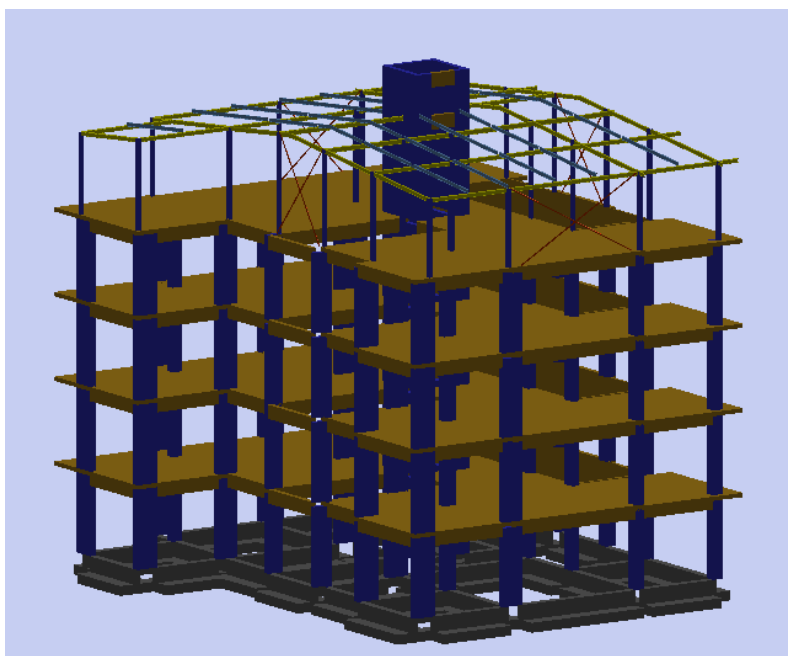




Εναλλακτικές προσθήκες ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα.



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Χατζηπέτρου Λούκας

Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος

Αθήνα, Ιούλης 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/21

Χατζηπέτρου Λ. (2016).

Εναλλακτικές προσθήκες ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα.
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/21
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Hadjipetrou L. (2016).

Alternative solutions for adding a storey on an existing reinforced concrete building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/21
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

1	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
1.1	Παρουσίαση έργου	7
1.1.1	Αντικείμενο της διπλωματικής	7
1.1.2	Πορεία Εργασίας.....	8
2	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ FESPA.....	9
2.1	Σχεδιασμός με το στατικό πρόγραμμα FESPA	9
2.2	Επεξήγηση τρόπου λειτουργίας του FESPA :	10
2.2.1	Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων:.....	10
2.2.2	Προσομοίωση μαζών:	10
2.2.3	Ελευθερίες κίνησης:.....	10
2.2.4	Επιλύσεις προσομοιώματος:	10
2.2.5	Φορτίσεις:	10
2.2.6	Στατική ανάλυση:.....	11
2.2.7	Κατακόρυφη σεισμική διέγερση:	11
2.2.8	Συνοπτική περιγραφή της ακολουθουμένης μεθόδου:	11
2.3	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ FESPA.....	13
2.3.1	Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής και προσθηκών:	13
2.3.2	Προσομοίωση φορέα στο στατικό πρόγραμμα FESPA:.....	16
2.4	Ποιότητα Υλικών Κατασκευής:	16
3	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ.....	18
3.1	Κατηγορίες των Φορτίων.....	18
3.1.1	Μόνιμα Φορτία.....	18
3.1.2	Κινητά Φορτία.....	18
3.1.3	Φορτίο Χιονιού	19
3.1.4	Ανεμοπίεση	21
3.1.5	Σεισμικές δράσεις	22
3.2	ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ	31
3.2.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας:	31
3.2.2	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	33
4	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Προσθήκη ορόφου από οπλισμένο σκυρόδεμα	35
4.1	Γενικά:.....	35
4.2	Αποτίμηση:.....	36

5	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Προσθήκη ορόφων με μεταλλικό σκελετό.....	38
5.1	Γενικά.....	38
5.2	Προσθήκες:.....	39
5.2.1	Προσθήκη ορόφου με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτη στέγη.....	39
5.2.2	Προσθήκη ορόφου με μεταλλικό σκελετό και κεκλιμένη στέγη με κλίση 30%.....	42
5.2.3	Προσθήκη ορόφου με μεταλλικό σκελετό και κεκλιμένη στέγη με κλίση 10%.....	44
6	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Ελέγχοι Μελών.....	47
6.1	Γενικά:.....	47
6.2	Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας:.....	47
6.2.1	Σύμμικτες πλάκες.....	47
6.2.2	Ελέγχοι:.....	50
6.3	Τεγίδες:.....	53
6.4	Έλεγχος χιαστί συνδέσμων μεταλλικής κατασκευής με κλίση 30%.....	66
6.5	Έλεγχος υποστηλώματος μεταλλικής κατασκευής με κλίση 10%:.....	67
7	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Συνδέσεις Μελών.....	75
7.1	Γενικά.....	75
7.2	Κοχλιωτή σύνδεση ροπής δοκού υποστυλώματος στην μεταλλική κατασκευή με κεκλιμένη στέγη κλίσης 30% κατά την διεύθυνση Χ:.....	76
7.3	Κοχλιωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος τέμνουσας στην μεταλλική κατασκευή με κεκλιμένη στέγη κλίσης 10% κατά την διεύθυνση Ζ:.....	85
7.4	Κοχλιωτή σύνδεση ροπής δοκού-δοκού στο σημείο αλλαγής κλίσης στην μεταλλική κατασκευή με κεκλιμένη στέγη κλίσης 30% κατά την διεύθυνση Χ:.....	89
7.5	Σύνδεση διαγώνιου στο κτίριο με σύμμικτες πλάκες κατά την διεύθυνση Ζ:.....	92
7.6	Έδραση υποστυλώματος στο κτήριο με σύμμικτες πλάκες κατά :.....	95
8	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: Συμπεράσματα και συγκρίσεις λύσεων.....	98
8.1	Γενικά.....	98
8.2	Συγκρίσεις:.....	98
8.2.1	Σύγκριση βάρους κατασκευών:.....	98
8.2.2	Σύγκριση μετακινήσεων οροφής:.....	99
8.2.3	Σύγκριση ιδιομορφών-ιδιοπεριόδων:.....	101
8.2.4	Ταχύτητα κατασκευής :.....	103
8.2.5	Κόστος προσθήκης:.....	103
8.3	Συμπεράσματα:.....	104
9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	106

**Εναλλακτικές προσθήκες ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο
σκυρόδεμα.**

Χατζηπέτρου Λ. (Επιβλέπων Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Η παρούσα πτυχιακή εργασία ασχολείται με 4 λύσεις για προσθήκη ορόφου σε υφιστάμενη 3όροφη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η παρούσα πτυχιακή αποτελείται από 8 κεφάλαια:

Στο 1^ο Κεφάλαιο γίνεται μια γενική περιγραφή του υφιστάμενου κτιρίου, και επεξήγηση της πορείας εργασίας.

Στο 2^ο Κεφάλαιο επεξηγείται ο τρόπος λειτουργίας του στατικού προγράμματος FESPA.

Στο 3^ο Κεφάλαιο γίνεται αναφορά σε όλα τα φορτία των λύσεων, οι απαραίτητοι συντελεστές ασφαλείας καθώς και οι συνδυασμοί των φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής.

Στο 4^ο Κεφάλαιο μελετούμε την προθήκη ορόφου από οπλισμένο σκυρόδεμα και γίνεται αποτίμηση με Pushover.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνεται η προσθήκη των ορόφων με μεταλλικό σκελετό.

Στο 6^ο Κεφάλαιο γίνεται έλεγχος των κύριων μελών των λύσεων των μεταλλικών κατασκευών ως προς την επάρκεια τους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αστοχίας.

Στο 7^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται οι έλεγχοι των συνδέσεων των μεταλλικών μελών των λύσεων.

Στο 8^ο Κεφάλαιο προχωρούμε σε σύγκριση των προτάσεων-προσθηκών και στην ανάλυση των συμπερασμάτων που προκύπτουν από την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2016/21

Alternative solutions for adding a storey on an existing reinforced concrete building

Hajipetrou L. (supervised by Avraam T.)

Abstract

This diploma thesis deals with (investigates/overlooks at) 4 different solutions of adding a single storey on an existing 3-storey reinforced concrete building. This study contains of 8 different chapters:

The First chapter provides a general description of the existing building and outlines the working course.

Chapter two presents the way that the structural software “FESPA” works.

In the Third chapter, all the loads and their combinations are explained into detail.

In the Fourth chapter, the effect of adding a new single storey made of reinforced concrete is examined and a Pushover analysis is being executed.

The Fifth chapter refers to the introduction of new storey to the existing structure using three different steel solutions.

The previously introduced steel concepts are designed in chapter six. The design outcomes in regards to the sizing of members and their performance in the case of adding different type of storey solutions are presented hereafter.

In the Seventh chapter, the detail design of metal connections is presented and their capacities are expressed.

Concluding, the results are summarized and the conclusions are listed in chapter eight.

1 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Παρουσίαση έργου

1.1.1 Αντικείμενο της διπλωματικής

Η παρών διπλωματική εργασία έχει σαν θέμα την μελέτη μίας υφιστάμενης πολυκατοικίας 3 ορόφων από οπλισμένο σκυρόδεμα η οποία χρησιμοποιείται για την στέγαση κατοικιών. Σκοπός είναι η εύρεση της ιδανικότερης λύσης για προσθήκη ακόμη ενός ορόφου είτε από σκυρόδεμα είτε από δομικό χάλυβα είτε και με τα δύο υλικά. Σε κάθε περίπτωση θα προσδιοριστούν οι δράσεις που επενεργούν στον φορέα, ο οπλισμός στην προσθήκη από σκυρόδεμα ή οι χαλύβδινες διατομές και ο τρόπος σύνδεσης τους στις μεταλλικές προσθήκες.

