLS:FRE/6	1.00*G + 0.20*Wy
SLS:FRE/28	1.00*G + 0.30*Q + 0.20*S	SLS:FRE/7	1.00*G + 0.30*Q + 0.20*S
SLS:FRE/29	1.00*G + 0.20*S	SLS:FRE/8	1.00*G + 0.20*S
SLS:QPR/30	1.00*G + 0.30*Q	SLS:QPR/1	1.00*G + 0.30*Q
SLS:QPR/31	1.00*G	SLS:QPR/2	1.00*G

Πίνακας 4.6 Συνδυασμοί ΟΚΛ

Σεισμικ	κοί Συνδυασμοί Φορτίσεων		
ACC:SEI/1	1.00*G + 0.30*Q + 1.00*Ex	ACC:SEI/1	1.00*G + 0.30*Q + 1.00*Ex
ACC:SEI/2	1.00*G + 1.00*Ex	ACC:SEI/2	1.00*G + 1.00*Ex
ACC:SEI/3	1.00*G	ACC:SEI/3	1.00*G
ACC:SEI/4	1.00*G + 0.30*Q + 1.00*Ey	ACC:SEI/4	1.00*G + 0.30*Q + 1.00*Ey
ACC:SEI/5	1.00*G + 1.00*Ey	ACC:SEI/5	1.00*G + 1.00*Ey
ACC:SEI/6	1.00*G + 0.30*Q+ 1.00*Ex + 0.30*Ey	ACC:SEI/6	1.00*G + 0.30*Q + 1.00*Ex + 0.30*Ey
ACC:SEI/7	1.00*G + 0.30*Q+ 1.00*Ex - 0.30*Ey	ACC:SEI/7	1.00*G + 0.30*Q + 1.00*Ex - 0.30*Ey
ACC:SEI/8	1.00*G + 0.30*Q + 0.30*Ex + 1.00*Ey	ACC:SEI/8	1.00*G + 0.30*Q + 0.30*Ex + 1.00*Ey
ACC:SEI/9	1.00*G + 0.30*Q + 0.30*Ex -1.00*Ey	ACC:SEI/9	1.00*G + 0.30*Q + 0.30*Ex - 1.00*Ey
ACC:SEI/10	1.00*G + 1.00*Ex + 0.30*Ey	ACC:SEI/10	1.00*G + 1.00*Ex + 0.30*Ey
ACC:SEI/11	1.00*G + 1.00*Ex - 0.30*Ey	ACC:SEI/11	1.00*G + 1.00*Ex - 0.30*Ey
ACC:SEI/12	1.00*G + 0.30*Ex + 1.00*Ey	ACC:SEI/12	1.00*G + 0.30*Ex + 1.00*Ey
ACC:SEI/13	1.00*G + 0.30*Ex - 1.00*Ey	ACC:SEI/13	1.00*G + 0.30*Ex - 1.00*Ey
ACC:SEI/14	1.00*G + 0.30*Q -1.00*Ex	ACC:SEI/14	1.00*G + 0.30*Q - 1.00*Ex
ACC:SEI/15	1.00*G -1.00*Ex	ACC:SEI/15	1.00*G - 1.00*Ex
ACC:SEI/16	1.00*G + 0.30*Q -1.00*Ey	ACC:SEI/16	1.00*G + 0.30*Q - 1.00*Ey
ACC:SEI/17	1.00*G -1.00*Ey	ACC:SEI/17	1.00*G - 1.00*Ey
ACC:SEI/18	1.00*G + 0.30*Q - 1.00*Ex - 0.30*Ey	ACC:SEI/18	1.00*G + 0.30*Q - 1.00*Ex - 0.30*Ey
ACC:SEI/19	1.00*G + 0.30*Q - 1.00*Ex + 0.30*Ey	ACC:SEI/19	1.00*G + 0.30*Q - 1.00*Ex + 0.30*Ey
ACC:SEI/20	1.00*G + 0.30*Q - 0.30*Ex - 1.00*Ey	ACC:SEI/20	1.00*G + 0.30*Q - 0.30*Ex - 1.00*Ey
ACC:SEI/21	1.00*G + 0.30*Q - 0.30*Ex + 1.00*Ey	ACC:SEI/21	1.00*G + 0.30*Q - 0.30*Ex + 1.00*Ey
ACC:SEI/22	1.00*G - 1.00*Ex - 0.30*Ey	ACC:SEI/22	1.00*G - 1.00*Ex - 0.30*Ey
ACC:SEI/23	1.00*G - 1.00*Ex + 0.30*Ey	ACC:SEI/23	1.00*G - 1.00*Ex + 0.30*Ey
ACC:SEI/24	1.00*G - 0.30*Ex - 1.00*Ey	ACC:SEI/24	1.00*G - 0.30*Ex - 1.00*Ey
ACC:SEI/25	1.00*G - 0.30*Ex + 1.00*Ey	ACC:SEI/25	1.00*G - 0.30*Ex + 1.00*Ey
ACC:SEISHEAR			
/26	1.00*G + 0.30*Q		
ACC:SEISHEAR			
/27	1.00*G		

Πίνακας 4.7 Σεισμικοί Συνδυασμοί

Σε πολλά σημεία παρατηρείται επανάληψη κάποιων συνδυασμών ενώ κάποιοι συνδυασμοί είναι αυτονόητο ότι δεν είναι κρίσιμοι όμως επιλέχθηκε να παρουσιαστούν αναλυτικά όλοι οι συνδυασμοί που παράχθηκαν και ελέγχθηκαν από το πρόγραμμα για λόγους πληρότητας.

Κεφάλαιο 5: Σχεδιασμός Σύμμικτης Πλάκας

5.1 Γενικά - Σύμμικτες πλάκες σε πολυώροφα κτίρια

Είναι γενικά σύνηθες σε πολυώροφα κτίρια από χάλυβα να χρησιμοποιούνται πλάκες οι οποίες θα είναι σύμμικτες. Στις πλάκες αυτές το έγχυτο σκυρόδεμα συνεργάζεται με μεταλλικά χαλυβδόφυλλα, με τα οποία συνδέεται τις περισσότερες φορές μέσω εγκοπών διαφόρων τύπων με τις οποίες εξασφαλίζεται η σύμμικτη λειτουργία αφού με την διάταξη αυτή μεταφέρεται η διαμήκης διάτμηση από τα μεταλλικά φύλλα στο σκυρόδεμα (μηχανικός τρόπος). Άλλοι τρόποι με τους οποίους επιτυγχάνεται η σύμμικτη λειτουργία είναι μέσω συγκόλλησης χαλύβδινου πλέγματος στα φύλλα ή ακόμα και μέσω τριβής μεταξύ χαλυβδόφυλλου σκυροδέματος. Στη περίπτωση της μεταφοράς δυνάμεων μέσω της τριβής πρέπει οι αυλακώσεις των φύλων να περιορίζουν το σκυρόδεμα με τρόπο τέτοιο ώστε να αποφεύγεται η αποκόλλησή του από την πλάκα.

Επισημαίνεται επίσης πως συχνά τοποθετούνται ράβδοι οπλισμού στο κατώτερο σημείο των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων, σε μικρή απόσταση από αυτά, για λόγους προστασίας σε περίπτωση πυρκαγιάς. Αν ξεσπάσει στο κτίριο πυρκαγιά επειδή λόγο της θερμοκρασίας το χαλυβδόφυλλο μπορεί να απενεργοποιηθεί οι ράβδοι αυτοί θα παραλάβουν τα φορτία και θα το υποκαταστήσουν όσο θα διαρκέσει η πυρκαγιά.

Ο λόγος που επιλέγεται τόσο έντονα αυτός ο τύπος πλακών ιδιαίτερα στα μεταλλικά κτίρια έχει σχέση με κάποια πλεονεκτήματα που προσφέρουν και τα οποία είχαν σαν αποτέλεσμα την αύξηση της ταχύτητας ανέγερσης. Ένας από τους σημαντικότερους λόγους που συνέβη αυτό είναι το γεγονός πως οι σύμμικτες πλάκες λειτουργούν και σαν μεταλλότυποι, δηλαδή κατά την έγχυση και διάστρωση του σκυροδέματος έχουν την δυνατότητα να παραλάβουν τα αντίστοιχα φορτία κατά τη φάση κατασκευής πράγμα που σημαίνει πως αποφεύγονται οι ξυλότυποι.

Με τα χαλυβδόφυλλα υπάρχει δυνατότητα άμεσης διάστρωσης του σκυροδέματος και μετέπειτα λειτουργίας του συνολικού συστήματος με σύμμικτη λειτουργία κατά τη φάση λειτουργίας. Ακόμα και σε περιπτώσεις που το χαλυβδόφυλλο μπορεί να χρειάζεται και κάποια ενδιάμεση προσωρινή υποστήριξη κατά τη φάση κατασκευής (όταν θα κληθεί να παραλάβει τα φορτία του έγχυτου σκυροδέματος και της διάστρωσης) οι συνθήκες είναι πιο ευνοϊκές από την περίπτωση του ξυλοτύπου ο οποίος αν μη τι άλλο θα πρέπει αφού το σκυρόδεμα πάρει τις αντοχές του να αφαιρεθεί (επιπλέον εργασία και κόστος). Σημαντικό είναι επίσης ότι μέσω διατμητικών συνδέσμων δυσκαμψίας κατά μήκος των δοκών (στηρίξεις πλάκας) μπορεί εύκολα να δημιουργηθεί η απαραίτητη συνοχή μεταξύ πλάκας και δοκών πράγμα που όχι μόνο θα προσδώσει μεγαλύτερη αντοχή στις εν λόγω δοκούς και θα τις προστατέψει από φαινόμενα πλευρικού λυγισμού, αλλά θα προσφέρει και την απαραίτητη μονολιθικότητα και την δυνατότητα να λειτουργεί η πλάκα σαν διάφραγμα (ιδιαίτερα σημαντικό για τις ανάγκες του σεισμικού σχεδιασμού).

Άλλα σημαντικά πλεονεκτήματα των σύμμικτων πλακών που αφορούν μάλιστα και το κτίριο που σχεδιάστηκε κατά την παρούσα εργασία είναι η δυνατότητα επίτευξης μεγαλύτερων ανοιγμάτων σε συνδυασμό και με μικρότερα στατικά ύψη.

Εναλλακτικές επιλογές για τον σχεδιασμό πλακών σε μεταλλικά κτίρια είναι οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα διαφόρων ειδών: α) πρόπλακες σε συνεργασία με έγχυτες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, β) προκατασκευασμένες πλάκες, γ) πλάκες από έγχυτο σκυρόδεμα (σπάνια επιλογή για μεταλλικά κτίρια) ενώ υπάρχει και η επιλογή της διάταξης των πλακών χωρίς δοκούς (slim floors). Οι κάθε μία από αυτές τις επιλογές έχει προφανώς πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα όμως για τις απαιτήσεις του παρόντος έργου ο σχεδιασμός των πλακών ως σύμμικτες ήταν σαφώς ο πιο ενδεδειγμένος. (Θεωρητικό υπόβαθρο από Βιβλίο Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και οπλισμένο Σκυρόδεμα [1] και βιβλίο [2])

5.2 Σχεδιασμός της Σύμμικτης Πλάκας στο παρόν έργο

Κατασκευαστική Τοποθέτηση Πλάκας

Η τοποθέτηση και ο προσανατολισμός της σύμμικτης πλάκας είναι ένα πολύ σημαντικό ζήτημα καθώς λόγω της ορθοτροπικότητάς της και των ξεκάθαρα καλύτερων μηχανικών χαρακτηριστικών της κατά τη διεύθυνση των αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου υπάρχει μονοσήμαντα σωστός τρόπος τοποθέτησης των πλακών στο φορέα που σχεδιάστηκε. Συγκεκριμένα οι αυλακώσεις πρέπει να είναι παράλληλες στις κύριες δοκούς και κάθετες στις δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες) στις οποίες εδράζονται και οι οποίες αποτελούν τις (βασικές) στηρίξεις για τις πλάκες και ταυτόχρονα ορίζουν και το μήκος ανοίγματος για τη πλάκα.

Παρακάτω παρουσιάζεται αντίστοιχο σχέδιο για την κατανόηση της τοποθέτησης των πλακών στον φορέα (η σύνδεσή τους με τις δοκούς θα παρουσιαστεί αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο).



Σχήμα 5.1 Προσανατολισμός Σύμμικτης Πλάκας

Προσανατολισμός Σύμμικτης Πλάκας

Η έδραση των χαλυβδόφυλλων γίνεται (κυρίως) στις δευτερεύουσες δοκούς HEA200 με πλάτος πέλματος b =20cm, άρα ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις έδρασης για χαλυβδόφυλλο σε χάλυβα στην περίπτωση του συνεχούς χαλυβδόφυλλου, που είναι και αυτό που εφαρμόζεται, αφού 200mm>75mm (που είναι το όριο στη περίπτωση αυτή), ενώ αν χρειαζόταν σε κάποιο σημείο θα μπορούσε να υπάρξει και απλή έδραση αφού 200mm>50mm+50mm (που είναι τα αντίστοιχα όρια σε αυτή την περίπτωση) [1].

Τεχνικά Χαρακτηριστικά Σύμμικτης Πλάκας

Όπως έχει αναφερθεί ξανά το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι ποιότητας C20/25 άρα ισχύει: $f_{c,k}=20$ MPa => $f_{c,d}=20/1.50=13.33$ MPa ενώ το μέτρο ελαστικότητάς του είναι $E_c=29$ GPa

Σε ότι αφορά τα χαλυβδόφυλλα που χρησιμοποιήθηκαν για το σχεδιασμό της σύμμικτης διατομής επιλέχθηκε το χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 της εταιρίας ΈΛΑΣΤΡΟΝ Χαλυβουργικά Προϊόντα [12] ώστε να υπάρχει η δυνατότητα αξιοποίησης διαφόρων γεωμετρικών κυρίως χαρακτηριστικών και πινάκων που παρέχονται από την εταιρία μέσω τεχνικών φυλλαδίων και εγχειριδίων για το εν λόγω προϊόν, ώστε ο σχεδιασμός να βασίζεται σε ρεαλιστικά δεδομένα.

Τα αναλυτικά γεωμετρικά Στοιχεία του χαλυβδόφυλλου παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα (οι τιμές είναι σε mm):



Σχήμα 5.2 Γεωμετρία χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 [12]

Ο χάλυβας από τον οποίο είναι κατασκευασμένο το χαλυβδόφυλλο είναι τύπου \$320 ενώ το χαλυβδόφυλλο είναι γαλβανισμένο και όπως αναφέρεται στόχος των κατασκευαστών είναι ακριβώς η χρήση του στον σχεδιασμό σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης η ποιότητά του είναι σύμφωνη με τις Ευρωπαϊκές προδιαγραφές (ΕΝ10149 για κοινά χαλυβδόφυλλα και ΕΝ10147 για γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα).