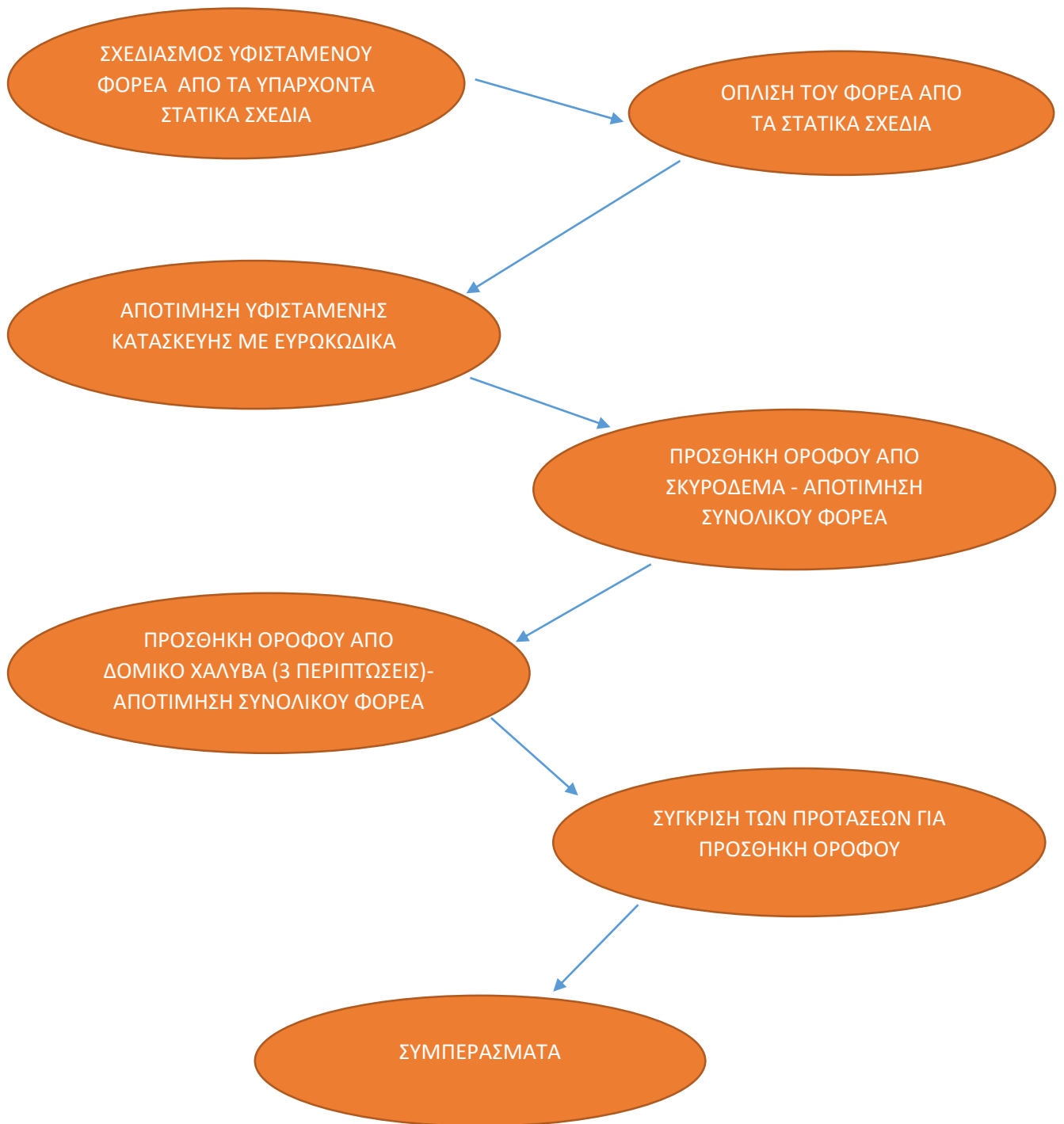
Στο τέλος θα γίνει μια σύγκριση των αποτελεσμάτων ως προς τα θετικά και αρνητικά κάθε πρότασης προσθήκης και θα προταθεί η καλύτερη.

Η υφιστάμενη πολυκατοικία είναι κατασκευασμένη το 2007 μελετημένη με Ευρωκώδικα. Κάθε προσθήκη που θα κάνουμε είναι με βάση τους ακόλουθους κανονισμούς:

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

Η ανάλυση σε κάθε περίπτωση έγινε με το Στατικό πρόγραμμα FESPA.

1.1.2 Πορεία Εργασίας



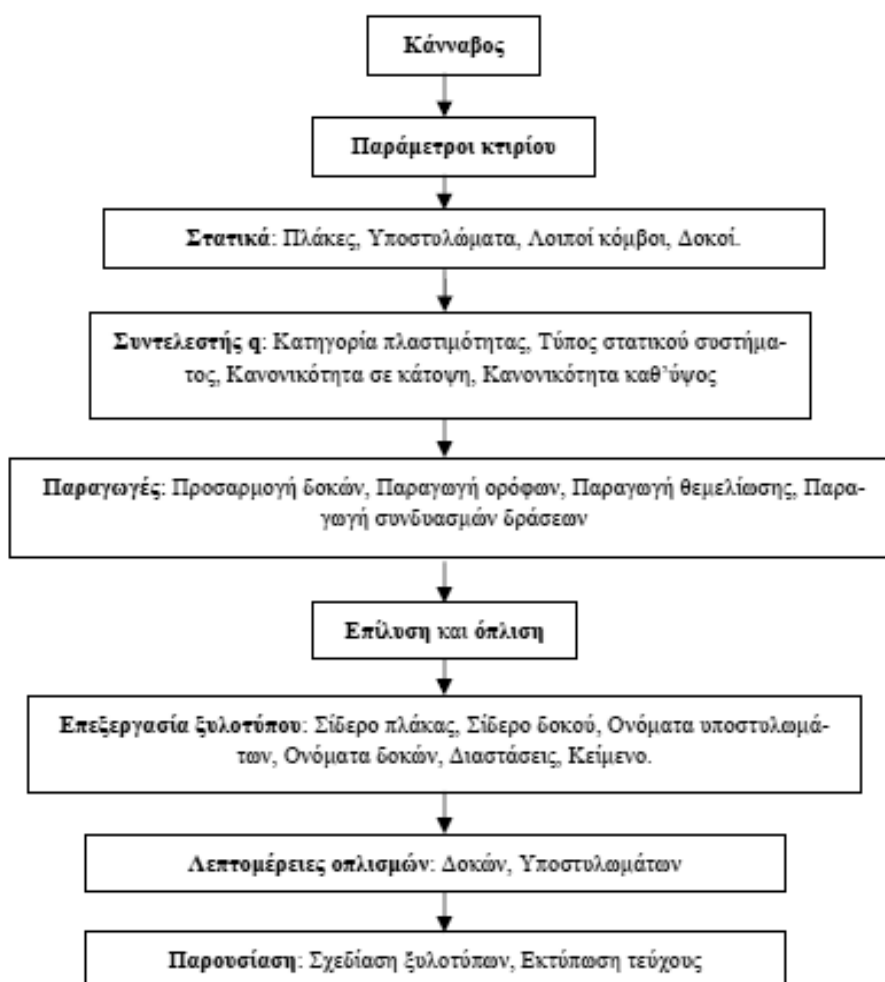
2 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ FESPA

2.1 Σχεδιασμός με το στατικό πρόγραμμα FESPA

Ο υφιστάμενος φορέας και οι προτεινόμενες λύσεις έγιναν με χρήση του στατικού προγράμματος FESPA που προσφέρει εύκολο εντοπισμό λαθών και εύκολη διόρθωση τους.

Το πρόγραμμα λειτουργεί με οντότητες δηλαδή αντικείμενα. Κάθε πλάκα, δοκός, υποστύλωμα κ.λπ. αποτελεί μια οντότητα. Η κάθε οντότητα έχει τις δικές της παραμέτρους όπως ύψος, μήκος, πλάτος κ.λπ. και εντολές όπως προσθήκη πλάκας και μετακίνηση υποστυλώματος.

Γενικότερα η διαδικασία εισαγωγής και επεξεργασίας δεδομένων, επίλυσης, όπλισης και σχεδίασης γίνεται στο ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας όπως παρουσιάζεται παρακάτω:



Σχήμα 2.1: Πορεία εργασίας στο FESPA

2.2 Επεξήγηση τρόπου λειτουργίας του FESPA :

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος λειτουργίας του FESPA όπως αναλύεται μέσα από το manual αρχείο του FESPA.

2.2.1 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων:

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές & τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης & ροπές στρέψης. Οι καμπτικές και διατμητικές δυσκαμψίες των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας λαμβάνονται ίσες με το 1/2 της αρηγμάτωσης γεωμετρικής διατομής, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία ίση με το 1/10 της αρηγμάτωσης γεωμετρικής διατομής.

2.2.2 Προσομοίωση μαζών:

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μιας και οι κόμβοι αυτοί είναι οριζόντια παγιωμένοι.

2.2.3 Ελευθερίες κίνησης:

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

2.2.4 Επιλύσεις προσομοιώματος:

Οι επιλύσεις γίνονται με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

2.2.5 Φορτίσεις:

Τα είδη των φορτίσεων που μπορούν να μελετηθούν από το Fespa είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα, συγκεντρωμένα ή επικόμβια φορτία, διαφορά θερμοκρασίας, μετακινήσεις ή στροφές στηρίξεων, συνδυασμοί των πιο πάνω φορτίσεων καθώς και σεισμικά φορτία. Επίσης το πρόγραμμα μπορεί να υπολογίσει αυτόματα το ίδιο βάρος της κατασκευής βάσει των διατομών των μελών, και να το λάβει υπόψη του κατά την ανάλυση της κατασκευής ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε κάθε μέλος. Η γεννήτρια σεισμικών φορτίσεων που είναι ενσωματωμένη στο πρόγραμμα, είναι ικανή να υπολογίσει τα στατικά σεισμικά φορτία σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική ανάλυση. Θεωρείται ότι

τα φορτία ενεργούν στο επίπεδο Χ,Ζ του καθολικού συστήματος συντεταγμένων της κάτοψης της κατασκευής, ενώ τα φορτία βαρύτητας δρουν αντίθετα προς τον άξονα Υ.

2.2.6 Στατική ανάλυση:

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή νοείται ως σύνθεση από διακριτά στοιχεία καθένα από τα οποία εξαναγκάζεται σε παραμόρφωση, που πρέπει να ικανοποιεί την ισορροπία των δυνάμεων και συμβατότητα των παραμορφώσεων στους κόμβους. Για την πλήρη ανάλυση του δομήματος είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του καθολικού μητρώου ακαμψίας Κ της κατασκευής, όσο και των μητρώων των φορτίων R και των μαζών Μ. Εδώ σημειώνεται ότι οι εξωτερικές φορτίσεις εξομοιώνονται με συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους της κατασκευής.

Το μητρώο ακαμψίας συσχετίζει τα φορτία αυτά με τις παραμορφώσεις μέσω της εξίσωσης:

$$K \cdot U = R \quad (2.1)$$

Όπου:

U είναι το διάνυσμα των παραμορφώσεων.

K το μητρώο ακαμψίας ή δυσκαμψίας K είναι συμμετρικό, ορισμένο θετικά και προκύπτει από συστηματική άθροιση των στοιχείων ακαμψίας των μελών της κατασκευής.

2.2.7 Κατακόρυφη σεισμική διέγερση:

Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του φορέα. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i m_i y_i^2}{\sum_i m_i y_i}} \quad (2.2)$$

Όπου

y_i : ($i=1,2,\dots,n$) οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i

2.2.8 Συνοπτική περιγραφή της ακολουθούμενης μεθόδου:

Συνοπτικά η δυναμική φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού ακολουθεί τα εξής βήματα:

- Καθορισμός - επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, τον εδαφικό τύπο κ.λπ.
- Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος.
- Υπολογισμός των μητρώου ακαμψίας [K].

- Υπολογισμός του μητρώου μάζας [M].
- Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων T_i και των αντίστοιχων ιδιομορφών.

Για δυναμική ανάλυση με μετατόπιση μαζών η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε έναν από τους τέσσερις φορείς, οι οποίοι προκύπτουν από τη μετάθεση του Κέντρου Μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z).

- Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:

Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i γίνεται ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης $S_d(T)$.

- Με βάση τα $S_d(T)$ υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
- Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
- Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC).
- Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο (ή τις τρεις) συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης (μέθοδος τετραγωνικής επαλληλίας SRSS) όταν υπάρχει και κατακόρυφη συνιστώσα).
- Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (Έλλειψη Gurta)
- Έλεγχος δυστρεψιάς και κανονικότητας σε κάτοψη του δομήματος βάσει των ποσοτικών κριτηρίων των σχέσεων των EC8-1 §4.3.3.2(6) & §5.2.2.1(4)A&(6).
- Υπολογισμός επιπρόσθετου κριτηρίου δυστρεψιάς, βάσει του οποίου ελέγχεται εάν οι δύο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές.
- Υπολογισμός πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_ϕ για τις δυο σεισμικές διευθύνσεις (κτίρια από σκυρόδεμα).
- Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή:
- Ανθεκτική κατασκευή: Διαστασιολόγηση μελών ώστε να τηρείται η συνθήκη αντοχής: $E_d < R_d$.
- Πλάστιμη κατασκευή: Εξασφάλιση ολικής και τοπικής πλαστιμότητας. Τα δομικά μέλη διαστασιολογούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής. Σε πλαίσιακά δομήματα εξασφαλίζεται ότι η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο θα είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Εξασφαλίζεται, ακόμη, η τοπική πλαστιμότητα σε θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων.

Όταν κρίνεται αναγκαίο ή σκόπιμο πραγματοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) ώστε να ελεγχθούν οι πλαστικοί μηχανισμοί, η ακολουθία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων και τα περιθώρια του λόγου υπεραντοχής α_u/α_1 .

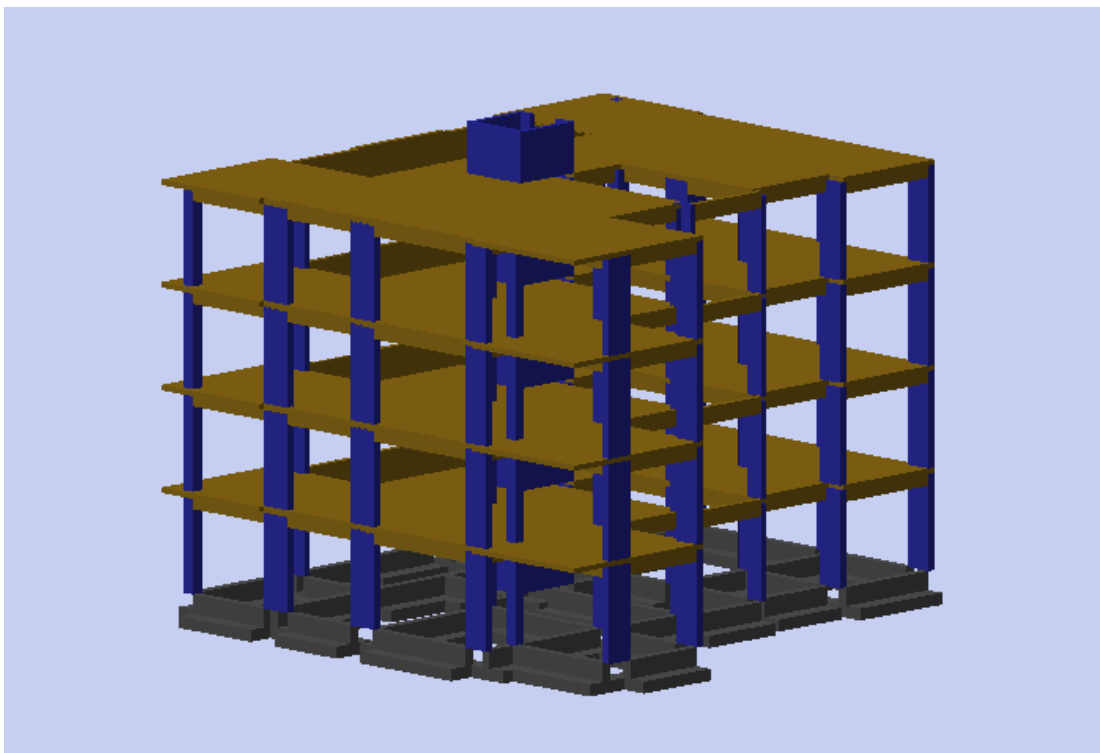
2.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ FESPA

2.3.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής και προσθηκών:

Η υφιστάμενη 3όροφη κατασκευή έχει ανεγερθεί το 2007 στην Λευκωσία και κάθε όροφος περιέχει ένα διαμέρισμα για ιδιωτική χρήση. Έχει μελετηθεί με EN 1992: Ευρωκώδικα 2 – Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα και EN 1998: Ευρωκώδικα 8 – Αντισεισμικός σχεδιασμός φερουσών κατασκευών.

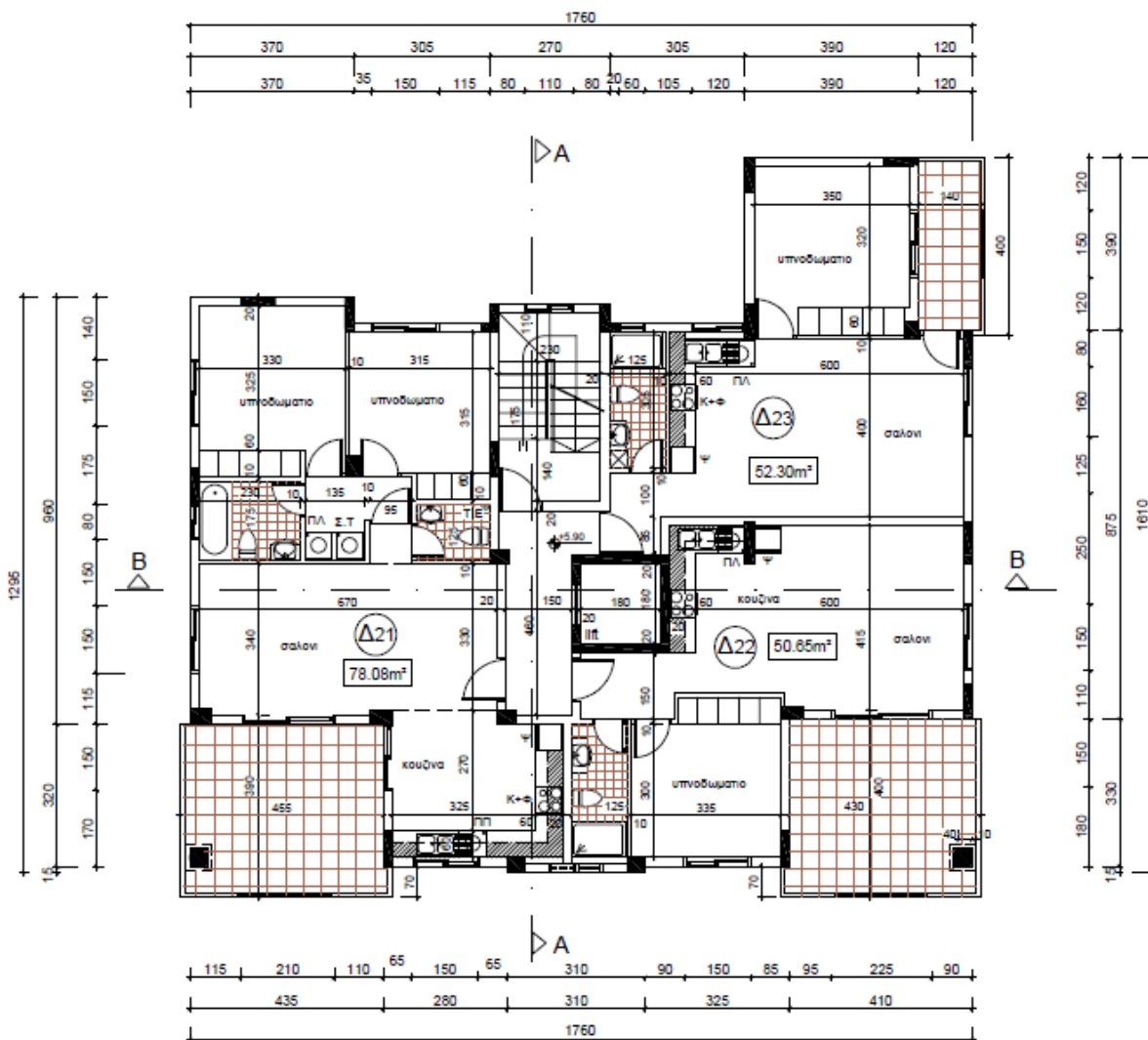
Κατά την μελέτη του δεν υπήρξε πρόβλεψη για προσθήκη νέου ορόφου για αυτό θα δοκιμάσουμε 4 πιθανές λύσεις για προσθήκη και στο τέλος θα τις συγκρίνουμε.