Οι Χαρακτηριστικές αντοχές του λοιπόν σύμφωνα με τους κανονισμούς για γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα είναι:

 f_{yp} =320 MPa και f_{up} =390 MPa ενώ σαν στοιχείο δομικού χάλυβα προφανώς το μέτρο ελαστικότητάς του είναι E_p=210 GPa

Η τάση σχεδιασμού των ανωτέρω χαλύβων δίνεται από τη σχέση: $f_{vp,d} = f_{vp}/\gamma_m = f_{vp}/1.0 = 320 \text{ MPa}$ (5.1)

Επίσης αναφέρονται τα εξής χαρακτηριστικά:

Πάχος Σκυροδέματος: $h_c = 7.7 \text{ cm}$ Πάχος Χαλυβδόφυλλου: hp=7.3cm άρα Συνολικό Πάχος Σύμμικτης Πλάκας: h=15cm

Αφού οι αυλακώσεις της πλάκας είναι παράλληλες στη διεύθυνση των κυρίων δοκών και ταυτόχρονα η πλάκα συμμετέχει στη λειτουργία της κάθε δοκού, αλλά κυρίως επειδή η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία (πράγμα που ισχύει πάντα στα κτίρια) υιοθετούνται τα αντίστοιχα ελάχιστα πάχη:

min h=90mm και min h_c=50mm (από [1])

Και τα δύο όρια προφανώς ικανοποιούνται αφού: hc=77mm>50mm και h=150mm>90mm

Επίσης μέσω του Πίνακα 5.1 που επίσης διατίθεται για το χαλυβδόφυλλο παρουσιάζονται τα γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία του ανά μέτρο πλάτους διατομής.

Πίνακας 5.1 - Γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής.

Πάχος	t(mm)	0.75	0.8	1	1.25
Βάρος	$G(kg/m^2)$	9.81	10.47	13.08	16.36
Επιφάνεια	$A(cm^2/m)$	12.76	13.533	16.96	21.31
Ροπή Αδράνειας	Iy(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

Για τις ανάγκες της παρούσας κατασκευής επιλέχθηκε χαλυβδόφυλλο με πάχος: t=0.75mm



Σχήμα 5.3 Διατομή Σύμμικτης πλάκας

5.3 Έλεγχος Σύμμικτης Πλάκας

Για την επίλυση της πλάκας πρέπει να προσδιοριστεί η μέθοδος ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί. Η πλάκα έχει χαρακτηριστικά τα οποία ανταποκρίνονται στις προϋποθέσεις που τίθενται για την πλαστική ανάλυση. Η πλαστική ανάλυση επιτρέπεται χωρίς έλεγχο της στροφικής ικανότητας αν χρησιμοποιείται οπλισμός κατηγορίας C κατά Ευρωκώδικα 2 και το άνοιγμα δεν υπερβαίνει τα 3,0 m, στοιχεία τα οποία ικανοποιούνται. Ανεξάρτητα από αυτό όμως η ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι ελαστική χωρίς ανακατανομή ροπών σε όλες τις περιπτώσεις. Παρακάτω παρουσιάζονται οι απαραίτητοι έλεγχοι που πρέπει να ικανοποιούνται για ΟΚΑ και ΟΚΑ.

Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Η μέθοδος υπολογισμού για την Ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής περιγράφεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 για τις σύμμικτες κατασκευές από σχέσεις που δίνουν την αντοχή του σε κάμψη με θεώρηση ρηγματωμένης και αρηγμάτωτης διατομής ανάλογα με την περίπτωση.

Αντίστοιχα ξανά από τις σχέσεις που υπάρχουν στους κανονισμούς απαιτούνται και οι έλεγχοι για τέμνουσα, διαμήκη διάτμηση και διάτρηση.

Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

Έλεγχος Βελών

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι έλεγχοι βελών είναι:

- 1) Μέγιστο βέλος λόγω ωφελίμων φορτίων L/350<=20 mm
- 2) Μέγιστο βέλος λόγω συνολικών φορτίων L/250<=30 mm

<u>Ρηγμάτωση</u>

Πρέπει ναι υπάρχει πρόσθετος οπλισμός 0,2% σε πλάκες χωρίς προσωρινή υποστήριξη και 0,4% σε πλάκες με προσωρινή υποστήριξη. Στα ανοίγματα, το ποσοστό οπλισμού μπορεί να είναι το μισό, δηλαδή 0,1% ή 0,2% αντιστοίχως.

<u>Ταλαντώσεις</u>

Στις περισσότερες περιπτώσεις η ιδιοσυχνότητα δεν πρέπει να ξεπερνά τα 4Hz για συνήθη χρήση κτιρίων. Για χώρους όπως αίθουσες χορού ή δάπεδα στα οποία τοποθετούνται μηχανήματα, μπορεί να υπάρχει ανάγκη για μεγαλύτερα όρια.

Οι υπολογισμοί αυτοί απαιτούν κατάλληλες δυναμικές αναλύσεις όμως για αμφιέρειστες δοκούς υπό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο υπάρχει η σχέση (5.2) που δίνει τη πρώτη ιδιοτιμή απλοποιώντας την ανάλυση στις περιπτώσεις αυτές.

fi= $(1/2\pi)^*(1.571/L)^{2*}(E^*I/\mu)^{1/2}$ όπου: L = άνοιγμα (m) E*I = δυσκαμψία (kNm²) μ = κατανεμημένη μάζα/μονάδα μήκους (kNsec²/m²)

Με αυτό λοιπόν το θεωρητικό υπόβαθρο γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι για την ικανότητα της σύμμικτης πλάκας να παραλάβει τα φορτία που θα της επιβληθούν (EN1994-1-1:2004 [10] και [1]).

Πολλές φορές όμως όταν διατίθενται από τον κατασκευαστή κατάλληλα στοιχεία και πίνακες για το προϊόν που επιλέγεται ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των πλακών επιλέγεται να γίνει χρησιμοποιώντας αυτά τα στοιχεία καθώς πολλές φορές ελέγχοντας τα τεχνικά φυλλάδια προκύπτει ότι τα προϊόντα έχουν ελεγχθεί με πιο ακριβείς τρόπους αλλά έχουν γίνει και πειραματικές δοκιμές σε αυτά ώστε να ανταποκρίνονται στους κανονισμούς, έτσι τα αποτελέσματα είναι πιο αξιόπιστα. Στη περίπτωσή του συγκεκριμένου φορέα όντως η κατασκευάστρια εταιρία του χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 παρέχει φυλλάδιο όπου περιγράφονται οι πειραματικοί έλεγχοι που έγιναν στο χαλυβδόφυλλο και παρέχει τις απαραίτητες πληροφορίες για την φέρουσα ικανότητά του σε συνάρτηση με το στατικό σύστημα, το άνοιγμα, την ποιότητα του σκυροδέματος, και την πρόβλεψη ή όχι προσωρινής στήριξης στο χαλυβδόφυλλο κατά την φάση κατασκευής.

(5.2)

Σύμφωνα με τα δεδομένα στην περίπτωση που εξετάζεται ελέγχουμε τον πίνακα για: σύμμικτη συνεχή πλάκα πολλών ανοιγμάτων με άνοιγμα 2.5m, συνολικού πάχους 0.15m, με πάχος χαλυβδόφυλλου t=0.75mm και ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμού C20/25 και B500C.

Πίνακας 5.2 Έλεγχος Σύμμικτης Πλάκας με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 (t=0.75mm)

SYMDECK 73 - ΠΙΝΑΚΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (2016)

			Πάχος Χαλυβδοφύλλου :	t=0.75 mm
CTTTT:	TITTTT		Σκυρόδεμα :	C20/25
4	4	2	Χάλυβας οπλισμού :	B500C

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών

h₀ (m)	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20
Οπλισμός διάμετρος/απόσταση (mm)	ø8/200	ø8/200	ø8/150	ø8/150	ø10/200	ø10/200	ø10/150	ø10/150

Πάχος Πλάκας		Άνοιγμα L(m)																	
h₂(m)	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	23.53	18.52	14.95	10.95	7.98	5.94	4.48	3.39	2.56	1.92	1.40	0.98	0.64			1			
0.14	25.29	19.75	16.06	12.20	8.90	6.63	5.00	3.78	2.86	2.14	1.56	1.10	0.71	Ì		1		24 - 22	
0.15	26.93	20.95	17.11	13.42	9.81	7.31	5.51	4.17	3.15	2.36	1.72	1.21	0.79				j j		
0.16	28.44	22.05	18.10	14.70	10.72	7.99	0.0Z	4.56	3.45	2.58	1.89	1.33	0.87						
0.17	29.82	23.20	19.05	15.75	11.64	8.67	6.54	4.95	3.75	2.80	2.05	1.44	0.94	0.53				3 - 2	
0.18	31.18	24.35	19.95	16.65	12.55	9.35	7.05	5.34	4.04	3.02	2.21	1.56	1.02	0.57			6 8		1
0.19	32.82	25.60	20.75	17.35	13.47	10.03	7.56	5.73	4.34	3.24	2.37	1.67	1.09	0.61					
0.20	34.22	26.73	21.60	18.05	14.37	10.71	8.08	6.12	4.59	3.47	2.54	1.79	1.17	0.66			ĵ.	i i	

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου (kN/m²)

Οι πιό σκουρόχρωμες τιμές υποδηλώνουν την ανάγε για ενδιάμεση υποστήριξη.

Ο προσδιορισμός του μέγιστου φορτίου Q που προκύπτει από τους παραπάνω πίνακες γίνεται με βάση τον κρίσιμο έλεγχο του φορέα. Κρίσιμος έλεγχος θεωρείται εκείνος για τον οποίο: 1) κανένα από τα δρώντα μεγέθη δεν υπερβαίνει την αντίστοιχη αντοχή, και 2) οι μετακινήσεις του φορέα είναι σε κάθε φάτνωμα μικρότερες του L/250, όπου L το άνοιγμα του αντίστοιχου φατνώματος.

Το ωφέλιμο φορτίο που πρέπει να μπορεί να παραλάβει η πλάκα στη περίπτωση του συγκεκριμένου φορέα είναι 2kN/m², δηλαδή το κινητό φορτίο, προσθέτοντας μάλιστα και τα πρόσθετα βάρη 1kN/m² τα οποία ενώ κανονικά θα θεωρούνταν ως μόνιμα στη περίπτωση αυτή προκειμένου να ληφθούν υπόψη θα τα προσθέσουμε (δυσμενέστερα αφού πλέον θα λογίζονται με συντελεστή 1.50 στην OKA) στα ωφέλιμα φορτία. Αυτό έχει να κάνει με το γεγονός, ότι οι επιλύσεις των πινάκων θεωρούν ως μόνιμα φορτία μόνο τα ίδια βάρη πλάκας και του χαλυβδόφυλλου (όπως προκύπτει από τις επεξηγήσεις του τεχνικού φυλλαδίου).

Τελικά λοιπόν προκύπτει: $3kN/m^2 < 5.51kN/m^2$ χωρίς ανάγκη υποστήριξης.

Αναφέρεται τέλος ότι εντός του ύψους του σκυροδέματος της πλάκας πρέπει να υπάρχει ελάχιστος οπλισμό 80mm²/m και στις δύο διευθύνσεις.

Κεφάλαιο 6: Σχεδιασμός Μελών από Χάλυβα

6.1 Γενικά- Σχεδιασμός και έλεγχοι

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυση, η λογική με την οποία επιλέχθηκαν τα μέλη που χρησιμοποιήθηκαν καθώς και ο έλεγχος αυτών των μελών μέσω των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3 (Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών) και του Ευρωκώδικα 8 (Σχεδιασμός Αντισεισμικών Κατασκευών) ώστε να αποδειχθεί η καταλληλότητά τους και η ορθότητα της επιλογής τους (ΕΝ1993-1-1:2005 [8] και ΕΝ1998-1:2004 [11]).

Θα παρουσιαστεί λοιπόν ο σχεδιασμός για τα Υποστυλώματα, τις Κύριες Δοκούς αλλά και τις Δευτερεύουσες Δοκούς της Κατασκευής με επαρκή αιτιολόγηση για την επιλογή του τύπου διατομής που χρησιμοποιήθηκε.

Στις επόμενες ενότητες θα ελεγχθεί ο φορέας έναντι σεισμού αλλά και για το αν ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας (ΟΚΑ και ΟΚΛ αντίστοιχα). Επειδή ο έλεγχος του σεισμού (και συγκεκριμένα οι σεισμικές μετακινήσεις) προέκυψε να είναι ο πιο απαιτητικός (λογικό για ένα πολυώροφο κτίριο όπως αυτό που εξετάζεται) οι υπολογισμοί για τον σεισμικό σχεδιασμό κατά την διεύθυνση X και Y καθώς και οι αντίστοιχοι ικανοτικοί έλεγχοι που απαιτούνται, θα παρουσιαστούν κατά προτεραιότητα και έπειτα θα ελεγχθούν τα μέλη ώστε να παρουσιαστεί η ανταπόκρισή τους και στις διατάξεις που αφορούν τις οριακές καταστάσεις.

6.2 Έλεγχος Σεισμού κατά τη Διεύθυνση Υ

Κατά τη διεύθυνση Y ο σεισμός παραλαμβάνεται από κατάλληλους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κοίλης διατομής που λειτουργούν ως μέλη που παραλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία. Κατά την σεισμική ανάλυση του φορέα απενεργοποιήθηκε η θλιβόμενη διαγώνιος, η οποία ελέγχθηκε μέσω κριτηρίων που αφορούν την λυγηρότητά της.

<u>Υπενθυμίζεται:</u>

Σεισμικά χαρακτηριστικά: Έδαφος τύπου Β Σεισμική Ζώνη 2 => a_g=0.24*g Κατηγορία Σπουδαιότητας ΙΙΙ Συντελεστής Συμπεριφοράς q=4

Συνολική Μάζα σε κάθε όροφο:

Πίνακας 6.1 Συνολικά βάρη σε κάθε όροφο

Σ	υνολικά Βάρη	η ορόφων (Mgr)				
1	510.89	5	509.19			
2	510.56	6	508.13			
3	510.56	7	507.83			
4	509.58	8	507.52			

 	 	F - T	

Σεισμικοί Συνδυασμοί:	$1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$
	$1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 0,30 \cdot E_x \pm 1,00 \cdot E_y$

Από την Σεισμική Ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο Autodesk Robot προέκυψαν τα εξής στοιχεία:

Σεισμός	στη Διεύθυνση Υ	Ύψος Ορόφου	400 cm		
		Σχετική	Συνολική Δύναμη	Συνολικό Φορτίο	
Όροφος	Μετακίνηση (cm)	Μετακίνηση (cm)	Τέμνουσας (kN)	Βαρύτητας (kN)	Συντελεστής θ
1	2.10	2.10	3208.98	40742.60	0.067
2	5.00	2.90	3079.40	35633.70	0.084
3	8.10	3.10	2856.69	30528.10	0.083
4	11.40	3.30	2580.35	25422.50	0.081
5	15.10	3.70	2275.53	20326.70	0.083
6	18.70	3.60	1922.62	15234.80	0.071
7	22.30	3.60	1492.07	10153.50	0.061
8	26.00	3.70	903.03	5075.20	0.052

Πίνακας 6.2	Στοιχεία Ανάλυσης για Σεισμ	ό κατά Υ
-------------	-----------------------------	----------

Για το συντελεστή θ ισχύει: $\theta = (Ptot * dr)/(Vtot*h)$

όπου: Ptot => Συνολικό Φορτίο Βαρύτητας Ορόφου

dr => Τιμή Σχεδιασμού Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου

Vtot => Συνολική Τέμνουσα Ορόφου

h => Ύψος Ορόφου

Επειδή ο Συντελεστής θ είναι μικρότερος από 0.1, τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

Έλεγχος Μετακινήσεων

Ελέγχουμε τις μετακινήσεις που προέκυψαν, ώστε να ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις του Προτύπου EN1998-1 με βάση τις διατάξεις της Ενότητας 4 για τον έλεγχο που αφορά τον περιορισμό βλαβών.

Οι μετακινήσεις λόγω σεισμού για το κτίριο που σχεδιάστηκε λαμβάνονται ως το 50% των τιμών σχεδιασμού δηλαδή με συντελεστή ν=0.50.

Η απαίτηση του περιορισμού αυτού στο συγκεκριμένο έργο όπου θεωρείται ότι υπάρχουν ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία που ακολουθούν τις παραμορφώσεις του κτιρίου (τοιχοπληρώσεις, υαλοπίνακες) είναι το 0.5% του ύψους ορόφου.