- Η πρώτη προτεινόμενη λύση θα είναι ουσιαστικά η προσθήκη ενός ίδιου ορόφου με τους υφιστάμενους από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Η δεύτερη προτεινόμενη λύση θα είναι μια κατασκευή με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτες πλάκες στην οροφή.
- Η τρίτη προτεινόμενη λύση θα είναι μια κατασκευή με μεταλλικό σκελετό στην οποία θα υπάρχει κεκλιμένη στέγη κεραμιδιών με κλίση 30% .
- Η τέταρτη προτεινόμενη λύση θα είναι μια κατασκευή με μεταλλικό σκελετό και κεκλιμένη στέγη με επικαλύψεις με κλίση 10%.

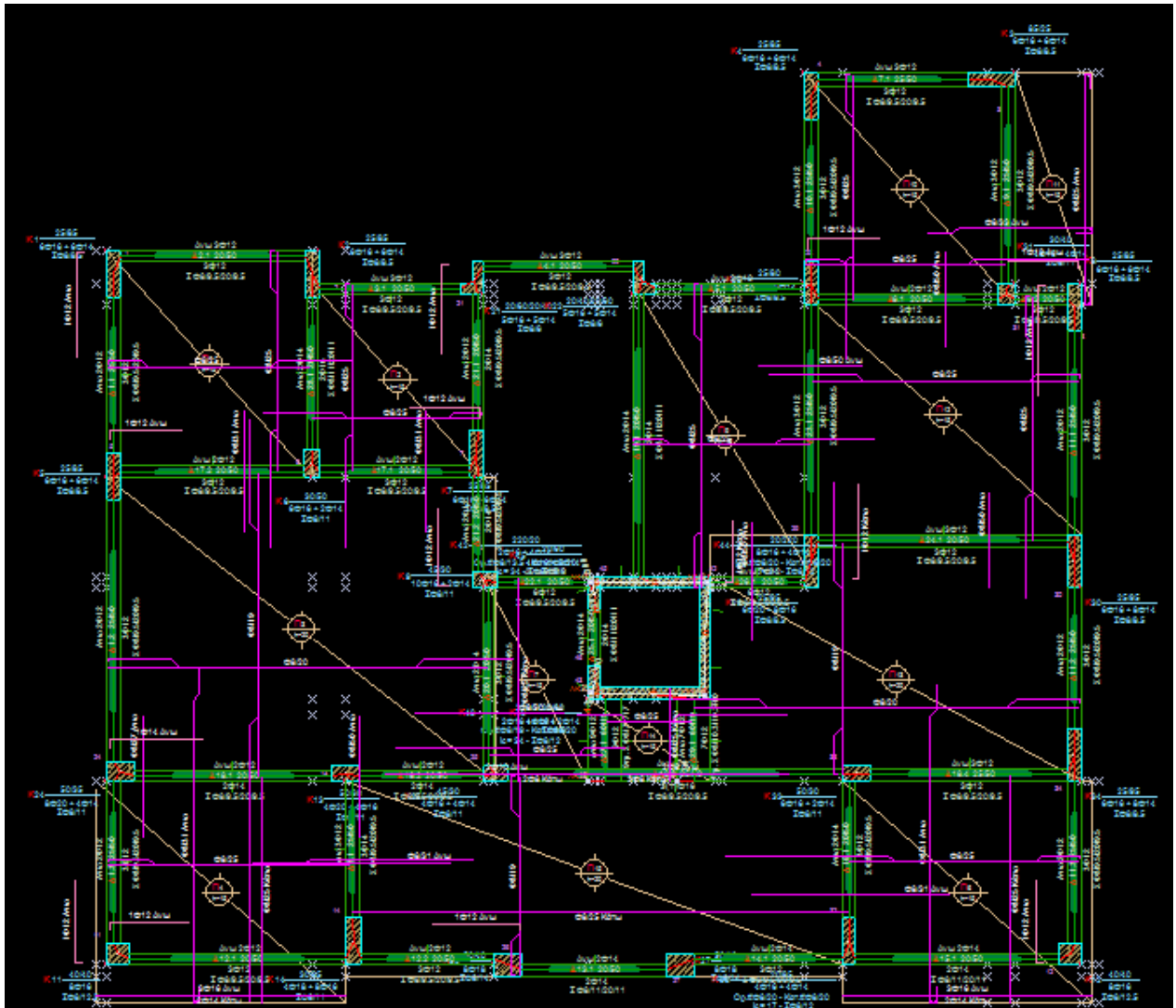


Σχήμα 2.2: Υφιστάμενη κατασκευή

Κάθε όροφος της υφιστάμενης κατασκευής έχει επιφάνεια 231,45 m² και μικτό ύψος 3,00m. Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια και οι ξυλότυποι των ορόφων του εξεταζόμενου κτιρίου.



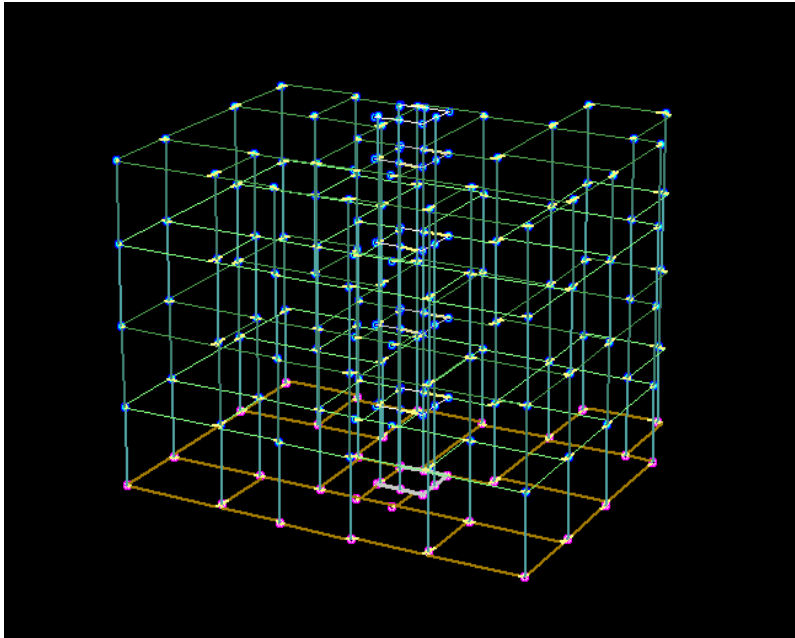
Σχήμα 2.3: Αρχιτεκτονικά Σχέδια Υφιστάμενης κατασκευής



Σχήμα 2.4: Ευλόγυτος τυπικού ορόφου

2.3.2 Προσομοίωση φορέα στο στατικό πρόγραμμα FESPA:

Το υπολογιστικό προσομοίωμα στο πρόγραμμα είναι χωρικό και περιλαμβάνει όλα τα γραμμικά δομικά στοιχεία. Ο άξονάς τους ταυτίζεται με τον κεντροβαρικό άξονα δοκών και υποστρωμάτων.



Σχήμα 2.5: 3DV Απεικόνιση του κτιρίου

2.4 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής:

Στην υφιστάμενη κατασκευή έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβας οπλισμών B500C. Επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν τα ίδια υλικά στην επίλυση με προσθήκη ορόφου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για την προσθήκη ορόφου από δομικό χάλυβα έχει επιλεγθεί δομικός χάλυβας S235.

Δομικός Χάλυβας S235

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_u = 360 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210 \text{ Gra}$
- Μέτρο διάτμησης $G = E/(2*(\nu+1)) = 81 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12*10^{-6}$

Σκυρόδεμα C25/30

- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 29 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,2$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$

Χάλυβας οπλισμών B500C

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210 \text{ Gra}$
- Μέτρο διάτμησης $G = E / (2 \cdot (\nu + 1)) = 81 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

3 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ

3.1 Κατηγορίες των Φορτίων

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο :

- Τα μόνιμα φορτία
- Τα κινητά φορτία
- Τα τυχηματικά φορτία

3.1.1 Μόνιμα Φορτία

Τα μόνιμα φορτία είναι ένα φορτία που έχουν σταθερή διεύθυνση, διότι ενεργούν συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι *στατικά* φορτία. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα τα φορτία που αναμένεται να επενεργήσουν σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και για τα οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτά ανήκουν το σύνολο του ιδίου βάρους της κατασκευής και τα φορτία από τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (επικαλύψεις, μόνωση κλπ.).

3.1.2 Κινητά Φορτία

Τα κινητά φορτία είναι βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα και λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων κλπ.

Σύμφωνα με τον EC1 τα φορτία για κατασκευή τύπου A (κατοικίες):

Στην ανάλυση της *υφιστάμενης* κατασκευής εκτιμήθηκαν μόνιμα φορτία της κατασκευής :

- Μόνιμα φορτία πλακών $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Μόνιμα φορτία δοκών λόγω τοιχοποιίας: Περιμετρικά $9,0 \text{ kN/m}$
Εσωτερικές δοκοί $5,0 \text{ kN/m}$

- Κινητά φορτία πλακών $Q=2,0 \text{ kN/m}^2$

Τα φορτία στις προσθήκες αφορούν φορτία στέγης διότι αποτελούν τον τελευταίο όροφο του κτιρίου ως εκ τούτου περιλαμβάνουν μόνο επικαλύψεις, κεραμίδια κλπ.

Στην ανάλυση της κατασκευής από *οπλισμένο σκυρόδεμα* εκτιμήθηκαν μόνιμα φορτία της κατασκευής :

- Τα ίδια με το υφιστάμενο κτήριο

Στην ανάλυση της μεταλλικής κατασκευής με *σύμμικτη στέγη* εκτιμήθηκαν μόνιμα φορτία της κατασκευής :

- Μόνιμα φορτία πλακών $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία πλακών $Q=2,0 \text{ kN/m}^2$

Στην ανάλυση της κατασκευής με *κεκλιμένη στέγη με κλίση 30%* εκτιμήθηκαν μόνιμα φορτία της κατασκευής :

- Μόνιμα φορτία $0,7 \text{ kN/m}^2$ λόγω κεραμιδιών.
- Κινητά φορτία πλακών $Q=1,0 \text{ kN/m}^2$

Στην ανάλυση της κατασκευής με *κεκλιμένη στέγη με κλίση 10%* εκτιμήθηκαν μόνιμα φορτία της κατασκευής :

- Μόνιμα φορτία $0,15 \text{ kN/m}^2$ λόγω επικαλύψεων
- Κινητά φορτία πλακών $Q=1,0 \text{ kN/m}^2$

Σημείωση: Τα ίδια βάρη του κτιρίου υπολογίζονται και εφαρμόζονται στον φορέα από το πρόγραμμα.