<u>Έλεγχος περιορισμού βλαβών:</u> 0.5*3.70= 1.85cm < 0.005*400= 2cm

Έλεγχος Διαγωνίων Συνδέσμων: Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφαλείας.

Για να εξασφαλιστεί όμως ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους να είναι $1,3 \le \lambda \le 2,0$.

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου.

Το πραγματικό μήκος για όλα τα διαγώνια μέλη είναι L=6.40m άρα το μήκος που θα χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς είναι: L_{cr}=0.5*L=0.5*6.40=3.20m

Για χάλυβα S355: $\lambda_1 = \pi^* (E/fy)^{(1/2)} = 76.41$

Ανηγμένη λυγηρότητα: λ=L_{cr}/(i*λ₁)

(6.2)

(6.1)

όρια για την περίπτωση που εξετάζεται:

 $N_{pl,Rd} = A^* f_{yd} / \gamma_{M0}$ με $\gamma_{M0} = 1$ (οι σχέσεις αυτές προέρχονται από το πρότυπο EN1993-1-1 [8])

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους.

Ελέγχονται λοιπόν οι διαγώνιοι του κάθε ορόφου:

<u>Όροφος 1</u> (Ισόγειο)



Σχήμα 6.1 Αξονικά φορτία από την ανάλυση για Σεισμό κατά Υ στον όροφο 1

(Δεδομένα από Autodesk Robot)

Πίνακας 6.3 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 1

Όροφος 1	RHS_160X80_10	A=	42.9	cm ²	
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	= 3	0.81	$\lambda_1 =$	76.40	
ι=	3.18	cm	λ=	1.32	1.3<λ<2.0
max					
N _{Ed} =	523.67	kN			
N _{pl,Rd} =	1522.95	kN	Ωmax=	290.82	%
min					
N _{Ed} =	522.03	kN			
N _{pl,Rd} =	1522.95	kN	Ωmin=	291.74	%

(Δεδομένα από EXCEL υπολογισμών)

Σημείωση: Στο σχήμα εμφανίζονται και τα θλιπτικά φορτία γιατί το πρόγραμμα ελέγχει τη σεισμική δύναμη και προς την άλλη διεύθυνση. Προφανώς όμως για τους υπολογισμούς που εκτελούνται λαμβάνουμε υπόψη μόνο τα εφελκυστικά φορτία χρησιμοποιώντας την μέγιστη και την ελάχιστη τιμή εφελκυσμού σε κάθε όροφο. Επίσης, επειδή υπάρχει συμμετρία στον φορέα ο έλεγχος αυτός καλύπτει και τις δύο διευθύνσεις.

<u>Όροφος 2</u>



Σχήμα 6.2 Αξονικά φορτία από την ανάλυση για Σεισμό κατά Υ

Όροφος 2	RHS_160X80_8	A=	35.2	cm ²	
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	= 3	0.81	$\lambda_1 =$	76.40	
ι=	3.18	cm	λ=	1.32	1.3<λ<2.0
max					
N _{Ed} =	485.97	kN			
N _{pl,Rd} =	1249.60	kN	Ωmax=	257.14	%
min					
N _{Ed} =	482.52	kN			
N _{pl,Rd} =	1249.60	kN	Ωmin=	258.97	%

Πίνακας 6.4	Έλεγχος Διαγωνίου	για τον όροφο 2
-------------	-------------------	-----------------

Όροφος 3



Σχήμα 6.3 Αξονικά φορτία από την ανάλυση για Σεισμό κατά Υ

Όροφος 3	RHS_160X80_8	A=	35.2	cm ²	
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	= 3	0.81	$\lambda_1 =$	76.40	
ι=	3.18	cm	λ=	1.32	1.3<λ<2.0
max					
N _{Ed} =	458.29	kN			
N _{pLRd} =	1249.60	kN	Ωmax=	272.67	%
min					
N _{Ed} =	452.70	kN			
N _{pl,Rd} =	1249.60	kN	Ωmin=	276.03	%

Πίνακας 6.5 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 3

<u>Όροφος 4</u>





Όροφος 4	RHS_160X80_8	A=	35.2	cm ²	
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	= 3	0.81	$\lambda_1 =$	76.40	
ι=	3.18	cm	λ=	1.32	1.3<λ<2.0
max					
N _{Ed} =	423.91	kN			
N _{pl,Rd} =	1249.60	kN	Ωmax=	294.78	%
min					
N _{Ed} =	416.20	kN			
N _{pl,Rd} =	1249.60	kN	Ωmin=	300.24	%

Πίνακας 6.6 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 4

Όροφος 5



Όροφος 5 RHS 140X80 6.3 cm² 25.7 A= L= 6.4 m $L_{cr}=0.5*L=$ 3.2 m 0.81 S355 76.40 = 3 $\lambda_1 =$ ι= 3.21 λ= 1.30 1.3<λ<2.0 cm max $N_{Ed} =$ 355.65 kN 912.35 kN Ωmax= 256.53 % $N_{pl,Rd} =$ min $N_{Ed} =$ 348.65 kN 912.35 kN Ω min= % 261.68 $N_{pl,Rd} =$

Πίνακας 6.7	Έλεγγος Δ	Διαγωνίου	για τον	όροφο	5
				T -	-

<u> Όροφος 6</u>



	Σχήμα 6.6	Αξονικά φορτία	από την ανάλυση	για Σεισμό κατά Υ
--	-----------	----------------	-----------------	-------------------

			1		
Όροφος 6	RHS_140X80_6.3	A=	25.7	cm ²	
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	= 3	0.81	$\lambda_1 =$	76.40	
ι=	3.21	cm	λ=	1.30	1.3<λ<2.0
max					
N _{Fd} =	317.67	kN			
N _{pl.Rd} =	912.35	kN	Ωmax=	287.20	%
min					
N _{Ed} =	309.70	kN			
N _{pl,Rd} =	912.35	kN	Ωmin=	294.59	%

Πίνακας 6.8 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 6

<u> Όροφος 7</u>



Σχήμα 6.7 Αξονικά φορτία από την ανάλυση για Σεισμό κατά Υ

3					
Όροφος 7	RHS_100X60_6.3	A=	18.1	cm ²	
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	= 3	0.81	$\lambda_1 =$	76.40	
ι=	2.33	cm	λ=	1.80	1.3<λ<2.0
max					
N _{Fd} =	237.34	kN			
N _{pl Rd} =	642.55	kN	Ωmax=	270.73	%
min					
N _{Fd} =	231.41	kN			
N _{pl,Rd} =	642.55	kN	Ωmin=	277.67	%

Πίνακας 6.9 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 7

<u>Όροφος 8</u>



Σχήμα 6.8 Αξονικά φορτία από την ανάλυση για Σεισμό κατά Υ

Πίνακας 6.10 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 8

Όροφος 8	SHS_60_5	A=	10.7	cm ²	
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	= 3	0.81	$\lambda_1 =$	76.40	
ι=	2.23	cm	λ=	1.88	1.3<λ<2.0
max					
N _{Ed} =	145.08	kN			
N _{pl,Rd} =	379.85	kN	Ωmax=	261.82	%
min					
N _{Ed} =	141.67	kN			
N _{pl,Rd} =	379.85	kN	Ωmin=	268.12	%

Συνολικές Μέγιστες και Ελάχιστες Υπεραντοχές στις Διαγωνίους



Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του φορέα πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25% πράγμα που στη περίπτωση αυτή επιτυγχάνεται αφού ισχύει: $(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} = 17\% < 25\%$

Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Οι παρακάτω έλεγχοι βασίζονται στις σχέσεις του Ευρωκώδικα 3 και συγκεκριμένα του ΕΝ1993-1-1. Για έλεγχο της αντοχής μεταλλικών μελών υπό κάμψη και θλίψη (ΕΝ1993-1-1 παρ.6.3.3) [8].

Τα φορτία ελέγχου των μελών όμως θα ακολουθήσουν τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τον ικανοτικό σχεδιασμό. Με τη λογική του εξής ελέγχου:

 $G + 0.3*Q + 1.1*\gamma_{ov}*\Omega_{min}*E_y + 0.3*E_x$

όπου: γ_{ov}=1.25 άρα 1.1*1.25*2.57= 3.53

Με αντίστοιχο τρόπο υπολογίζονται όλα τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος.

Πραγματοποιείται ο έλεγχος του υποστυλώματος υπό κάμψη και θλίψη, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους

Η νοοτροπία του σχεδιασμού με τη χρήση των ικανοτικών ελέγχων σε ότι αφορά την περίπτωση του αντισεισμικού σχεδιασμού που εφαρμόζεται κατά τη διεύθυνση Υ, δηλαδή παραλαβή του σεισμού από τους διαγώνιους συνδέσμους, έχει να κάνει με το γεγονός ότι πρέπει να εξασφαλιστεί ότι τα υποστυλώματα (κυρίως) αλλά και οποιαδήποτε άλλα μέλη δεν θα αστοχήσουν πριν φτάσουν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι στο ανώτατο όριο της αντοχής τους. Με άλλα λόγια εξασφαλίζεται ότι αν ο σεισμός καταφέρει να φτάσει στα όριά τους κάποιους από τους συνδέσμους δυσκαμψίας, την στιγμή που ο δυσμενέστερος σύνδεσμος θα φτάσει την μέγιστη αντοχή του κανένα από τα υπόλοιπα μέλη (υποστυλώματα) δεν θα έχει αστοχήσει. Βεβαιώνεται λοιπόν με τον τρόπο αυτό ότι για τον σεισμό αυτό κρίσιμα μέλη θα είναι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που σχεδιάστηκαν.

Δυσμενέστερο Υποστύλωμα Ελέγχου για την συγκεκριμένη περίπτωση.







(6.4)

Λόγω της έκτασης που θα έπαιρνε μια παρουσίαση αποτελεσμάτων για όλα τα υποστυλώματα επιλέχθηκε η παρουσίαση και ο έλεγχος του δυσμενέστερου από αυτά. Αυτό προφανώς βρίσκεται στο ισόγειο του κτιρίου (1ος όροφος) και η θέση του είναι αυτή που φαίνεται στο παραπάνω σχήμα. Δηλαδή αυτό που βρίσκεται σε φάτνωμα όπου υπάρχει σύνδεσμος δυσκαμψίας (και μεταφέρει αξονικές δυνάμεις στο υποστύλωμα) και ταυτόχρονα δεν είναι κάποιο από τα περιμετρικά υποστυλώματα της κάτοψης, άρα έχει μεγαλύτερη επιφάνεια επιρροής και δέχεται μεγαλύτερες δυνάμεις.

Η επιλογή αυτή φυσικά δεν βασίστηκε σε αυτή τη θεωρητική ανάλυση αλλά παρατηρήθηκαν τα εντατικά μεγέθη σε όλα τα υποστυλώματα και έγιναν αναλυτικοί έλεγχοι για τα υποστυλώματα για το οποία υπήρχε υποψία ότι μπορεί να ήταν επίσης κρίσιμα και μάλιστα σε όλους τους ορόφους του κτιρίου. Προέκυψε λοιπόν η επιλογή αυτού του υποστυλώματος όχι μόνο με τις παραπάνω λογικές παραδοχές αλλά και μέσω υπολογισμών.

Εντατικά μεγέθη στο υποστύλωμα (Σχήματα από το πρόγραμμα):



Σχήμα 6.11 Πρόσθετα Βάρη





Σχήμα 6.13 Σεισμός κατά Χ





Άρα τα τελικά εντατικά μεγέθη προκύπτουν ως εξής:

 $G + G' + 0.3*Q + 3.53*E_y + 0.3*E_x$

άρα τα εντατικά μεγέθη είναι: N_{Ed} = 7389.58 kN V_{Ed} = 36.70 kN M_{Ed} = 100.23 kNm

Πίνακας 6.11 Ιδιότητες διατομής

HEM	500	L=	400	cm						
h=	52.4	cm	Iy=	161900	cm^4	Wply=	7094	cm ³		
b=	30.6	cm	Wy=	6180	cm ³	Wplz=	1932	cm ³		
tw=	2.1	cm	ιy=	21.7	cm	It=	1540	cm ⁴		
tf=	4	cm	Iz=	19150	cm^4	Iw=	11187000	cm ⁶		
r=	2.7	cm	Wz=	1250	cm ³	Κορμός :	c/t=	18.57	<26.85	Κατ.1
A=	344	cm^2	ιz=	7.46	cm	Πέλμα:	c/t=	2.89	<7.32	Κατ.1
						= 3	0.81	Κατι	ιγορία 1	

 $\frac{E\lambda\epsilon\gamma\chi_{0C} T\epsilon\mu\nu_{00}\sigma\alpha_{C}}{Av=A-2^{*}b^{*}t_{f}+(t_{w}+2^{*}r)^{*}t_{f}=>}$ (6.5) => Av=129.20 cm² $V_{pl,Rd}=Av^{*}fy/(\sqrt{3^{*}\gamma_{M0}})$ (6.6) => V_{pl,Rd}=2648.07 kN >> 36.70 kN

Επιλογή καμπύλων λυγισ	μού (ΕΝ1993-1-1, Πιν. 6.2) [8]
- h/b = 1.71 > 1.2	κατά y-y=> καμπύλη λυγισμού a
- $t_f = 40 \text{mm} \le 40 \text{mm}$	κατά z-z=> καμπύλη λυγισμού b

<u>Λυγισμός κατά τον άξονα y-y:</u>

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό του άξονα (τοπικός y) λαμβάνει χώρα στη διεύθυνση του πλαισίου ροπής (καθολικός άξονας x). Τα πλαίσια ροπής είναι μεταθετά. Ενώ συνδέεται με δοκό HEB400 και στις δύο πλευρές της.

Συντελεστής βάσης (πάκτωση): $η_2 = 0$ Ροπή αδράνειας δοκού HEB400: $I_y = 57690 \text{ cm}^4$ Συντελεστής κορυφής (συνδεόμενες δοκοί και στις δύο πλευρές): $η_1 = (K_c + K_1)/(K_c + K_1 + K_{11} + K_{12})$ όπου: $K_i = I_i/L_i$ $K_c = K_1 = 404.75$ $K_{11} = K_{12} = 76.92$ $η_1 = 2*404.75/(2*404.75 + 2*76.92) = 0.84$

Από διάγραμμα για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα: k=1.65

Σχήμα 6.15 Πίνακας για λόγο μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος για Υποστυλώματα με μεταθετά άκρα [4]

Λόγος μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα (ENV1993-1-1/1992 Σχ. Ε.2.2 και Ε.2.3b):



Άρα προκύπτει: L_{cr,y}=k*L=1.65*400=660cm

Από τη σχέση (6.2) για την ανηγμένη λυγηρότητα που χρησιμοποιήθηκε και σε προηγούμενους υπολογισμούς:

<u>Λυγισμός κατά τον άξονα z-z:</u>

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ασθενή του άξονα (τοπικός z) λαμβάνει χώρα εκτός του επιπέδου του πλαισίου ροπής (καθολικός άξονας y), λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας: L_{cr,z} = 400 cm Από τη σχέση (6.2): λ_z=400/(7.46*76.41)=0.70

Για καμπύλη λυγισμού b => α=0.34

άρα από σχέση (6.7)=> Φ_z =0.83 και προκύπτει συντελεστής λυγισμού: από (6.8)=>X_z=0.78 > X_y (δυσμενέστερος άρα πιο κρίσιμος)

Άρα ο τελικός συντελεστής λυγισμού είναι: X=0.78

Μειωτικός συντελεστής λόγω Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού:

Το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών ψ= -0,75 => C_1 =2.927, C_2 =0. Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: k = kw = 1,0. Ενώ προφανώς E=21000 kN/cm² και G=8100 kN/cm².

Κρίσιμη Ελαστική Ροπή

 $M_{cr} = C_1 * \left(\pi^2 * E^* I_z / (k^* L)^2 \right)^* \sqrt{\left[(k/k_w)^2 * (I_w/I_z) + (k^* L)^2 * G^* I_t / (\pi^2 * E^* I_z) \right]}$ (6.9) Aπό σχέση τη (6.9)=> M_{cr}=2393926kNcm=23939.26kNm

$$\begin{split} \lambda_{LT} &= & \left(W_y * f_y / M_{cr} \right)^{1/2} \\ & \text{(6.10)} \\ & \text{ára apó (6.10)} => \lambda_{LT} &= & 0.303 \\ & \text{Apó pívaka epilony he h/b=1.71 < 2 => Kampúln Sunger (EN1993-1-1 Tin.6.4):} \\ & \text{Elath Siatomh me h/b=1.71 < 2 => Kampúln Augus do a => a_{LT} &= & 0.21 \\ & \Phi_{LT} &= & 0.5* [1 + \alpha_{LT} * (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = & 0.557 \\ & \text{Ara X}_{LT} &= & 1/(\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{1/2}) = & 0.98 \end{split}$$

 $M_{pl,Rd} = X_{LT} * W_{ply} * f_y / \gamma_{M1}$ και προκύπτει: $M_{pl,Rd} = 0.98 * 7094 * 35.5 / 1.0 = 2460.08 kNm > 100.23 kNm$

Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη:

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται με τη Μέθοδο 2 και τον πίνακα για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις (EN1993-1-1 Παρ.B) [8]

Για μονοαξονική κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα είναι $M_{z,Ed} = 0$ και $k_{zy} = 0$, επομένως ο έλεγχος μέλους καλύπτεται από τις εξισώσεις:

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) \le 1.0$$
(6.12)

$$N_{\rm Ed} / (X_z * N_{\rm Rk} / \gamma_{\rm M1}) \le 1.0 \tag{6.13}$$

$$k_{yy} = C_{my} * \left[1 + (\lambda_y - 0.2) * N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}) \right] \le C_{my} * \left[1 + 0.8 * N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}) \right]$$
(6.14)

Για μεταθετά μέλη λαμβάνεται $C_{my} = 0.9$. Από σχέση (6.14) => $k_{yy} = 1.04 \le 1.46$

Aπό σχέση (6.3) => $N_{pl,Rd}$ =35.5*344=12212kN και γ_{M1}=1.0 Aπό (6.12) => 7389,58/(0.95*12212)+1.04*(100.23/2460.08)=**0.68** < 1 και από (6.13)=> 7389.58/(0.78*12212)=**0.78** < 1

Άρα τα υποστυλώματα ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού για τις απαιτήσεις του Σεισμού κατά τη διεύθυνση Υ.

(6.11)

6.3 Έλεγχος Σεισμού κατά τη Διεύθυνση Χ

Κατά τη διεύθυνση X ο σεισμός παραλαμβάνεται μέσω των πλαισίων ροπής που υπάρχουν κατά τη διεύθυνση αυτή. Στα πλαίσια ροπής αναπτύσσονται αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης τόσο από τα κατακόρυφα όσο και από τα σεισμικά φορτία.

Τα χαρακτηριστικά του σεισμού και της ανάλυσης παραμένουν ίδια σε σχέση με αυτά που παρουσιάστηκαν στην ενότητα 6.2 για τον σεισμό κατά Υ δηλαδή για σεισμό κατά Χ ισχύουν τα παρακάτω:

Σεισμικά χαρακτηριστικά: Έδαφος τύπου Β

Σεισμική Ζώνη 2 => a_g=0.24*g Κατηγορία Σπουδαιότητας ΙΙΙ Συντελεστής Συμπεριφοράς q=4

Συνολική Μάζα σε κάθε όροφο:

Πίνακας 6.12 Συνολικά Βάρη Ορόφων

Σ	Συνολικά Βάρτ	ο ο	όφων (Mgr)
1	510.89	5	509.19
2	510.56	6	508.13
3	510.56	7	507.83
4	509.58	8	507.52

$$\begin{split} \Sigma εισμικοί \ \Sigma υνδυασμοί: \ 1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y \\ 1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 0,30 \cdot E_x \pm 1,00 \cdot E_y \end{split}$$

Από την Σεισμική Ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο Autodesk Robot προέκυψαν τα εξής στοιχεία:

Πίνακας 6.13	Στοιχεία	Ανάλυσης	για Σεισμά	ο κατά Χ
J	~	17		

Σεισμός στη Διεύθυνση Χ		Ύψος Ορόφου	400 cm		
Όροφος	Μετακίνηση (cm)	Σχετική Μετακίνηση (cm)	Συνολική Δύναμη Τέμνουσας (kN)	Συνολικό Φορτίο Βαρύτητας (kN)	Συντελεστής θ
1	2.00	2.00	3345.55	40742.60	0.061
2	5.60	3.60	3248.93	35633.70	0.099
3	9.50	3.90	3041.57	30528.10	0.098
4	13.30	3.80	2747.44	25422.50	0.088
5	16.60	3.30	2385.09	20326.70	0.070
6	19.30	2.70	1951.72	15234.80	0.053
7	21.30	2.00	1428.38	10153.50	0.036
8	22.40	1.10	792.70	5075.20	0.018

Από σχέση (6.1) για το συντελεστή θ ισχύει: θ = (Ptot * dr)/(Vtot*h) όπου: Ptot => Συνολικό Φορτίο Βαρύτητας Ορόφου

dr => Τιμή Σχεδιασμού Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου

Vtot => Συνολική Τέμνουσα Ορόφου

h => Ύψος Ορόφου

Επειδή ο Συντελεστής θ είναι μικρότερος από 0.1 τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

Έλεγχος Μετακινήσεων

Ελέγχουμε και στη περίπτωση αυτή τις μετακινήσεις που προέκυψαν ώστε να ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΝ1998-1 [11] με βάση τις διατάξεις της Ενότητας 4 για τον έλεγχο που αφορά τον περιορισμό βλαβών.

Οι μετακινήσεις λόγω σεισμού για το κτίριο που σχεδιάστηκε λαμβάνονται ως το 50% των τιμών σχεδιασμού δηλαδή με συντελεστή ν=0.50 όπως αναφέρθηκε και κατά την ανάλυση του σεισμού κατά τη διεύθυνση Υ.

Η απαίτηση του περιορισμού αυτού στο συγκεκριμένο έργο όπου θεωρείται ότι υπάρχουν ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία που ακολουθούν τις παραμορφώσεις του κτιρίου (τοιχοπληρώσεις, υαλοπίνακες) είναι το 0.5% του ύψους ορόφου.

<u>Έλεγχος περιορισμού βλαβών:</u> 0.5*3.90= 1.95cm < 0.005*400= 2cm

Πρέπει να αναφερθεί πως για την περίπτωση της ανάλυσης για σεισμό κατά X ακριβώς επειδή ο σεισμός παραλαμβάνεται μέσω μεταθετών πλαισίων ροπής (πλαισιακή λειτουργία) προκειμένου να εξασφαλισθούν οι απαιτήσεις των μετακινήσεων, το πλαίσιο έπρεπε να έχει κάποια ικανοποιητικά επίπεδα δυσκαμψίας και ενώ τα υποστυλώματα είχαν σχεδιαστεί με τύπους μελών που ήταν επαρκείς προκειμένου το πλαίσιο να αποκτήσει τα απαιτούμενα χαρακτηριστικά, προέκυψε η ανάγκη να είναι οι Κύριες Δοκοί τύπου HEB400 όπως παρουσιάστηκαν και σε προηγούμενες ενότητες.

Ικανοτικοί Έλεγχοι

Η νοοτροπία του σχεδιασμού με τη χρήση των ικανοτικών ελέγχων σε ότι αφορά την περίπτωση του αντισεισμικού σχεδιασμού που εφαρμόζεται κατά τη διεύθυνση Χ, έχει να κάνει με το να εξασφαλιστεί ότι:

α) οι δοκοί όταν φτάσουν την πλαστική τους αντοχή στα άκρα τους δεν θα έχουν αστοχήσει σε τέμνουσα (και γι' αυτό εξετάζονται τα άκρα της δοκού γιατί εκεί εμφανίζονται οι μεγαλύτερες τιμές τέμνουσας), άρα κρίσιμη θα είναι η αστοχία λόγω ροπής η οποία μάλιστα έχει πλάστιμη συμπεριφορά.
 β) στους κόμβους η αντοχή των υποστυλωμάτων θα είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντοχή των

δοκών ώστε να εξασφαλίζεται ότι η πλαστική άρθρωση θα δημιουργηθεί στα άκρα των δοκών

γ) και τα υποστυλώματα θα έχουν αρκετή αντοχή ώστε όταν θα φτάσουν οι δοκοί την αστοχία τους να μην έχουν αστοχήσει αλλά και κατά την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους όταν δηλαδή φτάσουν την καμπτική τους αντοχή να μην έχουν αστοχήσει σε τέμνουσα (ώστε και σε αυτή την περίπτωση να είναι κρίσιμη η αντοχή σε κάμψη). [11]

Ικανοτικός Έλεγχος δοκών

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δοκό (HEB400) του δευτέρου ορόφου του πλαισίου που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, που είναι η δυσμενέστερη περίπτωση αλλά και αυτή που παράγει και την ελάχιστη υπεραντοχή. Και σε αυτή την περίπτωση θεωρείται ότι οι έλεγχοι διατομής ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι.



Σχήμα 6.16 Θέση Δυσμενέστερης Δοκού για σεισμό κατά X

HEB	400	L=	750	cm					
h=	40	cm	Iy=	57690	cm ⁴	Wply=	3232	cm ³	
b=	30	cm	Wy=	2890	cm ³	Wplz=	1104	cm ³	
tw=	1.35	cm	ıy=	17.1	cm	It=	357	cm^4	
tf=	2.4	cm	Iz=	10820	cm ⁴	Iw=	3817000	cm^{6}	
r=	2.7	cm	Wz=	721	cm ³	Κορμός :	c/t=	22.07	< 26.85
A=	198	cm ²	ιz=	7.4	cm	Πέλμα:	c/t=	4.84	< 7.32
						= 3	0.81	Κατηγ	ορία 1

Πίνακας 6.14 Ιδιότητες Διατομής

Για να μπορέσει η δοκός στο σημείο όπου θα δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 (σύμφωνα με τους πίνακες EN1993-1-1 Παρ.5.5 Πιν.5.2α και 5.2β) [8]. Πράγμα που όπως φαίνεται πιο πάνω ικανοποιείται.

Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, δεν αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις στη δοκό: $N_{Ed}=0.$

Παράλληλα ισχύει:
$$M_{pl,Rd} = W_{ply} * f_y / \gamma_{M0}$$
 (6.15)
Άρα (6.15) => $M_{pl,Rd} = 3232 * 35.5 / 1.0 = 114736$ kNcm=1147.36 kNm





Υπολογισμός της μέγιστης ροπής έντασης στη δοκό:

 $M_{Ed} = M_g + M_{g'} + 0.3*M_q + M_{Ex} = 76.56+21.96+0.3*43.91+208.24=319.93kNm$

Ο σεισμός κατά X προκειμένου να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στη δοκό πρέπει να αυξηθεί σύμφωνα με τον συντελεστή:

 $(M_{pl} - M_g - M_{g'} - 0.3*M_q) / M_{Ex} = (1147.36-76.56-21.96-0.3*43.91)/208.24=4.97$

Άρα ο σεισμός κατά Χ πρέπει να πολλαπλασιαστεί κατά 4.97 φορές για να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στη δοκό.

<u>Υπεραντοχή:</u> $\Omega=M_{pl,Rd}/M_{Ed}=1147.36/319.93=3.59$

 $\frac{I \kappa ανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας}{V_{Ed} = (M_{pl,A} + M_{pl,B})/L}$ (6.16) => 2*1147.36/7.50=305.96kN

Μη ενισχυμένος κορμός: $h_w/t_w=(h-2^*t_f)/t_w=26.07<72^*\epsilon/\eta=72^*0.81/1.2=48.6$ Άρα ο κορμός δεν είναι λεπτότοιχος. (6.16)

Μέσω των σχέσεων που περιγράφηκαν και στην προηγούμενη ενότητα υπολογίζεται η αντοχή σε τέμνουσα: $Av=A-2*b*t_f+(t_w+2*r)*t_f=70.2cm^2$ Άρα $V_{pl,Rd}=1438.81kN > 305.96kN$ (0.5*1438.81 = 719.41kN > 305.96kN άρα δεν επηρεάζεται η αντοχή σε κάμψη της δοκού)

Ικανοτικός Έλεγχος κόμβων:

Για όλους τους κόμβους πρέπει να ισχύει (από [11]): $M_{Rc} \ge 1.3*M_{Rb}$ (6.17)

- Ισχύει: $M_{pl,HEB400}$ =3232*35.5/100=1147.36 kNm $M_{pl,HEM400}$ =5571*35.5/100=1977,71 kNm $M_{pl,HEM450}$ =6331*35.5/100=2247,51 kNm $M_{pl,HEM500}$ =7094*35.5/100=2518,37 kNm (όπου: M_{pl} = W_{pl} *fy/1.0)
- όπου: M_{Rc} Αντοχή Ροπής Υποστυλωμάτων M_{Rb} Αντοχή Ροπής Δοκών

<u>Για Περίπτωση1:</u>

-2*1977.71 = 3955.42 kNm > 1.3*1147.36 = 1491.57 kNm

-2*1977.71 = 3955.42 kNm > 1.3*2*1147.36 = 2983.14 kNm

<u>Για Περίπτωση2:</u>

-2*2247.51=4495.02 kNm > 1.3*1147.36 = 1491.57 kNm

- 2*2247.51=4495.02 kNm > 1.3*2*1147.36 = 2983.14 kNm

<u>Για Περίπτωση3:</u> - 2*2518.37=5036.74 kNm > 1.3*1147.36 = 1491.57 kNm - 2*2518.37=5036.74 kNm > 1.3*2*1147.36 = 2983.14 kNm

Τα σχέδια φαίνονται στην επόμενη σελίδα.





Ικανοτικός Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις των ικανοτικών ελέγχων πρέπει τα σεισμικά μεγέθη να αυξηθούν πολλαπλασιάζοντάς τα με τον συντελεστή: 1.1*γ_{ον}*Ω Άρα Συντελεστής Προσαύξησης Σεισμικών Μεγεθών: 1.1*1.25*3.59=4.94

Το κρίσιμο υποστύλωμα και σε αυτή την περίπτωση είναι το ίδιο με αυτό που ελέγχθηκε στην προηγούμενη ανάλυση (αφού επιλέγεται με βάση το γεγονός πως γενικά δέχεται τα μεγαλύτερα και δυσμενέστερα φορτία)

Τα εντατικά μεγέθη για το εν λόγω υποστύλωμα παρουσιάζονται στις σελίδες 54, 55 και 56 αναλυτικά. Οι τιμές ελέγχου θα προκύψουν με βάση τον συνδυασμό:

 $\begin{array}{l} G+G'+0.3^{*}Q+0.3E_{y}+1.1^{*}\gamma_{ov}{}^{*}\Omega{}^{*}E_{x}=>\\ =>\ G+G'+0.3^{*}Q+0.3E_{v}+4.94^{*}E_{x} \end{array}$

Επειδή η μεθοδολογία του ελέγχου του υποστυλώματος σε θλίψη και κάμψη παρουσιάστηκε αναλυτικά (σχέσεις που χρησιμοποιούνται και γενική παρουσίασή τους) στην προηγούμενη ενότητα εδώ δεν θα παρουσιαστούν δεύτερη φορά.