3.1.3 Φορτίο Χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο , προσανατολισμός κ.λπ.) του έργου.

Για να προκύψει η φόρτιση παίζει σημαντικό ρόλο ο τρόπος που εναποτίθεται το χιόνι στις στέγες. Αυτό καθορίζεται από πολλούς παράγοντες όπως η μορφή και το σχήμα της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά της στέγης, την απόσταση από τα γειτονικά κτίρια, τον περιβάλλοντα χώρο (έδαφος), τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες (ταχύτητα ανέμου στην περιοχή, την μεταβολή της θερμοκρασίας και την ένταση των βροχοπτώσεων και των

χιονοπτώσεων), τον βαθμό έκθεσης της επιφάνειας στον άνεμο, την δημιουργία χιονοστιβάδων από πτώση του χιονιού από υψηλότερη επιφάνεια σε χαμηλότερη.

Για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού χρησιμοποιείται η εξίσωση:

$$S = \mu_i C_e C_t S_k \quad (3.1)$$

Όπου :

S = φορτίο χιονιού στη στέγη

μ_i = ο συντελεστής σχήματος του φορτίου

C_e = συντελεστής έκθεσης

C_t = θερμικός συντελεστής

S_k = χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος

- Η τιμή του συντελεστή C_e ορίζεται από τον πιο κάτω πίνακα:

Συνθήκες έκθεσης της κατασκευής	C_e
Κανονικές συνθήκες	1.00
Ισχυροί άνεμοι	0.80
Προστατευμένες κατασκευές	1.20

Σχήμα 3.1: Συντελεστές έκθεσης της κατασκευής

Στο κτίριο μας $C_e = 1$

- Ο συντελεστής $C_t = 1$ αφού έχουμε κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης.
- Υπολογισμός μ_i :

Οι συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για τις περιπτώσεις των δίκλινων στεγών και ανάλογα με τις γωνίες κλίσης της στέγης, υπολογίζονται ως εξής :

Γωνία κλίσης της στέγης $\alpha (^{\circ})$	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ_1	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ_2
$0^{\circ} \leq \alpha \leq 15^{\circ}$	0,8	0,8
$15^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$	0,8	$0,8 + 0,6(\alpha - 15)/30$
$30^{\circ} \leq \alpha \leq 60^{\circ}$	$0,8(60 - \alpha)/30$	$1,1(60 - \alpha)/30$
$\alpha \geq 60^{\circ}$	0,0	0,0

Σχήμα 3.2: Συντελεστές σχήματος χιονιού

Οι προτεινόμενες λύσεις 3 και 4 έχουν δίκλινη κεκλιμένη στέγη με κλίση 30° και 10° αντίστοιχα. Οπότε:

1. Για κλίση $30^{\circ} \Rightarrow \mu_1 = 0,8$
2. Για κλίση $10^{\circ} \Rightarrow \mu_1 = 0,8$
3. Για κλίση $0^{\circ} \Rightarrow \mu_1 = 0,8$

- Για την περιοχή της κατασκευής $S_k = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Άρα : $S = 0,75 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = \mathbf{0,6 \text{ KN/m}^2}$

3.1.4 Ανεμοπίεση

Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές, ως προς το χρόνο, δράσεις και θεωρείται ότι εφαρμόζονται άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και έμμεσα στις εσωτερικές λόγω του πορώδους των υλικών κατασκευής. Υπάρχει όμως και η περίπτωση να εφαρμόζονται άμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες από κάποιο άνοιγμα, π.χ. παράθυρο. Κατά τους υπολογισμούς, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι υπόλοιπες δράσεις (π.χ. χιόνι, πάγος, κυκλοφορία κλπ.) ή αλλαγές (π.χ. ανοίγματα, πόρτες κλπ. που δύναται να τροποποιήσουν την εξωτερική ή εσωτερική πίεση) που μπορούν να δράσουν στην κατασκευή και να τροποποιήσουν την επιφάνεια υπολογισμού των φορτίσεων.

Η επίδραση του ανέμου στην απόκριση της κατασκευής, εξαρτάται από το μέγεθος, το σχήμα και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και γενικά, θεωρείται ότι δρα σαν το σύνολο μιας στατικής και μιας δυναμικής έντασης η οποία όμως, δυναμική ένταση, στις περισσότερες κατασκευές είναι αμελητέα.

Τα φορτία ανέμου υπολογίζονται και εφαρμόζονται απευθείας από το στατικό πρόγραμμα FESPA αφού προσδιορίσουμε τις ακόλουθες παραμέτρους:

- **Βασική ταχύτητα ανέμου:** Η ταχύτητα του ανέμου όπως ορίζεται για την Κύπρο στο χάρτη του σχήματος 1 του συναφούς εθνικού προσαρτήματος κυμαίνεται από 24m/s έως 40m/s. Στην περιοχή μελέτης μας ορίζεται στα 27 m/s.
- **Συντελεστής ορεογραφίας C_o :** Η ορεογραφία του ανάγλυφου ορίζεται από την ύπαρξη ή όχι λόφων, απότομων πλαγιών κλπ. στο προσήνεμο ανάγλυφο. Συνιστώμενη τιμή σε περιπτώσεις σχετικά ήπιου ανάγλυφου $C_o = 1$
- **Συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{ri} :** Η εσωτερική πίεση θα ληφθεί αυτόματα από το πρόγραμμα με τέτοιο τρόπο ώστε να δυσμενοποιείται το

τελικό αποτέλεσμα. Συγκεκριμένα:

Για άνεμο +X και +Z λαμβάνεται $C_{ri} = -0.3$,

Για άνεμο -X και -Z λαμβάνεται $C_{ri} = +0.2$

- **Κατανομή φορτίων ανέμου:** Επιλέγεται η κατανομή καθ' ύψος. Η διακύμανση της κατανομής της φόρτισης του ανέμου πραγματοποιείται μόνο στην κατακόρυφη έννοια της κατασκευής και το φορτίο εφαρμόζεται στις *στάθμες των διαφραγμάτων*.
- **Κατηγορία ανάγλυφου:** II. Βάσει της δοθείσας κατηγορίας ανάγλυφου προσδιορίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα οι παράμετροι του ανάγλυφου όπως το μήκος τραχύτητας z_0 και το ελάχιστο ύψος z_{min} , οι οποίες υπεισέρχονται στους υπολογισμούς της ανεμοπίεσης.

3.1.5 Σεισμικές δράσεις

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

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές A, γ_1) , ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου».

Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές θα σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8:

1. **Απαίτηση μη -κατάρρευσης:** ο φορέας πρέπει να αναλαμβάνει δηλαδή τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητά μετά τα σεισμικά γεγονότα.
2. **Απαίτηση περιορισμού βλαβών:** ο φορέας δηλαδή θα πρέπει να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση σημαντικών βλαβών και άρα περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Τρόποι επίλυσης:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική).

Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης:

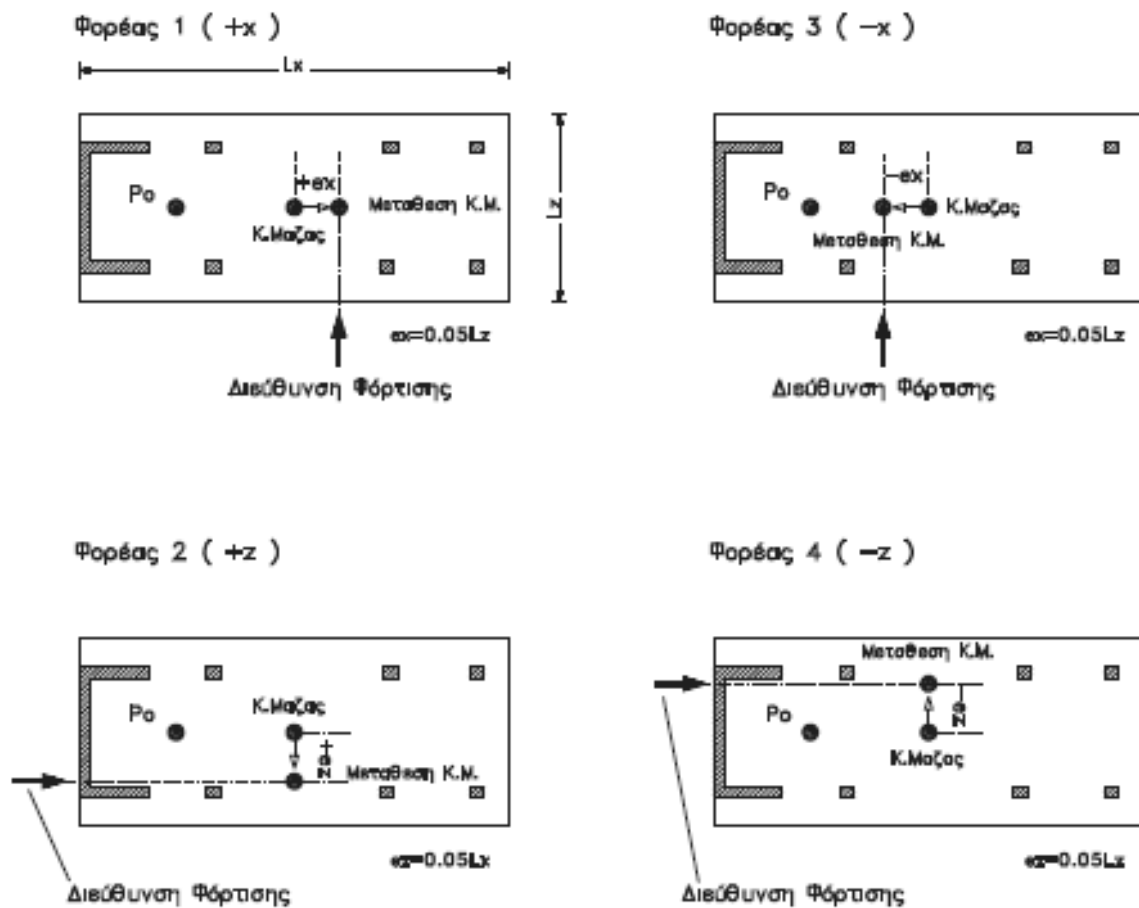
Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Με την μέθοδο αυτή η τέμνουσα βάσης μοιράζεται σε κάθε όροφο ιδιομορφικά. Επίσης εισάγεται ο όρος της δρώσας ιδιομορφικής μάζας που δείχνει το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείτε για κάθε ιδιοπερίοδο σε κάθε διεύθυνση.

Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται επιλέγεται ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της EC8-1§4.3.3.1(3). Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τις ιδιομορφές που απαιτούνται, ώστε να καλυφθεί τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα στις δυο οριζόντιες συνιστώσες.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση

εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα. Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περιόδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j < T_i$) τη συνθήκη: $T_j < 0,9 \cdot T_i$.

Το κέντρο μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα $e_{ai} = 0.05 \cdot L_i$, όπου L_i το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε διεύθυνση, οπότε με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση (EC8-1 §4.3.2(1)Α).



Σχήμα 3.3: Οι τέσσερις φορείς που προκύπτουν από την μετατόπιση μαζών εκατέρωθεν του Κ.Μ.

Επίσης χρησιμοποιήθηκε το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

Φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 (§3.2.2.5)	
Οριζόντια συνιστώσα	Κατακόρυφη συνιστώσα
$0 \leq T < T_B :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$	$0 \leq T < T_{BV} :$ $S_{vd}(T) = \alpha_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{BV}} \cdot \left(\frac{2,5}{q_v} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$	$T_{BV} \leq T \leq T_{CV} :$ $S_{vd}(T) = \alpha_{vg} \cdot \frac{2,5}{q_v}$
$T_C < T \leq T_D :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$ $S_d(T) \geq \beta \cdot \alpha_g$	$T_{CV} < T \leq T_{DV} :$ $S_{vd}(T) = \alpha_{vg} \cdot \frac{2,5}{q_v} \cdot \left[\frac{T_{CV}}{T} \right]$ $S_{vd}(T) \geq \beta \cdot \alpha_{vg}$
$T_D < T :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$ $S_d(T) \geq \beta \cdot \alpha_g$	$T_{DV} < T :$ $S_{vd}(T) = \alpha_{vg} \cdot \frac{2,5}{q_v} \cdot \left[\frac{T_{CV} \cdot T_{DV}}{T^2} \right]$ $S_{vd}(T) \geq \beta \cdot \alpha_{vg}$
$\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}, \quad \alpha_{vg} = 0,9 \cdot \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$	

Σχήμα 3.4: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Μη γραμμική ανάλυση Pushover:

Επίσης έχει χρησιμοποιηθεί μη-γραμμική στατική ανάλυση Pushover για την αποτίμηση ολόκληρου του φορέα με τις προσθήκες.

Κάνοντας αποτίμηση με Pushover το πρόγραμμα ανάλογα με τις στάθμες επιτελεσματικότητας και την πιθανότητα υπέρβασης που έχουν τεθεί ελέγχει την επάρκεια της κατασκευής. Σε κάθε επίπεδο επιτελεσματικότητας αντιστοιχούν όρια αποδεκτών παραμορφώσεων μέλους (σε όρους γωνίας στροφής χορδής), ενώ η αστοχία σε τέμνουσα πρακτικά ισοδυναμεί με οιονεί κατάρρευση. Όσο ψηλότερες είναι οι απαιτήσεις, τόσο πιο χαμηλά προκύπτουν τα όρια των στροφών.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Πρόταση επιτροπής ΚΑΝ.ΕΠΕ. για στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού	Πιθανοί συνδυασμοί στόχων	απαίτηση
I	A1, A2, B1, B2, Γ1, Γ2	Γ2 <i>(μόνο για σπ. I)</i>	πολύ χαμηλή
		B2+Γ1	Ελάχιστη
		A3+B2+Γ1	Συνιστώμενη
II	A1, A2, B1, B2, Γ1	A2+B1+Γ0	Μέση
		A1	υψηλή
		B1+Γ0	Χαμηλή
III & IV	A1, A2, B1	A2+B1	Ελάχιστη
		A2+B1+Γ0	Συνιστώμενη
		A1	υψηλή
		B1+Γ0	Χαμηλή

Σχήμα 3.5: Πρόταση επιτροπής ΚΑΝ.ΕΠΕ. σχετικά με τους ελάχιστους στόχους αποτίμησης σε συνάρτηση με την σπουδαιότητα του δομήματος.

Περίοδος T (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης P στα 50 έτη	$\alpha_g/\alpha_{gr} = (T/475)^{1/k}$	Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού		
			Περιορισμός βλαβών (DL) Άμεση χρήση [A]	Σημαντικές βλάβες (SD) Προστασία ζωής [B]	Οιονεί κατάρ. (NC) Αποφυγή κατάρ. [Γ]
975	5%	>1.00	A0	B0	Γ0
Πιν. 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.	475	10%	A1	B1	Γ1
	72	50%	A2	B2	Γ2
31	80%	<<1.00	A3	B3	Γ3
Κριτήρια αποδοχής (ελέγχου επιτελεστικότητας)			$\theta \leq \theta_y$	$\theta \leq (\theta_y + \theta_u)/2 \cdot \gamma_{Rd}$	$\theta \leq \theta_u/\gamma_{Rd}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd}$
← Αύξηση απαιτήσεων στα μέλη					

Σχήμα 3.6: Στόχοι αποτίμησης φέροντος οργανισμού βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Παράμετροι φάσματος - Τιμές αναφοράς (Σπουδαιότητα II)		
Συμβατικός χρόνος ζωής TL [έτη]	?	50
Υπολογισμός φάσματος απαίτησης βάσει...	?	Πιθανότητας υπέρβασης PR
Πιθανότητα υπέρβασης PLR [%]	?	10.00
Περίοδος επαναφοράς TLR [έτη]	?	475.0
Εκθέτης k	?	3.000
DL - Περιορισμός βλαβών		
Στάθμη επιτελεστικότητας DL	?	1η διαρροή δοκού ή υποστ./τος*
DL - Περίοδος επαναφοράς T_DLR [Ε.τη]	?	30.0
DL - Πιθανότητα υπέρβασης P_DLR [%]	?	80.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ*agR)_DL	?	0.064
SD - Σημαντικές βλάβες		
Στάθμη επιτελεστικότητας SD	?	1η υπέρβαση ορίου σε υποστ./μα ή κύρια δοκό*
SD - Περίοδος επαναφοράς T_SDR [Ε.τη]	?	73.0
SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR [%]	?	50.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ*agR)_SD	?	0.086
NC - Οισαίε κατάρρευση		
Στάθμη επιτελεστικότητας NC	?	1η ασταξία υποστ./τος ή κύριας δοκού*
NC - Περίοδος επαναφοράς T_NCR [Ε.τη]	?	475.0
NC - Πιθανότητα υπέρβασης P_NCR [%]	?	10.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ*agR)_NC	?	0.160

Σχήμα 3.7: Στάθμες επιτελεστικότητας που τέθηκαν

Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Η αξιοπιστία ενός κτιρίου καθορίζονται από τις Εθνικές Αρχές για τους διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων πολιτικού μηχανικού βάσει των συνεπειών της αστοχίας.

Διαφοροποίηση της αξιοπιστίας επιτυγχάνεται μέσω της ταξινόμησης των φορέων σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας. Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

Σε κάθε κατηγορία καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η σεισμική δράση αναφοράς ή εφόσον χρησιμοποιείται γραμμική ανάλυση το αντίστοιχο εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση.

Η κατασκευή μας ανήκει στην *κατηγορία II – Συνήθη κτίρια με συντελεστή σπουδαιότητας ίσο με 1,0*.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	ΚΤΙΡΙΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτίρια	0,8
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1,0
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης	1,2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για τη προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία	1,4

Σχήμα 3.8: Κατηγορίες κτιρίων και συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία εδάφους

Ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση και τη συμπεριφορά των κατασκευών είναι οι εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στη περιοχή μελέτης. Ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει 5 βασικές κατηγορίες εδάφους (A, B, C, D και E) που καθορίζονται από τη στρωματογραφία και τα χαρακτηριστικά του εδάφους (όπως ταχύτητα διατμητικών κυμάτων και διατμητική αντοχή του) και μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων θα υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N v_i} \quad (3.2)$$

όπου h_i και v_i υποδηλώνουν το πάχος και τη ταχύτητα διατμητικών κυμάτων.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{3PT} (κρούσεις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πικνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πικνής ή μετρίως πικνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			

Σχήμα 3.9: Κατηγορία εδάφους

Το έδαφός μας είναι κατηγορίας B αφού είναι ξηρή και σκληρή αργίλος.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας:

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Κύπρος χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη

σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη). Σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας η περιοχή μας ανήκει στην Ζώνη Ι με σεισμική επιτάχυνση $a = 0.16g$



Σχήμα 3.10: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Κύπρου

Κατάταξη κτιρίων από Ω.Σ.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Όμως, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιζώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του Πίνακα με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Δηλαδή, ο προσδιορισμός

της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατώτερου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής.

Η κατάταξη ενός κτιρίου μπορεί να είναι διαφορετική στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, εκτός από τις περιπτώσεις στρεπτικά εύκαμπτων κτιρίων και συστημάτων ανεστραμένου εκκρεμούς όπου η κατάταξη είναι ενιαία για όλες τις διευθύνσεις

Για κάθε υλικό, κατηγορία πλαστιμότητας και στατικό σύστημα, ενημερώνονται αυτόματα στο πρόγραμμα για κάθε διεύθυνση οι προσεγγιστικές τιμές του «Σταθερού παράγοντα του συντελεστή συμπεριφοράς, q κατά X & q κατά Z ».

Το πρόγραμμα κάνοντας του πιο πάνω ελέγχους όρισε το κτίριο μας σαν Στρεπτικά Εύκαμπτο με $q=2$ (ίδιο κατά X και Z) για KPM . Στρεπτικά Εύκαμπτο σύστημα ορίζεται το απλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση. Στις περιπτώσεις προσθηκών από χάλυβα η τιμή q παρέμεινε σταθερή διότι κύριο υλικό του κτιρίου είναι το σκυρόδεμα.