Αντί για αυτό θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των υπολογισμών των αντοχών του υποστυλώματος για τις αντίστοιχες φορτίσεις μέσω του φύλλου EXCEL που χρησιμοποιήθηκε για τους υπολογισμούς και τον έλεγχό του, αλλά και τον έλεγχο άλλων υποστυλωμάτων που ελέγχθηκαν ενδεικτικά κατά τον σχεδιασμό για την εξακρίβωση των συνθηκών τους αλλά και τον εντοπισμό του δυσμενέστερου υποστυλώματος.

γον=		4	1		1		1	
> 1	1.25	Ωmin=	3.59	fy=	35.5	kN/cm ²		
ϽροφοςΙ	HIEM	500			_			_
Ng=	1003.58	kN	Vg=	0.02	kN	Mg=	0.02	kNr
Ng'=	260.93	kN	Vg'=	0.01	kN	Mg'=	0.01	kNr
Nq=	521.86	kN	Vq=	0.02	kN	Mq=	0.02	kNr
Nex=	11.14	kN	Vex=	106.45	kN	Mex=	354.93	kNr
Ney=	1689.85	kN	Vey=	1.34	kN	Mey=	-1.78	kNr
Ned=	1983.01	kN	Ved=	525.90	kN	Med=	1751.53	kNr
	500		400	cm	1 4	/		-
h=	52.4	cm	Iy=	161900	cm⁴	Wply=	7004	2
1	20 (1		1.2	/094	cm ³
b=	30.6	cm	Wy=	6180	cm ³	Wplz=	1932	cm ³ cm ³
b= tw=	<u> </u>	cm cm	Wy= ıy=	6180 21.7	cm ³ cm	Wplz= It=	1932 1540	cm^3 cm^3 cm^4
b= tw= tf=	30.6 2.1 4	cm cm cm	Wy= ıy= Iz=	6180 21.7 19150	cm ³ cm cm ⁴	Wplz= It= Iw=	7094 1932 1540 11187000	$\begin{bmatrix} cm^3 \\ cm^3 \\ cm^4 \\ cm^6 \end{bmatrix}$
b= tw= tf= r=	<u>30.6</u> <u>2.1</u> <u>4</u> 2.7	cm cm cm cm	Wy= iy= Iz= Wz=	6180 21.7 19150 1250	cm ³ cm cm ⁴ cm ³	Wplz= It= Iw=	1932 1540 11187000	$\begin{array}{c} cm^{3} \\ cm^{3} \\ cm^{4} \\ cm^{6} \end{array}$
b= tw= tf= r= A=	30.6 2.1 4 2.7 344	cm cm cm cm cm cm ²	Wy= ty= Iz= Wz= tz=	6180 21.7 19150 1250 7.46	cm ³ cm cm ⁴ cm ³ cm	Wplz= It= Iw=	7094 1932 1540 11187000	cm ³ cm ³ cm ⁴ cm ⁶
b= tw= tf= r= A=	30.6 2.1 4 2.7 344	cm cm cm cm cm cm ²	Wy= ιy= Iz= Wz= ιz= <u>Κορμός :</u>	6180 21.7 19150 1250 7.46 c/t=	cm ³ cm cm ⁴ cm ³ cm 18.57	Wplz= It= Iw= 26.85	7094 1932 1540 11187000	cm ³ cm ³ cm ⁴ cm ⁶
b= tw= tf= r= A=	30.6 2.1 4 2.7 344	cm cm cm cm cm ²	Wy= ιy= Iz= Wz= ιz= <u>Κορμός :</u> <u>Πέλμα:</u>	6180 21.7 19150 1250 7.46 c/t= c/t=	cm ³ cm cm ⁴ cm ³ cm 18.57 2.89	Wplz= It= Iw= 26.85 7.32	7094 1932 1540 11187000 Κατ.1 Κατ.1	cm ³ cm ³ cm ⁴ cm ⁶

Πίνακας 6.15 Επίλυση Υποστυλώματος Ικανοτικός Έλεγχος

Av=	129.20	cm ²			
Vpl.rd=	2648.07	kN	1	n=	0.20
		1			
h/b=	1.71	> 1.2	у-у	а	
tf=	40	< 40mm	Z-Z	b	
<u>Δοκός:</u>	HEB400	Iy=	57690	cm^4	
Kc=	404.75	·			
K1=	404.75				
K11=	76.92				
K12=	76.92				
η2=	0	πάκτωση			
η1=	0.84	Από Διά	γραμμα:	k=	1.65
Lcr,y=	660	cm			
Lcr,z=	400	cm	λ1=	76.40	
λy=	0.40	а	0.21		
λz=	0.70	b	0.34		
Фу=	0.60	Xy=	0.95		
$\Phi_{Z}=$	0.83	Xz=	0.78	X=	0.78
Nrd=	12212	kN			
Nb,rd=	9557.99	kN			
k=kw=1					
Συν	ντελεστής Λυγια	<u>σμού</u>			
C1=	2.927				
C2=	0				
$\pi^2 =$	9.87				
E=	21000	kN/cm ²			
G=	8100	kN/cm ²			
a=	72609.02				
b=	584.18				
c=	502.85				
Mcr=	2393925.912	kNcm			
λlt=	0.30				
alt=	0.21				
Φlt=	0.56				
Xlt=	0.98				
				ı	
Mpl,rd=	2460.08	kNm	n=	0.71	
Cmy=	0.9				
kyy=	0.94	1.05	1	1	
Συντελεσ	τής Συνολικής	Απόδοσης	0.84	1	

Όμως στην περίπτωση αυτή πρέπει να γίνει και ένας επιπλέον έλεγχος. Τα υποστυλώματα βάσης πρέπει να ελέγχονται και με βάση τη θεώρηση πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους, δηλαδή να εξασφαλιστεί ότι όταν θα εξαντλήσουν την καμπτική τους αντοχή και θα δημιουργηθεί η εν λόγω πλαστική άρθρωση στη βάση τους δεν θα έχουν αστοχήσει σε τέμνουσα. Αυτή φυσικά η αντοχή είναι αντοχή συνδυασμού αφού στα υποστυλώματα ασκούνται και σημαντικές δυνάμεις θλίψης.

Ελέγχεται λοιπόν ξανά το συγκεκριμένο υποστύλωμα (ως δυσμενέστερο) με ακόμα μεγαλύτερη προσαύξηση του συντελεστή με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η σεισμική δύναμη κατά Χ ώστε να ελεγχθεί το υποστύλωμα και για την περίπτωση δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στη βάση.

Ο συντελεστής στη περίπτωση αυτή προέκυψε: Ω=4.45 => $1.1 * \gamma_{ov} * \Omega = 1.1 * 1.25 * 4.45 = 6.12$

660

cm

Lcr,y=

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα από το EXCEL όπως αυτά υπολογίστηκαν με βάση τις παραπάνω θεωρήσεις.

Υποστύλωμα: kN/cm² γον= 1.25 Ω min= 4.45 fy= 35.5 Όροφος1 HEM 500 Ng= Vg= 0.02 kN Mg= 1003.58 kN 0.02 kNm Ng'= 260.93 kN Vg'= 0.01 kN Mg'= 0.01 kNm Nq= 0.02 kN 0.02 521.86 kN Vq= Mq= kNm Nex= 11.14 kN Vex= 106.45 kN Mex= 354.93 kNm kN Vey= 1.34 kN Ney= 1689.85 Mey= -1.78 kNm Ned= 1996.19 kN Ved= 651.78 kN Med= 2171.23 kNm HEM 500 L= 400 cm 52.4 161900 7094 cm^3 h= Iy= cm^4 Wply= cm cm^3 Wplz= 1932 cm^3 b= 30.6 Wy= 6180 cm 2.1 21.7 cm It= cm^4 1540 tw= cm ιy= tf= 4 Iz= 19150 cm^4 Iw= 11187000 cm^6 cm cm^3 r= 2.7 cm Wz= 1250 A= 344 cm^2 7.46 ιz= cm Κορμός : c/t= 18.57 Κατ.1 26.85 Πέλμα: 2.89 7.32 Κατ.1 c/t= 0.81 Κατηγορία 1 =3 Av= 129.20 cm^2 Vpl,rd= kN 2648.07 1 n= 0.25 h/b= >1.2 1.71 у-у а tf= 40 <40mm b Z-Z cm^4 Δοκός: **HEB400** Iv= 57690 Kc= 404.75 K1= 404.75 K11= 76.92 76.92 K12= 0 η2= πάκτωση η1= 0.84 Από Διάγραμμα: k= 1.65

Πίνακας 6.16 Επίλυση Υποστυλώματος Έλεγχος για δημιουργία Πλαστικής Άρθρωσης στη Βάση

Lcr,z=	400	cm	λ1=	76.40		
λy=	0.40	а	0.21			
$\lambda z =$	0.70	b	0.34			
Φy=	0.60	Xy=	0.95			
$\Phi_{Z}=$	0.83	Xz=	0.78	X=	0.78	
Nrd=	12212	kN				
Nb,rd=	9557.99	kN				
k=kw=1						
Συν	<u>τελεστής Λυγισ</u>	<u>μού</u>				
C1=	2.927					
C2=	0					
π^2=	9.87					
E=	21000	kN/cm ²				
G=	8100	kN/cm ²				
a=	72609.02					
b=	584.18					
c=	502.85					
Mcr=	2393925.912	kNcm				
λlt=	0.30					
alt=	0.21					
Φlt=	0.56					
Xlt=	0.98					
Mpl,rd=	2460.08	kNm	n=	0.88		
Cmy=	0.9					
kyy=	0.94	1.05	1			
Συντελεσι	τής Συνολικής	Απόδοσης	1.00	1		

Άρα ακόμα και με εξάντληση της καμπτικής αντοχής του δυσμενέστερου υποστυλώματος δεν υπάρχει αστοχία σε τέμνουσα, οπότε η καμπτική συμπεριφορά είναι όντως η κρίσιμη για τα υποστυλώματα και έτσι προκύπτει ότι αυτά συμπεριφέρονται όντως με τον επιθυμητό τρόπο.

6.4 Έλεγχος Οριακών Καταστάσεων

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται οι έλεγχοι των μεταλλικών μελών σύμφωνα με τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας με βάση τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3 [8] για τον σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών.

6.4.1 Έλεγχος Δευτερευουσών Δοκών

HEA	200	L=	500	cm					_	
h=	19	cm	Iy=	3690	cm ⁴	Wply=	429	cm ³		
b=	20	cm	Wy=	389	cm ³	Wplz=	204	cm ³		
tw=	0.65	cm	ıy=	8.28	cm	It=	21.1	cm ⁴		
tf=	1	cm	Iz=	1340	cm ⁴	Iw=	108000	cm^6		
r=	1.8	cm	Wz=	134	cm ³	Κορμός :	c/t=	20.62	58.58039	Κατ.1
A=	53.8	cm ²	ιz=	4.98	cm	Πέλμα:	c/t=	7.88	8.136165	Κατ.2
						=3	0.81	Κατη	γορία 2	
								Πλαστικι	ή Ανάλυση	

Πίνακας 6.17 Ιδιότητες Διατομής

Φορτία και Δράσεις στις Δευτερεύουσες Δοκούς





Υπενθύμιση στοιχείων πλάκας:

ποιότητα σκυροδέματος => C20/25 άρα f_{cd}=0.85*20/1.5=11.33 MPa πάχος πλάκας => h_c+h_p/2=7.7+7.3/2=11.35cm

-Ίδιο Βάρος Πλάκας:

 $G_{\pi\lambda\dot{\alpha}\kappa\alpha\varsigma}=2.5m*0.1135m*25kN/m^{3}=7.094kN/m$

-Ίδιο Βάρος Σιδηροδοκού: G_{Σιδηροδοκού}=53.8/10000m²*78.5kN/m³=0.422 kN/m

-Πρόσθετα Βάρη: G'=2.5*1kN/m²=2.5kN/m

-Κινητά Φορτία: $Q=2.5*2kN/m^2=5kN/m$

άρα G=10.016kN/m και Q=5kN/m

Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

1.35*G+1.50*Q=1.35*10.02+1.50*5=21.03kN/m

<u>Αμφιέρειστο Σύστημα</u> Med= $qL^{2}/8 = 21.03*5^{2}/8=65.72$ kN/m Ved= q*L/2 = 21.03*5/2=52.58kN

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Η διατομή λειτουργεί σαν σύμμικτη αφού η Σιδηροδοκός συνεργάζεται με την πλάκα [10]

Σχήμα 6.20 Σύμμικτη Διατομή Ουδέτερος Άξονας στο άνω πέλμα της Σιδηροδοκού



Πλάτος επιρροής πλάκας για τον υπολογισμό της σύμμικτης: $b_{eff} = b_o + \Sigma b_{ei}$ όπου $b_{ei} = L_e / 8 \le b_i$ και $b_o=0$ και $L_e=5m$ άρα $b_i=2.5/2=1.25m$

 $b_{eff}=2*5m/8=2*0.625m=1.25m$ (< 2*1.25=2.5m) προκύπτει: $z_0=15.58cm$, 15cm < z_0 < 15.95cm άρα επαληθεύεται ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο άνω πέλμα της Σιδηροδοκού.

 $D_c{=}1090.83 k N$ $D_a{=}819.07 k N Z{=}1909.90 k N Mplrd{=}300.71 k Nm ~ ápa ~ n{=}65.72 ~ / ~ 300.71 ~ => ~ n{=}0.22$

Η σύνδεση της σιδηροδοκού με την πλάκα εξασφαλίζει πλευρικά τη δοκό άρα δεν υπάρχει θέμα πλευρικού λυγισμού. άρα η διατομή ανταποκρίνεται στον έλεγχο κάμψης

Eπίσης ισχύει: Av=18.05cm², $h_w/t_w = 26.15 < 48.82 \Rightarrow$ η διατομή δεν είναι λεπτότοιχη $V_{pl,Rd}=369,95kN$ άρα $n = 52.58 / 369.95 \Rightarrow$ **n=0.14** (6.18)

(6.19)

(6.20)
<u>Έλεγχος στη Φάση Κατασκευής</u> Φορτίσεις: Τδια Βάρη Πλάκας και Σιδηροδοκού: $G_{\pi\lambda\dot{\alpha}\kappa\alpha\varsigma}$ + $G_{\Sigma\iota\delta\eta\rho\sigma\delta\sigma\kappao\acute{}}$ ==7.094 +0.422=7.516kN/m 1.35*7.516=10.15kN/m (6.4.1.1)=> M_{Ed} =10.15*25/8=31.72kNm

<u>Λυγισμός</u>

Σύμφωνα με τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 3 για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό που εφαρμόστηκαν και σε προηγούμενη ενότητα.

Πίνακας 6.18 Συντελεστής Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού

Σ	υντελεστής Λυγισμού			
C1=	1.132			
C2=	0.459			
π^2=	9.87			
E=	21000	kN/cm ²		
G=	8100	kN/cm ²		
Mcr=	14537.20	kN/cm	145.37	kN/m
λlt=	0.31			
alt=	0.21			
Φlt=	0.56			
Xlt=	0.98			

και M_{pl} σιδηροδοκού: $M_{pl,Rd}{=}X_{LT}^*W_{ply}^*f_{yd}{=}>$ $M_{pl,Rd}{=}0.98^*429^*35.5/100{=}152.30kNm > 31.72kNm$ n=31.72/152.30 => n=0.21

Άρα κατά τη φάση κατασκευής που λαμβάνεται υπόψη μόνο η σιδηροδοκός και παραλαμβάνει τα ίδια βάρη, ο έλεγχος επίσης ικανοποιείται.