Χαρακτηρισμός	Επεξήγηση
Τοιχωματικό σύστημα	Στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Πλαισιωτό σύστημα	Στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα (γενικά)	Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαισιωτό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα πλαίσια έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα τοιχώματα έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Σύστημα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	Τοιχωματικό σύστημα με τις παρακάτω πρόσθετες προϋποθέσεις: <ul style="list-style-type: none"> • Τουλάχιστον δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην υπόψη διεύθυνση, τα οποία παραλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% των φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού. • Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην υπόψη διεύθυνση ≤ 0.5 sec (με θεώρηση πάκτωσης στη βάση).
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	Διπλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση, δηλ. δεν ικανοποιείται η σχέση: $r_x \geq \ell_x$ ή $r_y \geq \ell_y$.
Σύστημα ανεστραμένου εκκρεμούς	Σύστημα στο οποίο μάζα μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής είναι συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους. Δεν υπάγονται σε αυτή την κατηγορία μονώροφα με $n_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.

Σχήμα 3.11: Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ.

3.2 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

3.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας:

Ανάλογα με την περίπτωση θα ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις αστοχίας:

- 1) EQU: Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος.
- 2) STR: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του, όπως υποστυλωμάτων, δοκών, πέδων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κλπ.
- 3) GEO: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους.
- 4) FAT: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών.

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

α. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

β. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

γ. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων). Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

- "+" σημαίνει "επαλληλία με"
- $G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
- P : χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

- $Q_{k,1}$: χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
- A_d : τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $G_{j,\gamma}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- P_γ : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
- $Q_{i,\gamma}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης στατικής ισορροπίας του φορέα (EQU), ελέγχεται ότι:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (3.7)$$

Όπου:

$E_{d,dst}$: η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων

$E_{d,stab}$: η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων που συμβάλλουν στην ευστάθεια.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρους οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

3.12: Πίνακας προτεινόμενων τιμών συντελεστών ψ για κτίρια

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης (STR και/ή GEO) θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

E_d : η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη

R_d : η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής.

Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους STR και/ή GEO είναι οι ακόλουθες:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}.$$

3.2.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

α. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

β. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.9)$$

γ. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.10)$$

Θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d$$

C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας,

E_d : η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

816	Όνομα	Αυτόματη παραγωγή	Σε περιβάλλον	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγιμάτων	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους	Μόνο φορτία ξγG	Κινητά φορτία γQ...	Κινητά φορτία A...	Κινητά φορτία B...	Κινητά φορτία C...	Κινητά φορτία D...	Κινητά φορτία E...	G+ψ2Q	Ατέλειες [+x] γf	Ατέλειες [+z] γf	Ατέλειες [-x] γf	Ατέλειες [-z] γf	S
1	1.35G + 1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
2	1.35G + 1.50*0.7QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
3	1.35G + 1.50*0.7QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
4	1.35G + 1.50*0.7QC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
5	1.35G + 1.50*0.7QD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
6	1.35G + 1.50*0.7QE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
7	ξ*1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
8	ξ*1.35G + 1.50QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9	ξ*1.35G + 1.50QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
10	ξ*1.35G + 1.50QC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
11	ξ*1.35G + 1.50QD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
12	ξ*1.35G + 1.50QE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
13	ξ*1.35[G+(+x)]+1.50Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	0.000	0.000	0.750	
14	ξ*1.35[G+(+x)]+1.50S+1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	0.000	0.000	1.500	
15	1.35*[G+(+x)]+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	0.000	0.000	0.750	
16	ξ*1.35[G+(+z)]+1.50Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	0.000	0.750	
17	ξ*1.35[G+(+z)]+1.50S+1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	0.000	1.500	
18	1.35*[G+(+z)]+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	0.000	0.750	
19	ξ*1.35[G+(+x)]+1.50Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	0.750	
20	ξ*1.35[G+(+x)]+1.50S+1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	1.500	
21	1.35*[G+(+x)]+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	0.750	
22	ξ*1.35[G+(+z)]+1.50Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	0.750	
23	ξ*1.35[G+(+z)]+1.50S+1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.148	1.500	
24	1.35*[G+(+z)]+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	0.750	
25	1.00 * G + 1.00 * Q	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
26	G + ψ2*Q	Ναι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
*		Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

Σχήμα 3.13: Παράδειγμα φορτίσεων στον φορέα από το στατικό πρόγραμμα FESPA

4 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Προσθήκη ορόφου από οπλισμένο σκυρόδεμα

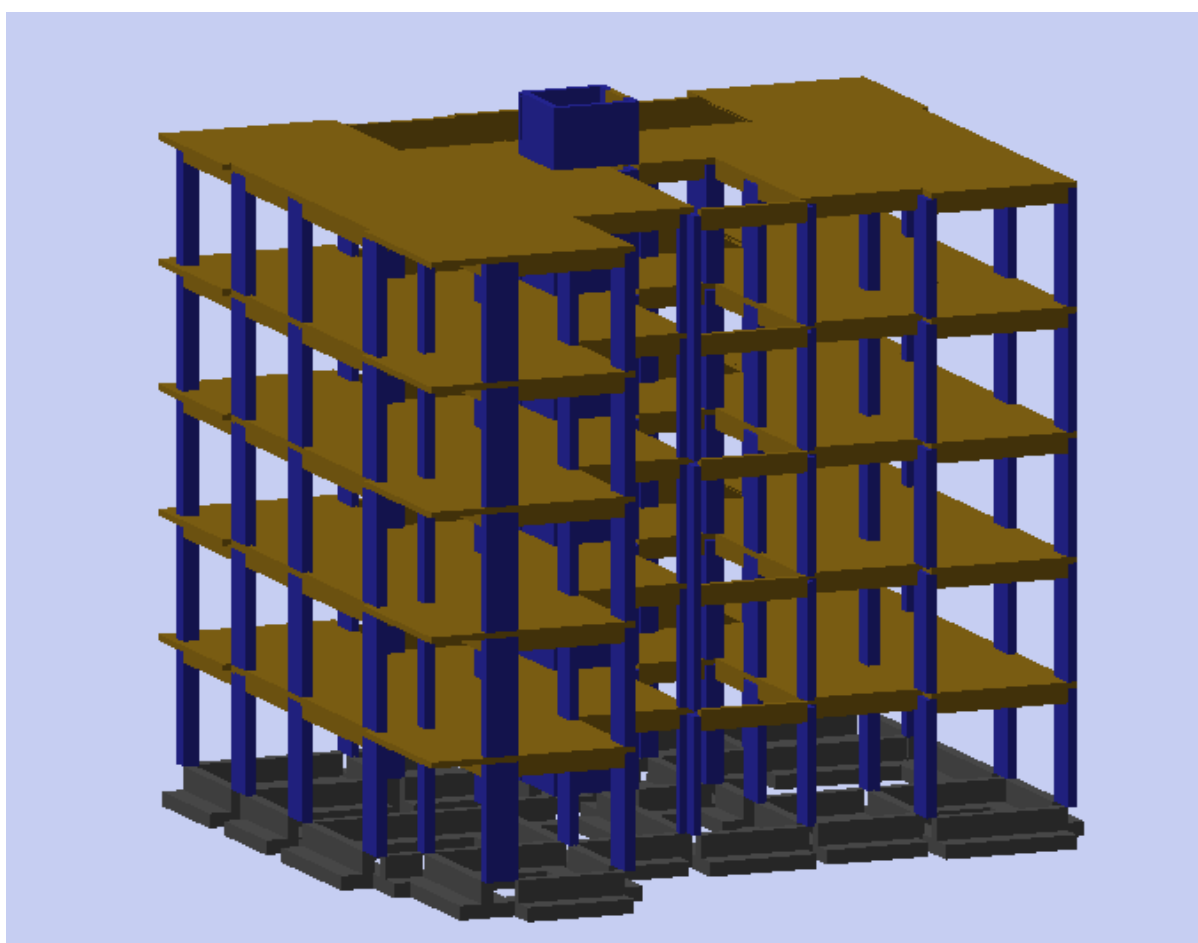
4.1 Γενικά:

Αρχικά μελετήθηκε η προσθήκη ορόφου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η παραγωγή του ορόφου στο στατικό πρόγραμμα FESPA έγινε με παραγωγή ορόφου. Ο νέος όροφος δηλαδή έγινε στα πρότυπα των υποκείμενων ορόφων.

Για τον νέο όροφο χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια υλικά και χαρακτηριστικά με τους υποκείμενους ορόφους:

- Σκυρόδεμα: C25/30
- Χάλυβας οπλισμών: B500C

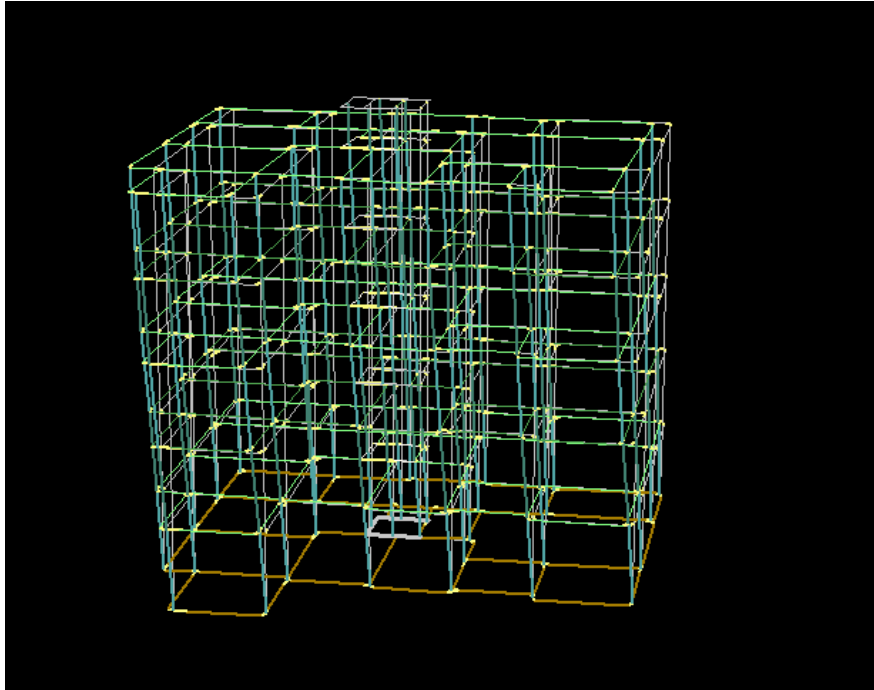
Χρησιμοποιήθηκε η παράμετρος του προγράμματος FESPA-Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας. Η όπλιση του ορόφου έγινε από το πρόγραμμα. Ακολούθως έγινε αποτίμηση της ικανότητας του κτιρίου με Μη Γραμμική-Στατική ανάλυση Pushover. Όλες οι σεισμικές παράμετροι λήφθηκαν ίδιες με πριν.