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

1.00*G+1.00*Q=10.02+5.00=15.02kN/m	
Η δοκός δεν υποστηρίζεται κατά τη φάση κατασκευής	
$E_c=2900 \text{kN/cm}^2 \text{ kat } E_a=21000 \text{ kN/cm}^2$	
Ισχύει: η= E_a/E_c	(6.21)
Αρηγμάτωτη διατομή σκυρόδεμα υπό θλίψη:	
Εμβαδόν διατομής: $A_e = A_a + A_s + A_c/\eta$	(6.22)
Κέντρο Βάρους S: $z_e = (A_a * z_a + A_s * z_s + A_c * z_c/\eta)/A_e$	(6.23)
$I = I_e = I_{a,0} + A_a * (z_a - z_e)^2 + (I_{c,0}/\eta) + (A_c/\eta) * (z_c - z_e)^2 + A_s * (z_s - z_e)^2$	(6.24)
όπου: $I_{a,0}$: Ροπή αδράνεια Σιδηροδοκού, $I_{c,0}$ = αδράνεια Πλάκας Σκυροδέματος	
και οι τάσεις προκύπτουν μέσω της ανάλυσης της διατομής με τις σχέσεις	
W _y =I _y /z (όπου z το σημείο που εξετάζεται)	(6.25)
σ=N/A+M/W => εδώ δεν υπάρχουν αξονικές δυνάμεις άρα σ=±M/W	(6.26)
Ενώ αφού η δοκός είναι αμφιέρειστη οι μετακινήσεις προκύπτουν από τη σχέση:	
$\delta = (5*q*L^4)/384*E*I_v$	(6.27)

73

Από τον Πίνακα 6.19 και τις παραπάνω σχέσεις (με την διαφορά ότι δεν συνυπολογίζεται ο οπλισμός σκυροδέματος ως δυσμενέστερη ανάλυση) προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα:

	110	άκας 0.19	Ελεγχος	08 AE1100	σγικοτητά		
Λειτοι	οργικότητα						
Φάση Ι	Κατασκευής	g=	7.52	kN/m	Mmax=	23.49	kNm
My=	138.10	kNm	n=	0.17			
δ1=	0.79	cm	L/250=	2.00	cm	n=	0.39
σa,o=	-6.04	kN/cm ²					
σa,u=	6.04	kN/cm ²					
Φάση Δ	Λειτουργίας	g'=	2.50	kN/m	g'+q=	7.50	kN/m
		q=	5.00	kN/m	Mmax=	23.44	kNm
Ec=	2900.00	kN/cm ²	Ea=	21000.00	kN/cm ²		
η=	7.24						
Ac=	1418.75	cm ²	Ic=	15230.58	cm ⁴		
Aa=	53.80	cm ²	Ia=	3690.00	cm ⁴		
Ae=	249.72	cm ²	Ie=	20751.46	cm ⁴		
				-			
Zc=	5.68	cm	Wc,o=	15442.89	cm ³		
Za=	24.50	cm	Wa,o=	3938.14	cm ³		
Ze=	9.73	cm	Wa,u=	855.05	cm ³		
σc,o=	-0.15	kN/cm ²	Σσc,o=	-0.15	kN/cm ²		
σa,o=	0.60	kN/cm ²	Σσа,ο=	-5.44	kN/cm ²		
σa,u=	2.74	kN/cm ²	Σσa,u=	8.78	kN/cm ²	< 35.5	kN/cm ²
δ=	0.14	cm					
δ2=	0.09	cm	L/300=	1.67	cm		
δολ=	0.93	cm	L/250=	2.00	cm	n=	0.46

Πίνακας 6.19 Έλεγχος σε Λειτουργικότητα

Άρα επαληθεύεται και η ικανοποίηση των απαιτήσεων των οριακών καταστάσεων για τις Δευτερεύουσες Δοκούς.

6.4.2 Έλεγχος Κύριων Δοκών

HEB	400	L=	750	cm					_
h=	40	cm	Iy=	57690	cm ⁴	Wply=	3232	cm ³	
b=	30	cm	Wy=	2890	cm ³	Wplz=	1104	cm ³	
tw=	1.35	cm	ıy=	17.1	cm	It=	357	cm^4	
tf=	2.4	cm	Iz=	10820	cm ⁴	Iw=	3817000	cm^{6}	
r=	2.7	cm	Wz=	721	cm ³	Κορμός :	c/t=	22.07	26.85
A=	198	cm ²	ιz=	7.4	cm	Πέλμα:	c/t=	4.84	7.32
						=3	0.81	Κατηγ	ορία 1

Πίνακες 6.20 Ιδιότητες Διατομής

Φορτία και Δράσεις στις Κύριες Δοκούς



Σχήμα 6.21 Επιφάνεια επιρροής για την Κύρια Δοκό

-Ίδιο Βάρος Πλάκας:

 $G_{\pi\lambda\dot{\alpha}\kappa\alpha\varsigma}$ =5m*0.1135m*25kN/m³=14.188kN/m

-Ίδιο Βάρος Σιδηροδοκού (Κύρια Δοκός ΗΕΒ400):

 $G_{K ύριας Δοκού} = 198/10000 m^2 * 78.5 kN/m^3 = 1.554 kN/m$

-Ίδιο Βάρος Σιδηροδοκού (Δευτερεύουσα Δοκός ΗΕΑ200):

G Πάνω στη Δευτερεύουσα Δοκό=53.8/10000m²*78.5kN/m³=0.422 kN/m P=0.422*5/2=1.055kN

Εφαρμόζεται σαν σημειακό φορτίο στα σημεία σύνδεσης με την Κύρια Δοκό αλλά το μετατρέπουμε σε κατανεμημένο διαιρώντας το μήκος επιρροής του στη Κύρια Δοκό:

 $G_{\Delta \epsilon \upsilon \tau \epsilon \rho \epsilon \dot{\upsilon} \upsilon \sigma \alpha \varsigma \ \Delta \sigma \kappa \sigma \dot{\upsilon}} = 1.055/2.5 = 0.422 k N/m$

-Πρόσθετα Βάρη: G'=5*1kN/m²=5 kN/m

-Kintá Portía: $Q=5*2kN/m^2=10kN/m$

άρα G=21.164kN/m και Q=10kN/m

Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

Η διατομή λειτουργεί σαν σύμμικτη αφού η Σιδηροδοκός συνεργάζεται με την πλάκα

Πλάτος επιρροής πλάκας για τον υπολογισμό της σύμμικτης: $b_{eff} = b_o + \Sigma b_{ei}$ από (6.20) όπου $b_{ei} = L_e/8 \le b_i$ και $b_o=0$ και $L_e=0.7*7.5m=5.25m$, από σχήματα προσδιορισμού του συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας σκυροδέματος κατά Ευρωκώδικα 4 [10] (δυσμενέστερη περίπτωση), άρα $b_i=5/2=2.5m$ Άρα $b_{eff}=2*5.25/8=1.313m$ (< 2*2.5=5m)

1.35*G+1.50*Q=1.35*21.164+1.50*10=43.57kN



Υπολογίστηκαν με τον τρόπο που έγιναν οι αντίστοιχοι υπολογισμοί στη προηγούμενη ενότητα.

<u>Διάγραμμα Ροπών Med</u>



Από τα παραπάνω διαγράμματα:

Μέγιστες Θετικές Ροπές στο άνοιγμα: M_{Ed} =215.63 kNm Μέγιστες Αρνητικές Ροπές στη στήριξη: M_{Ed} =197.25 kNm Μέγιστη τιμή Τέμνουσας: V_{Ed} =189.69 kN

Στο σχήμα (6.24) φαίνεται η σύμμικτη διατομή





Τα αποτελέσματα προκύπτουν με αντίστοιχο τρόπο όπως και αυτά για τη δευτερεύουσα δοκό στο προηγούμενο κεφάλαιο, για τον λόγο αυτό και για εξοικονόμηση χώρου θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα από το EXCEL στο οποίο υπολογίστηκαν:

		5	•	15	12		
<u>Ουδέτε</u>	<u>Ουδέτερος Άξονας εντός της Σιδηροδοκού</u>						
beff=	131.25	cm					
zo=	19.79	cm	zo > 17.4				
Dc=	1688.31	D=	za=	35.00	cm		
Da=	5340.70	7029.01	Mpl,rd+=	1493.67	kNm	n=	0.13
Z=	7029.00		Mpl,rd-=	1147.36	kNm	n=	0.17
		-					
Έλεγχος Δι	άτμησης						
fyd/sqrt(3)	20.50	kN/cm ²					
Av=	70.20	cm ²					
hw/tw=	26.07	48.82					
Η διατομή δ	εν είναι λετ	ττότοιχη.					
Vpl=	1438.81	kN	n=	0.13			

Πίνακας 6.21 Αποτελέσματα ανάλυσης της Διατομής

Έλεγχος στη Φάση Κατασκευής

Φορτίσεις:

Ίδια Βάρη Πλάκας και Σιδηροδοκών:

 $G_{πλάκας} + G_{Kύριας \Delta 0 κού} + G_{\Delta ευτερεύουσας \Delta 0 κού} = 14.188 + 1.554 + 0.422 = 16.164 kN/m$

1.35*16.164=21.82 kN/m

Από στατική ανάλυση του φορέα της δοκού με διατομή μόνο αυτή της σιδηροδοκού: $M_{\rm Ed}{=}131.50~\rm kNm$

<u>Λυγισμός</u>

Σύμφωνα με τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 3 για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό που εφαρμόστηκαν και σε προηγούμενη ενότητα.

Συντελε	στής Λυγισμού			
C1=	1.29			
C2=	1.56			
π^2=	9.87			
E=	21000	kN/cm ²		
G=	8100	kN/cm ²		
Mcr=	72139.47	kN/cm	721.39	kN/m
λlt=	0.38			
alt=	0.21			
Φlt=	0.59			
Xlt=	0.96			

Πίνακας 6.22 Συντελεστής Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού

και M_{pl} σιδηροδοκού: $M_{pl,Rd}{=}X_{LT}^*W_{ply}^*f_{yd}{=}>$ $M_{pl,Rd}{=}0.96^*3232^*35.5/100{=}1101.47kNm > 131.50kNm$ n=131.50/1101.47 => n=0.12

Άρα κατά τη φάση κατασκευής που λαμβάνεται υπόψη μόνο η σιδηροδοκός και παραλαμβάνει τα ίδια βάρη, ο έλεγχος επίσης ικανοποιείται.

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

1.00*G+1.00*Q=21.164+10.00=31.164kN/m

Η δοκός δεν υποστηρίζεται κατά τη φάση κατασκευής

 $E_c=2900$ kN/cm² και $E_a=21000$ kN/cm²

Με τους ίδιους τύπους που χρησιμοποιήθηκαν στην προηγούμενη ενότητα ισχύει:

	Πινακας 6.23 Ελεγχος σε Λειτουργικοτητα							
<u>Λειτοι</u>	οργικότητα	Έλεγχο	ς για τα ανοί	γματα αφού ο έλε	εγχος στη στή	ριξη καλύ	πτεται.	
Φάση Ι	Κατασκευής	g=	16.16	kN/m	Mmax=	70.14	kNm	
My=	1025.95	kNm	n=	0.07				
δ1=	0.11	cm	L/250=	3.00	cm	n=	0.04	
					-			
σa,o=	-2.43	kN/cm ²						
σa,u=	2.43	kN/cm ²						
Φάση Δ	Λειτουργίας	g'=	5.00	kN/m	g'+q=	15.00	kN/m	
		q=	10.00	kN/m	Mmax=	65.09	kNm	
Ec=	2900.00	kN/cm ²	Ea=	21000.00	kN/cm2			
η=	7.24							
Ac=	1489.69	cm ²	Ic=	15992.11	cm^4			
Aa=	198.00	cm ²	Ia=	57690.00	cm^4			
Ae=	403.72	cm ²	Ie=	146661.76	cm^4			
Zc=	5.68	cm	Wc,o=	-52950.32	cm ³			
Za=	35.00	cm	Wa,o=	-29000.78	cm ³			
Ze=	20.06	cm	Wa,u=	4197.19	cm ³			
		-						
σc,0=	-0.12	kN/cm ²	Σσc,ο=	-0.12	kN/cm ²			
σa,o=	-0.22	kN/cm ²	Σσa,o=	-2.65	kN/cm ²			
σa,u=	1.55	kN/cm ²	Σσa,u=	3.98	kN/cm ²	<< 35.5	kN/cm ²	
δ=	0.04	cm			-			
δ2=	0.03	cm	L/300=	2.50	cm			
δολ=	0.15	cm	L/250=	3.00	cm	n=	0.05	

Πίνακας 6.23 Έλεγγος σε Λειτουργικότητα

Οι συντελεστές απόδοσης στην κύρια δοκό φαίνονται εκ πρώτης όψεως να έχουν μικρές τιμές. Όπως αναφέρθηκε και στον έλεγχο για τον σεισμό που πρέπει να παραλαμβάνει το πλαίσιο, η επιλογή μιας διατομής αυτού του τύπου ήταν απαραίτητη προκειμένου να ανταποκρίνεται η σεισμική ανάλυση στα όρια μετακινήσεων που τέθηκαν από τις επιλογές του σχεδιασμού.

Κεφάλαιο 7: Συνδέσεις

7.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων έγινε σε πολλές περιπτώσεις χρησιμοποιώντας και σε αυτή τη περίπτωση το πρόγραμμα Autodesk Robot αλλά και το EXCEL. Συγκεκριμένα η σύνδεση Δευτερεύουσας και Κύριας δοκού και οι Συνδέσεις Δοκών Υποστυλωμάτων αλλά και ο έλεγχος κόμβων έγιναν στο Robot. Θα παρουσιαστούν λοιπόν τα αποτελέσματα του προγράμματος και θα σχολιαστούν κάποια στοιχεία για την κάθε περίπτωση. Αντίστοιχα ο έλεγχος των Συνδέσμων Δυσκαμψίας έγινε στο EXCEL άρα στη συγκεκριμένη περίπτωση η διαδικασία επίλυσης θα παρουσιαστεί με μεγαλύτερη λεπτομέρεια.

7.2 Σύνδεση Δευτερεύουσας με Κύρια Δοκό





Η συγκεκριμένη είναι μια σύνδεση τέμνουσας, ώστε να συνδεθεί η δευτερεύουσα δοκός με την κύρια χρησιμοποιώντας τη διάταξη του παραπάνω σχήματος.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΣ - ΔΟΚΟΣ (ΚΟΡΜΟΣ)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

ΓΕΝΙ	ко

ΣΥΝΔΕΣΗ no.:

1

Όνομα σύνδεσης: ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ Beam-beam (web)

ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 400	
α =	-90,0	[Deg]
h _g =	400	[mm]
b _{fg} =	300	[mm]
t _{wg} =	14	[mm]
t _{fg} =	24	[mm]
r _g =	27	[mm]
A _p =	197,78	[cm ²]
I _{vp} =	57680 , 50	[cm⁴]
ΥΛΙΚΟ	S355	
f _{yg} =	355,00	[MPa]
f _{ug} =	490,00	[MPa]

I	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
	ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
	ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

HEA 200	
0,0	[Deg]
190	[mm]
200	[mm]
7	[mm]
10	[mm]
18	[mm]
53,83	[cm ²]
3692,15	[cm⁴]
S355	-
355,00	[MPa]
490,00	[MPa]
	HEA 200 0,0 190 200 7 10 18 53,83 3692,15 \$355 355,00 490,00

- ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
- ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

- ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
- ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
- ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
- mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
- cm²] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
- [cm⁴] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

[MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

<u>ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ</u>			
h ₁ =	30	[mm]	ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
h ₂ =	0	[mm]	ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
I =	150	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ
ΓΩΝΙΑΚΟ			
ΔΙΑΤΟΜΗ:	CAE 200x20		
α =	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
h _{kl} =	200	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
b _{kl} =	200	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
t _{fkl} =	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
nu =	18	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΟΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
	120	[]	
I _{kl} =	130	[mm]	ΜΗΚΟΣΤΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	\$355	1	

[MPa]

[MPa]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

 $f_{ykl} =$ $f_{ukl} =$

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

355,00

490,00

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9
d =	22
d ₀ =	24
A _s =	3,03
A _v =	3,80
f _{ub} =	1000,00
k =	3
w =	2
e ₁ =	35
p ₂ =	55
p ₁ =	60

the bolt.	
	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

<u>ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ</u>

a _{qa} =	5

[mm] Συγκολλήσεις εξωραφής γωνιακού και κύριας δοκού

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

Ίδια στοιχεία με την αριστερή πλευρά

ΣY	'NT	F۸	FΣ	TFΣ	Y٨	IKO	Y
<u> </u>							

γ _{M0} =	1,00
γ _{M2} =	1,25

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ:		ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ
ΑΡΙΣΤΕΡΗ Π	ΛΕΥΡΑ	
N _{b2,Ed} =	0,00	[kN]
V _{b2,Ed} =	52,58	[kN]
M _{b2,Ed} =	0,00	[kN*m]
ΔΕΞΙΑ ΠΛ	EYPA	
N _{b1,Ed} =	0,00	[kN]
V _{b1,Ed} =	52,58	[kN]

0,00

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

 $M_{b1,Ed} =$

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

F _{v,Rd} = 0.6*f _u	_{ıb} *Α _v *m/γ _{M2}
F _{v.Rd} =	364,93

Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

[kN*m]

[kN]

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση χ		
k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7	, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]	
k _{1x} =	1,80	
k _{1x} > 0.0	1,80 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), p ₂ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]	
α _{bx} =	0,51	
α _{bx} > 0.0	0,51 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
F _{b,Rd1x} =k _{1x} *α _b	_x *f _u *d*t _i /γ _{M2}	
F _{b,Rd1x} =	51,85	[kN]
A		
Διευθυνση z		
Διευθυνση z k _{1z} =min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7,	1.4*(p ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]	
<u> </u>	1.4*(p ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]	
$\frac{\Delta i \epsilon U \theta U V \sigma \eta z}{k_{1z} = \min[2.8^*(e_2/d_0) - 1.7]}$ $k_{1z} = k_{1z} > 0.0$	1.4*(p ₂ /d ₀)-1.7, 2.5] 1,51 1,51 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\frac{\Delta i \epsilon U = 0 V \sigma \eta z}{k_{1z} = \min[2.8^*(e_2/d_0) - 1.7]}$ $k_{1z} = k_{1z} > 0.0$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3^*d_0), p_1/(3^*d_0)]$	1.4*(p ₂ /d ₀)-1.7, 2.5] 1,51 1,51 > 0,00 3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\Delta i \epsilon U = 0 U \nabla \eta z$ $k_{1z} = \min[2.8^{*}(e_{2}/d_{0}) - 1.7, k_{1z} = k_{1z} > 0.0$ $\alpha_{bz} = \min[e_{1}/(3^{*}d_{0}), p_{1}/(a_{bz} = 1)]$	1.4*(p ₂ /d ₀)-1.7, 2.5] 1,51 1,51 > 0,00 3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1] 0,49	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\Delta i \epsilon U = 0 U V \sigma \eta z$ $k_{1z} = min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, k_{1z} = k_{1z} > 0.0$ $\alpha_{bz} = min[e_1/(3*d_0), p_1/(a_{bz} = a_{bz} > 0.0$	$1.4^{*}(p_{2}/d_{0})-1.7, 2.5]$ $1, 51$ $1, 51 > 0, 00$ $3^{*}d_{0})-0.25, f_{ub}/f_{u}, 1]$ $0, 49$ $0, 49 > 0, 00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\Delta i \epsilon U = 0 V \sigma \eta z$ $k_{1z} = min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, k_{1z} = k_{1z} > 0.0$ $\alpha_{bz} = min[e_1/(3*d_0), p_1/(a_{bz} = a_{bz} > 0.0)$ $F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_b$	$1.4^{*}(p_{2}/d_{0})-1.7, 2.5]$ $1, 51$ $1, 51 > 0, 00$ $3^{*}d_{0})-0.25, f_{ub}/f_{u}, 1]$ $0, 49$ $0, 49 > 0, 00$ $z^{*}f_{u}^{*}d^{*}t_{i}/\gamma_{M2}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ



Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ Κ	ΟΧΛΙΑ	
e =	122	[mm]
		_
M ₀ =M _{b2,Ed} +V _b	_{2,Ed} *e	
M ₀ =	6,40	[kN*m]
F _{Vz} = V _{b1,Ed}	/n	
F _{vz} =	8,76	[kN]
F _{Mx} = M ₀ *z _i /	∑z _i ²	
F _{Mx} =	10,97	[kN]
F _{x,Ed} = F _{Nx} +	F _{Mx}	
F _{x,Ed} =	10,97	[kN]
$F_{z,Ed} = F_{Vz} +$	F _{Mz}	
F _{z,Ed} =	28,88	[kN]
$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + $	$F_{z,Ed}^{2}$)	
F _{Ed} =	30,90	[kN]
F _{Rdx} =min(F _{bRd1x}	, F _{bRd2x})	
F _{Rdx} =	51,85	[kN]

85

F _{Rdz} =min(F _t	_{bRd1z} , F _{bRd2z})			
F _{Rdz} =	41,10	[kN]		
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	10,97 < 51,85	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.21)	
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	41,10	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.70)	
F _{Ed} ≤ F _{v,Rd}	30,90 < 364,93	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.08)	

Verification of the section due to block tearing (shear force)

ΓΩΝΙΑΚΟ			
A _{nt} =	16,00	[cm ²]	
A _{nv} =	11,80	[cm ²]	
V _{effRd} =0.5*f _u *A _{nt} /γ _{M2} + (΄	1/√3)*f _y *A _{nv} /γ _{M0}		
V _{effRd} =	555,45	[kN]	
0.5*V _{b2,Ed} ≤ V _{effRd}	26,29 < 555,45	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.05)
ΔΟΚΟΣ			
ΔΟΚΟΣ A _{nt} =	6,17	[cm ²]	
<u>ΔΟΚΟΣ</u> <u>A_{nt} =</u> <u>A_{nv} =</u>	6,17 3,83	[cm ²] [cm ²]	
ΔΟΚΟΣ $A_{nt} =$ $A_{nv} =$ $V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (\cdot)$	6,17 3,83 1/√3)*fy*Anv/γM0	[cm²] [cm²]	
$\Delta OKO\Sigma$ $A_{nt} =$ $A_{nv} =$ $V_{effRd} = 0.5^* f_u^* A_{nt} \gamma_{M2} + (\gamma_{M2} + \gamma_{M2})^* A_{nt} \gamma_{M2})^* A_{nt} \gamma_{M2} + (\gamma_{M2} + \gamma_{M2})^* A_{nt} \gamma_{M2} + (\gamma_{M2} + \gamma_{M2})^* A_{nt} \gamma_{M2} + (\gamma_{M2} + \gamma_{M2})^* A_{nt} \gamma_{M2}$	6,17 3,83 1/√3)*fy*Anv/γM0 199,63	[cm ²] [cm ²] [kN]	
ΔΟΚΟΣ $A_{nt} =$ $A_{nv} =$ $V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (\gamma_{M2} $	6,17 3,83 1/√3)*fy*Anv/γмо 199,63	[cm²] [cm²] [kN]	
ΔΟΚΟΣ $A_{nt} =$ $A_{nv} =$ $V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (V_{effRd} =$ $ V_{b2,Ed} \le V_{effRd}$	6,17 3,83 1/√3)*fy*Anv/γM0 199,63 52,58 < 199,63	[cm²] [cm²] [kN] EΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.26)

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t =$	13,00	[cm ²]	
A _{t,net} =	8,20	[cm ²]	
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})	0,57 < 0,91		
W _{net} =	53,41	[cm ³]	
M _{c,Rdnet} = W _n	_{et} *f _{yp} /γ _{M0}		
M _{c,Rdnet} =	18,96	[kN*m]	
$ M_0 \le M_{c,Rdnet}$	3,20 < 18,96	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.17)
$A_v = I_a$	t _{fa}		
A _v =	26,00	[cm ²]	
V _{pl,Rd} =(A _v *f _y)	/(√3*γ _{M0})		
V _{pl,Rd} =	532,89	[kN]	
0.5*V _{b2,Ed} ≤ V _{pl,Rd}	26, <mark>29 <</mark> 532,89	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.00)

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t =$	5,20

[cm²]

1		I	l	
	A _{t,net} =	3,64	[cm ²]	
Ì	$0.9^*(A_{t,net}/A_t) \ge$			
	(f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})	0,63 < 0,91		
	W _{net} =	25,53	[cm ³]	
	M _{c,Rdnet} = W _r	_{iet} *f _{yp} /γ _{M0}		
	M _{c,Rdnet} =	9,06	[kN*m]	
	$ M_0 \le M_{c,Rdnet}$	6 , 40 < 9 , 06	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.71)
	A _v =	10,40	[cm ²]	
	V _{pl,Rd} =(A _v *f _y)	/(√3*γ _{M0})		
	V _{pl,Rd} =	213,16	[kN]	
Ì		52,58 <		(0.00)
	$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	213,16	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.00)

<u>ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</u>

53,00 [cm²] A_w = I₀ = 4562,53 [cm⁴] $\tau_{Fz} = V_{b2,Ed} / A_w$ [MPa] 4,96 τ_{Fz} = $\tau_{Mx} = M_0^* z_i / I_0$ 10,20 [MPa] $\tau_{Mx} =$ $\tau_{Mz} = M_0 * x_i / I_0$ 5,27 τ_{Mz} = [MPa] $\sigma_N=0.5*N_{b2,Ed}/A_w$ 0,00 [MPa] σ_N = $\sigma_N=0.5*M_{b,Ed}/W_w$ 0,00 [MPa] σ_{M} = $\sigma = \sigma_N + \sigma_M$ σ= 0,00 [MPa] $\beta_w =$ 0,90 $f_{vw,d} = f_u/(\sqrt{3^*\beta_w^*\gamma_{M2}})$ 251,47 [MPa] $f_{vw,d} =$

Συγκολλήσεις εξωραφής γωνιακού και κύριας δοκού

 $\sqrt{[\sigma^2 + (\tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]} \le f_{vw,d}$

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

11,34 < 251,47 ENAAHOEYETAI (0.05)

λόγω συμμετρίας τα αποτελέσματα είναι τα ίδια.

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ (0.71)

Σχολιασμός: Προφανώς η διατομή ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις, όπως φαίνεται και στους υπολογισμούς που παρουσιάστηκαν. Ο λόγος απόδοσης της σύνδεσης είναι 0.71 και εξετάζοντας πιο προσεκτικά τα αποτελέσματα προκύπτει πως αυτό έχει να κάνει με την δύναμη κατά z (που είναι ουσιαστικά η τέμνουσα, το στοιχείο δηλαδή που ελέγχεται) και μάλιστα παίζει σημαντικό ρόλο η αποκοπή που κάναμε στο πέλμα και γενικότερα στη δοκό ΗΕΑ200 προκειμένου να μορφώσουμε την σύνδεση με τον τρόπο που φαίνεται στο σχήμα.

7.3 Σύνδεση Δοκού και Υποστυλώματος

Η παρακάτω είναι μια σύνδεση της κύριας δοκού με το υποστύλωμα ώστε να δημιουργηθεί ο κόμβος. Επιλέχθηκε σύνδεση με συγκολλήσεις αφού οι απαιτήσεις της διατομής έκανε ασύμφορη την επιλογή μιας διάταξης με κοχλίες όχι μόνο από άποψη αντοχών αλλά και διαθέσιμου χώρου στον κόμβο, ώστε να διαμορφωθεί μια κογλιωτή διάταξη σύμφωνη με τους κανονισμούς. Για τον λόγο αυτό όμως πρέπει να προβλεφθεί να πραγματοποιείται ξεχωριστά η συγκόλληση της διάταξης του κόμβου συγκολλώντας ένα κομμάτι δοκού στο υποστύλωμα τέτοιο ώστε όταν τοποθετηθεί η δοκός να γίνει αποκατάσταση συνέχειας σε σημείο ελαχίστων ροπών (με κοχλιωτή σύνδεση). Έτσι εξασφαλίζεται η κατασκευασιμότητα του κόμβου και αποφεύγεται η επιλογή της κοχλιωτής σύνδεσης στους κόμβους.



Σχήμα 7.2 Σχέδια Σύνδεση Δοκού και Υποστυλώματος

Οι συνδέσεις δοκού υποστυλώματος πρέπει να ελεγχθούν με την ικανοτική αντοχή των δοκών, οι οποίες υπολογίζονται ως εξής:

$$M_{Ed} = 1.1* \gamma_{ov} M_{pl,Rd,\Delta o \kappa o \acute{v}} = 1.1* 1.25* 1147.36 (για τη δοκό HEB400)$$

$$=> M_{Ed} = 1577.62 \text{kNm}$$

$$(7.1)$$

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.:

Όνομα σύνδεσης: ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ Column-Beam

[Deg] [mm] [mm] [mm] [mm] [cm²] [cm⁴]

[MPa]

[Deg] [mm] [mm] [mm] [mm] [mm] [cm²] [cm⁴]

[MPa]

[MPa]

4

<u>ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ</u>

HEM 500	
-90,0	
524	
306	
21	
40	
27	
344,30	
161929,00	
S355	
355,00	

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 400	
α =	0,0	
h _b =	400	
b _f =	300	
t _{wb} =	14	
t _{fb} =	24	
r _b =	27	
r _b =	27	
A _b =	197,78	
I _{xb} =	57680,50	
ΥΛΙΚΟ	s355	
f _{vb} =	355,00	

ΑΝΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

w _u =	300	
t _{fu} =	24	
h _u =	200	
t _{wu} =	12	
l _u =	400	
α =	26,6	
ΥΛΙΚΟ	\$355	
f _{ybu} =	355,00	

<u>ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ</u>

ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ANTOXH

ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ANTOXH

 [mm]
 ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

 [mm]
 ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

 [mm]
 ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

 [mm]
 ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ

 [mm]
 ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

 [beg]
 ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ANTOXH

w _d =	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
t _{fd} =	24	[mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
h _d =	200	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
t _{wd} =	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
I _d =	400	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
α =	26,6	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
f _{ybu} =	355,00	[MPa]	ANTOXH
<u>ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟ</u>	<u>ΣΟΤΑΜΩΛΥΤΖ</u>		
ΑΝΩ			
h _{su} =	444	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
b _{su} =	143	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
t _{hu} =	24	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
f _{ysu} =	355,00	[MPa]	ANTOXH
ΚΑΤΩ			
h _{sd} =	444	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
b _{sd} =	143	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
t _{hd} =	24	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
f _{ysu} =	355,00	[MPa]	ANTOXH
ΠΛΑΚΑ ΕΝΙΣΧΥ	<u>ΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤ</u>	<u>ΎΛΩΜΑΤΟΣ</u>	
Тур:	ΔΙΠΛΕΥΡΟ		
h _a =	600	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
w _a =	280	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
t _a =	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
f _{ya} =	355,00	[MPa]	ANTOXH
Συγκολλήσεις εξωραφ	νής		
a _w =	8	[mm]	ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
a _f =	16	[mm]	ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
a _s =	16	[mm]	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ
a _{fu} =	16	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
a _{fd} =	16	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
a _{p1} =	14	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
a =		F	
<u>∽p</u> 2	14	Įmmj	KATAKUPTYH ZTIKU/WHZH
γρ2	14	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΨΗ ΣΥΙ ΚΟ/ΜΗΣΗ
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟ	14 Y	[mm]	κατακυρτψη Στι κυ/ν.ηζη
<u>ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟ</u> γ _{M0} =	14 Y 1,00	[mm]	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕ

ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

γ_{M2} = γ_{M3} =

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

1,25

1,25

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ:

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

[kN*m]

	1		
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ]		
<u>ΑΝΤΟΧΕΣ Δ</u>	<u>OKAPIOY</u>		
ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ Ρ	ΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣ	ΣΕΙΣ)	
W _{plb} =	3231,91	[cm ³]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
M _{b,pl,Rd} = W _p	_{ib} f _{yb} / γ _{M0}		
M _{b,pl,Rd} =	1147,33	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ
			(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) ΕΝ1993-1-1:[6.2.5.(2)]
ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝ	ΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛ	ΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΙ	ΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ
W _{pl} =	7427,03	[cm ³]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5]
M _{cb,Rd} = W _p	_Ι f _{yb} / γ _{M0}	1	
M _{cb,Rd} =	2636,59	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
			ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝ1993-1-1:[6.2.5]
$M_{b1,Ed}$ / $M_{cb,Rd} \le 1.0$	0,60 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,60)
ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΝ	ΙΟΣ ΘΛΙΨΗ	1	
M _{cb,Rd} =	2636,59	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
		1	ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]
h _f =	773	[mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		1	ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]
F _{c,fb,Rd} =	3410,12	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
			KAI KOPMOY [6.2.6.7.(1)]
ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ Π	ΙΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ -	ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕ	ΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΦΕΡΩΝ:		1	[]
β =	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ
		1	ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
γ =	26,6	[Deg]	ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
		_	ΣΥΝΔΕΣΗΣ

β =	0,0	[Deg]
γ =	26,6	[Deg]
b _{eff,c,wb} =	354	[mm]
A _{vb} =	69,98	[cm ²]
ω =	0,79	
σ _{com,Ed} =	407,53	[MPa]
k _{wc} =	0,70	
A _s =	68,76	[cm ²]
F _{c,wb,Rd1} = [ω k _{wc} b _{eff,c,wb} t _{wb} t	f _{yb} / γ _{M0} + A _s f _{yb} / γ _{M0}] (cos(γ) / sin(γ - β)
F _{c,wb,Rd1} =	5105,50	[kN]

ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ
ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ
ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]
ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΕΝ1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ
ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.2.(1)]
ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ
KOPMO [6.2.6.2.(2)]
ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ
ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ [6.2.6.2.(2)]
ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΕΝ1993-1-1:[6.2.4]
ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

d _{wb} =	298	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,92		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,85		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ
			ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,36		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
			EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ =	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
			EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb}]$	f _{yb} / γ _{M1} + A _s χ f _{yb} / γ	_{ΥΜ1}] cos(γ) / sin(γ - β)	
F _{c,wb,Rd2} =	4823,39	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]
ΑΝΤΟΧΗ ΑΓ	ΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑ	ντος	
F _{c,wb,Rd3}	$= b_b t_b f_{vb} / (0.8^* \gamma_{M0})$)	
F _{c,wb,Rd3} =	3195,00	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ [6.2.6.7.(1)]
ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟ	DXH:		
F _{c,wb,Rd,low} = Min	$(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2},$	F _{c,wb,Rd3})	
F _{c,wb,Rd,low} =	3195,00	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]
N _{low} / F _{c,wb,Rd,low} ≤ 1,0	0,64 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,64)
ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜ	Η ΣΤΑ ΠΕΛΜΑΤΑ	ΔΟΚΑΡΙΟΥ	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ
h _f =	773	[mm]	ΠΕΛΜΑΤΩΝ
e _N =	0	[mm]	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ
$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed})$	$e_{N} + M_{b1,Ed}) / h_{f}$]	
N _{upp} =	2040,46	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΠΑΝΩ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed})$	e _N + M _{b1,Ed}) / h _f		
N _{low} =	-2040,46	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥ	ΛΩΜΑΤΟΣ		
ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤ	ΜΗΣΗ	1	
M _{b1,Ed} =	1577,62	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]
M _{b2,Ed} =	0,00	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]
V _{c1,Ed} =	0,00	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ
Γ		1	ΒΑΣΗΣ) [5.3.(3)]
V _{c2,Ed} =	0,00	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ
			ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ) [5.3.(3)]
z =	773	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ [6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} -$	M _{b2,Ed}) / z - (V _{c1,Ed} -	V _{c2,Ed}) / 2	
V _{wp,Ed} =	2040,46	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ
			ΣΕ ΚΟΡΜΟ [5.3.(3)]
A _{vs} =	129 , 50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ

A _{vp} =	56,00	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΟΡΜΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΜΕ ΕΛΑΣΜΑ	
		_	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]	
A _{vc} =	185,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΕΝ1993-1-1:[6.2.6.(3)]	
d _s =	776	[mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩ	
		_	[6.2.6.1.(4)]	
M _{pl,fc,Rd} =	43,45	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
			ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]	
M _{pl,stu,Rd} =	15,64	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ	
			ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]	
M _{pl.stl.Rd} =	15,64	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ	
<i>, ,</i>			ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]	
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs}*f_{v,wc}+A_{vp}*f_{vs})$	a) / (√3 γ _{M0}) + Min(4	4 M _{pl fc Rd} / d _s , (2 M _{pl fc}	$R_d + M_{\text{pl.stu},Rd} + M_{\text{pl.stl},Rd}) / d_s)$	
V _{wp Rd} =	3574,07	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
wp,rd			ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.1]	
	0,57 <		(0.57)	
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	1,00	EHANHGEYETAI	(0,57)	
φEF 12Ν.	4.2	[mm]		
L _{WC} –	42] []		
	407	[mm]		
D _{eff,c,wc} –	407	_ լուոյ		
	105 50] . 2		
A _{vc} =	185,50	[cm⁻]		
ω =	0,69		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣΤΙΑ ΑΛΛΗΛΕΙ ΙΙΔΡΑΣΗ	
		1	ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.2.(1)]	
σ _{com,Ed} =	0,00	[MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ [6.2.6.2.(2	
k _{wc} =	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ	
		1	ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ [6.2.6.2.(2)]	
A _s =	68,40	[cm ²]	²] ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΕΝ1993-1-1:[6.2.4]	
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} k$	$p_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + \lambda_{M0}$	Α _s f _{ys} / γ _{M0}		
F _{c,wc,Rd1} =	6612,26	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]	
ΛΥΓΙΣΜΟΣ:		1		
d _{wc} =	390	[mm]	<u>ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]</u>	
$\lambda_p =$	0,36	-	ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]	
ρ=	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	
		1	[6.2.6.2.(1)]	
$\lambda_s =$	4,26		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	
		1	EN1993-1-1:[6.3.1.2]	
χ _s =	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	
			EN1993-1-1:[6.3.1.2]	
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b$	$_{\rm eff,c,wc}$ t _{wc} f _{yc} / $\gamma_{\rm M1}$ + A	Α _s χ _s f _{ys} / γ _{M1}		
F _{c,wc,Rd2} =	6612,26	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]	
ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:				
F _{c,wc,Rd,low} = Min (F _{c,wc,F}	_{Rd1} , F _{c,wc,Rd2})	7		
F _{c,wc,Rd} =	6612,26	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]	

(0,31)

ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

t _{wc} =	29	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ		
		1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.3.(8)]		
b _{eff,t,wc} =	407	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ		
		-	ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.3.(2)]		
A _{vc} =	185,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΕΝ1993-1-1:[6.2.6.(3)]		
ω =	0,81		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕ	ΠΙΔΡΑΣΗ	
		-	ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.3.(4)]		
A _s =	68,40	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΕΝ1993-	-1-1:[6.2.4]	
$F_{t,wc,Rd,upp} = \omega b_{e}$	_{eff,t,wc} t _{wc} f _{yc} / γ _{M0} + A	_s f _{yc} / γ _{M0}			
$F_{t,wc,Rd} =$	5850,66	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6	5.2.6.3.(1)]	
$N_{upp} / F_{t,wc,Rd,upp} \le 1.0$	1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ		(0,35)	
ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ		_			
A _w =	447,57	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ [4	4.5.3.2(2)]	
A _{wy} =	344,48	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ [4.5.3.2(2)]		
A _{wz} =	103,09	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ [4.5.3.2(2)]		
I _{wy} =	385024,27	[cm⁴]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ		
		1	ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ [4	.5.3.2(5)]	
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	118,21	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.2(6)]		
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}=$	108,12	[MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.2(5)]		
τ _{II} =	0,00	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.2(5)]		
β _w =	0,90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ [4.5.3.2(7)]		
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp max}^2)]}$	≤ f _u /(β _w *γ _{M2})	435,56	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,54)	
$\sqrt{[\sigma_1^2 + 3^*(\tau_1^2 + \tau_1^2)]} \le$	f _u /(β _w *γ _{M2})	216,24 < 435,56	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,50)	
< 0.0*f /		118,21 <	ΓΠΛΛΗΩΕΥΕΨΛΤ	(0.34)	
01 = 0.9 τωγ	M2	332,00	EIRINGETETRI	(0, 54)	
ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ					
<u></u>					
A _{vc} =	185,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΕΝ1993-1-1:[6.2.6.(3	5)]	
β =	1,00		ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ [5.3.(7)]		
z =	773	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ [6.2.5]		
k ₁ =	9	[mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ		

k ₃ =	×

k₂ =

$$\frac{S_{j,ini} = E z^2 / \sum_{i} (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_3)}{S_{j,ini} = 1144499,31}$$

 ∞

η = 2,00

[6.3.1.(4)] [kN*m]

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ [5.3.(7)]
ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ [6.2.5]
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.3.2.(1)]
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.3.2.(1)]
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [6.3.2.(1)]

ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.1.2.(4)]

S _j = S _{j,ini} / η	[6.3.1.(4)]	
S _i =	572249 , 66	[kN*m]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

S _{j,rig} =	1211290,50	[kN*m]
S _{j,pin} =	24225,81	[kN*m]

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5] ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

 $S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} HMI\Sigma TA\Theta EPH$

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,64

7.4 Σύνδεση Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την παραλαβή του σεισμού σχεδιάζονται με κοχλιωτή σύνδεση ώστε να παραλαμβάνονται τα φορτία που επιδρούν σε αυτούς. Στην ενότητα αυτή όπως και στις προηγούμενες θα παρουσιαστεί μία ενδεικτική σύνδεση. Προφανώς λοιπόν θα παρουσιαστεί ο έλεγχος για την σύνδεση του δυσμενέστερου συνδέσμου δηλαδή αυτόν του ισογείου (1ος όροφος) ο οποίος καλείται να παραλάβει και την μεγαλύτερη δύναμη. Οι έλεγχοι έγιναν σύμφωνα με την παράγραφο Συνδέσεις με Κοχλίες του προτύπου ΕΝ1993-1-8 Παρ.3 [9] (οι σχέσεις δεν θα παρουσιαστούν για μεγαλύτερη συντομία). Οι υπόλοιποι σύνδεσμοι σχεδιάζονται ανάλογα είτε με τοποθέτηση λιγότερων κοχλιών είτε με τοποθέτηση κοχλιών μικρότερης διαμέτρου (ειδικά στους ανώτερους ορόφους πχ. όροφος 8).

Για κάθε Διαγώνιο Σύνδεσμο ισχύει: $N_{Ed}=1.1*\gamma_{ov}*N_{pl}=1.1*1.25*N_{pl}$ (7.2)

Τα αποτελέσματα του EXCEL παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 7.1

	1100 0012005 /	
Συν	δέσεις χι	ιαστί
Ned=	2094.06	kN
Ned,1=	2094.06	kN
Ned,2=	1718.20	kN
Ned,3=	1718.20	kN
Ned,4=	1718.20	kN
Ned,5=	1254.48	kN
Ned,6=	1254.48	kN
Ned,7=	883.51	kN
Ned,8=	522.29	kN

Πίνακας 7.1 Υπολογισμός Διαγώνιων Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Προεντε	εταμένοι Κοχ	λίες Μ22				
d=	27	mm				
do=	30	mm				
As=	427	mm ²				
Κοχλίες 1	ς Αντοχής 0.9					
fyb=	900	N/mm ²				
fub=	1000	N/mm ²				
t=	20	mm	ελά	<u>χιστο πάχος ε</u>	ελάσματος	
36	< e1 <	120	mm	e1=	50	mm
36	< e2 <	120	mm	e2=	50	mm
66	< p1 <	200	mm	p1=	80	mm
72	< p2 <	200	mm	p2=	80	mm
<u>Δύναμη</u>	Προέντασης	<u>Κοχλία:</u>				
Fp,c=	298.9	kN				
<u>Αντοχ</u> ή	<u>Έναντι Ολί</u>	<u>σθησης:</u>				
	9					
ks=	1	κανονικ	ές οπές			
n=	2					
μ=	0.5	Κατ. Α				
	I	1				
Fs,rd=	2152.08	1				
Έλεγχο	ς Σύνθλιψης Ι	<u>Άντυγας:</u>				
ab=	0.556	-				
k1=	2.033	-				
Fb,rd=	2239.92	1				
				1		
<u>Έλεγχο</u>	<u>ς Κοχλίωσης</u>	<u>Έναντι Τέμ</u>	νουσας			
Fv,rd=	3074.4	> 1.2*	'Fb,rd	1		
<u>Έλεγ</u> χ	<u>κος Ελάσματο</u>	ος σε Εφελκι 2	υσμό:			
Anet=	8700	mm ²				
Nnet=	3088.5	1	I			
Έλεγχος	Αντοχής Συγ	<u>κόλλησης</u>				
fvw,d=	261.73] N/mm2				
Τα κομβο	ελάσματα συ	γκολλούντα	ι στο μέλος	ς με 4 εξωρα	ρές	
Μήκος Ι	Ξξωραφής:	L=	200	mm		
Πάχος Ε	ξωραφής:	α=	14	mm		
Fw,rd=	2931.40	kN	1			

Στο παρακάτω σχέδιο φαίνεται η διάταξη της σύνδεσης με βάση τα δεδομένα που υπολογίστηκαν:





Σχήμα 7.4 Λεπτομέρεια (πιθανής) διαμόρφωσης Συνδέσμων Δυσκαμψίας



Στο σχήμα 7.4 παρουσιάζεται εναλλακτική (μη διαστασιολογημένη) διαμόρφωση για δευτερεύουσες δοκούς που συνδέονται σε υποστυλώματα.

Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι., «Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα», 3η Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2010
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2013
- Τυπολόγιο Αντισεισμικής Τεχνολογίας 1, Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π., έκδοση 10/2015
- 4. Τυπολόγιο Διαστασιολόγησης Κατασκευών από Χάλυβα με τους Ευρωκώδικες EN1993-1-1 και EN1993-1-8, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών Ε.Μ.Π., έκδοση ακαδημαϊκού έτους 2016-2017
- 5. EN1991-1-1:2002, Eurocode 1: Actions on Structures-Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings
- 6. EN1991-1-3:2003, Eurocode 1: Actions on Structures-Part 1-3: General actions-Snow loads
- 7. EN1991-1-4:2005, Eurocode 1: Actions on Structures-Part 1-4: General actions-Wind actions
- 8. EN1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings
- 9. EN1993-1-8:2005, Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-8: Design of Joints
- 10. EN1994-1-1:2004, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures--Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- 11. EN1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules seismic actions and rule for buildings

Ιστοσελίδες:

12. elastron.gr, Τεχνικό φυλλάδιο για SYMDECK73, ΈΛΑΣΤΡΟΝ Χαλυβουργικά Προϊόντα

 mycourses.ntua.gr, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Μάθημα: Σιδηρές Κατασκευές Ι, Σημειώσεις Μαθήματος

Πρόγραμμα Η/Υ για τις αναλύσεις: 14. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018