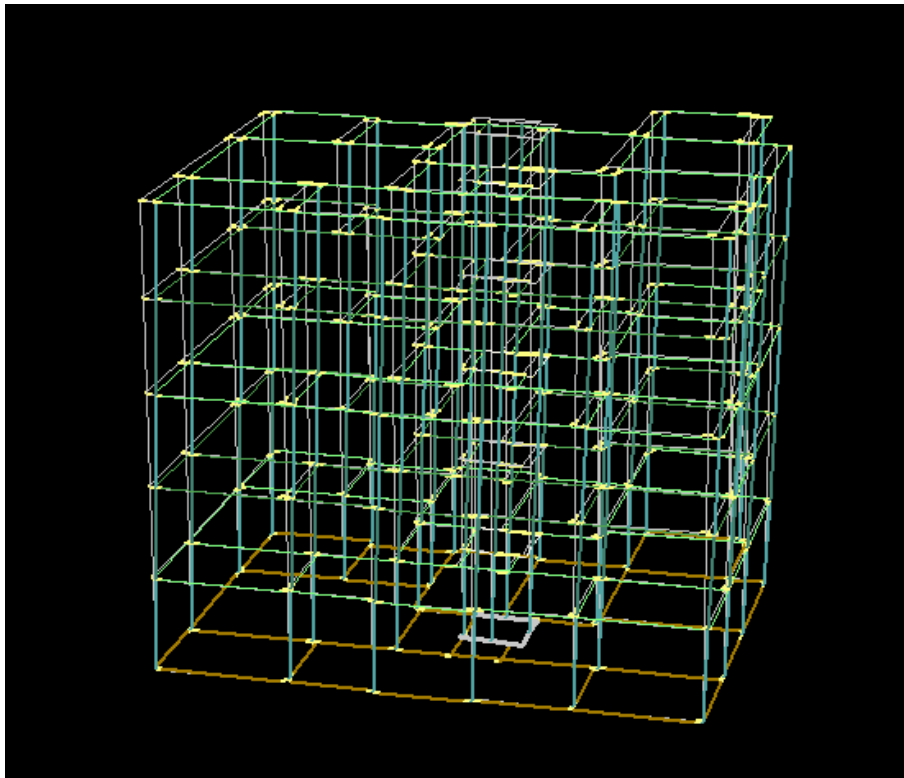
Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου με προσθήκη.

4.2 Αποτίμηση:

Παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποιες ιδιομορφές που προέκυψαν:



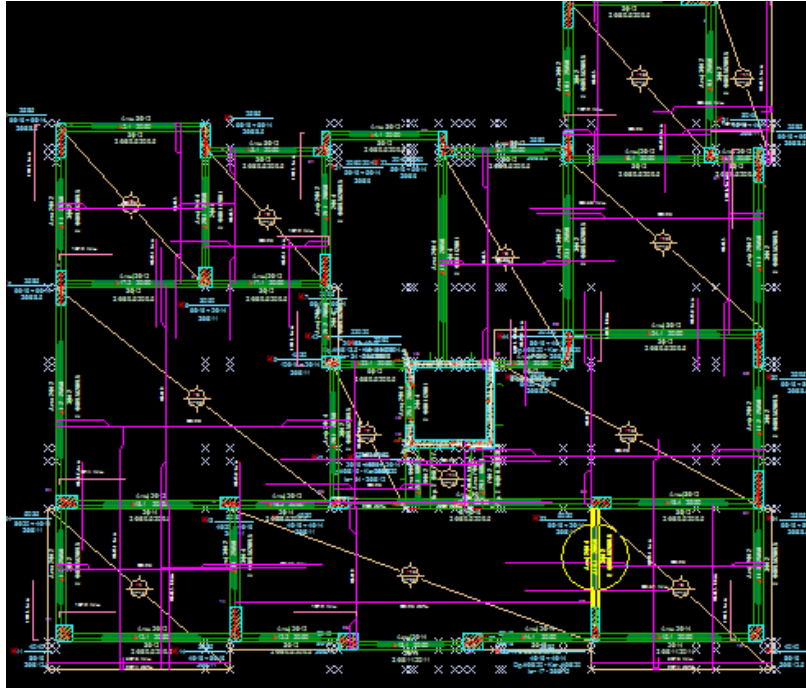
Σχήμα 4.2: Ιδιομορφή 1 κατά +z



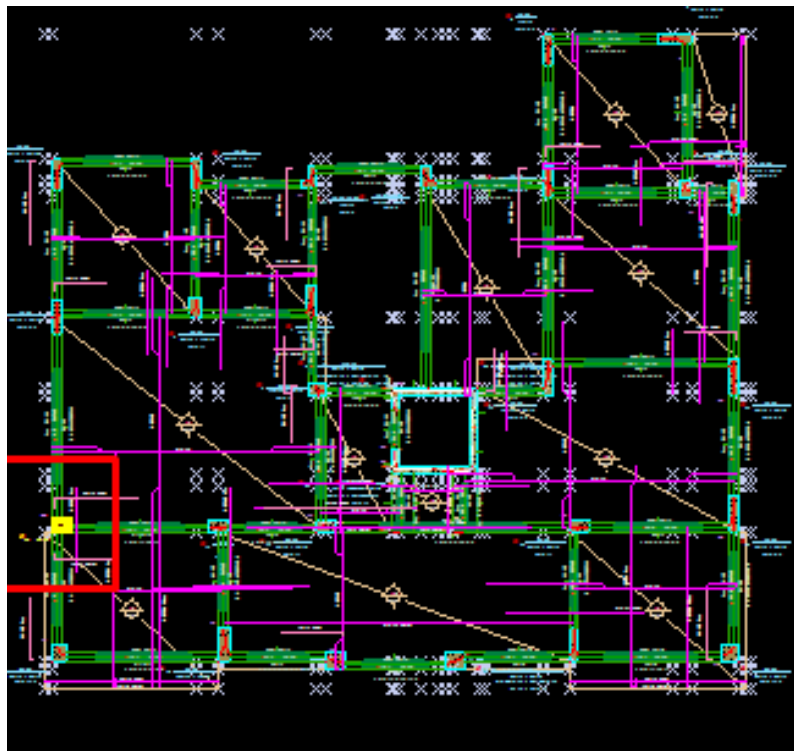
Σχήμα 4.3: Ιδιομορφή 1 κατά +z

Μετά τον έλεγχο με Pushover προέκυψε ανάγκη ενίσχυσης σε δοκούς του 3^{ου} ορόφου στις οποίες προέκυψε ανεπάρκεια στον έλεγχο στροφής. Τα συγκεκριμένα μέλη μπορούν να ενισχυθούν με μανδύες σκυροδέματος.

Προβλήματα ανεπάρκειας βρέθηκαν και σε υποστήλωμα του 1ου και 2^{ου} ορόφου. Επίσης τα μέλη αυτά μπορούν να ενισχυθούν με μανδύες σκυροδέματος.



Σχήμα 4.4: Δοκός 16,1(3) που χρειάζεται ενίσχυση



Σχήμα 4.5: Υποστήλωμα K24(1) που χρειάζεται ενίσχυση

5 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Προσθήκη ορόφων με μεταλλικό σκελετό.

5.1 Γενικά

Στο παρών κεφάλαιο εξετάζονται οι άλλες 3 προτάσεις για προσθήκη ορόφου οι οποίες είναι:

1. Μεταλλική κατασκευή με σύμμικτη στέγη.
2. Μεταλλική κατασκευή με κλίση οροφής 30% για την τοποθέτηση κεραμιδιών.
3. Μεταλλική κατασκευή με κλίση οροφής 10% με επικαλύψεις.

Οι μεταλλικές κατασκευές παρέχουν κάποια σημαντικά πλεονεκτήματα όπως για παράδειγμα το μειωμένο βάρος και ο μεγάλος λόγος αντοχής προς βάρος που προσφέρει ο χάλυβας και η μεγαλύτερη ταχύτητα ανέγερσης το οποίο είναι σημαντικό για την κατασκευή μας αφού ήδη κατοικείται και κάθε είδους προσθήκη θα ταλαιπωρήσει τους ενοίκους.

Η διαστασιολόγηση των μεταλλικών μερών και η επίλυση πλαισίων έγινε με το στατικό πρόγραμμα FESPA στο οποίο προσομοιώθηκαν τα μέλη και τα φορτία τους.

Σεισμικές παράμετροι λήφθηκαν ίδιες με προηγουμένως αφού δεν έγινε αποζευγμένη ανάλυση του μεταλλικού μέρους αλλά αναλύθηκε η σεισμική συμπεριφορά ολόκληρου του κτιρίου σαν ενιαίο. Το στατικό σύστημα των μεταλλικών προσθηκών είναι πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας ωστόσο το πρόγραμμα λειτουργεί με το στατικό σύστημα του κύριου υλικού (σκυρόδεμα).

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235 και όλα τα μεταλλικά μέρη (υποστυλώματα, δοκοί, τεγίδες) είναι διατομές διπλού T εκτός από τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι αποτελούνται από κυκλικές διατομές. Όλα τα μεταλλικά υποστυλώματα τοποθετήθηκαν πάνω από τα υφιστάμενα υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος του υποκείμενου ορόφου. Επίσης για κάθε μεταλλικό υποστυλώμα οι διαστάσεις που επιλέχθηκαν ήταν τέτοιες ώστε να μην υπερβαίνουν τις διαστάσεις του υποκείμενου υποστυλώματος από σκυρόδεμα. Για να υπάρχει δυσκαμψία τόσο κατά X όσο και κατά Z τοποθετήθηκαν διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και υποστυλώματα με τον ισχυρό τους άξονα μερικά κατά X και άλλα κατά Z. Στις λύσεις με κλίσης οροφής έγιναν δοκιμές αρχικά με στατικό σύστημα κατά την διεύθυνση X πλαίσια ροπών ωστόσο κρίθηκε απαραίτητο να έχουμε και διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας παράλληλα για καλύτερη ευστάθεια.

1. Όροφος με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτη στέγη:
 - Υποστηλώματα: HEB200
 - Δοκοί: IPE220
 - Τεγίδες: IPE180

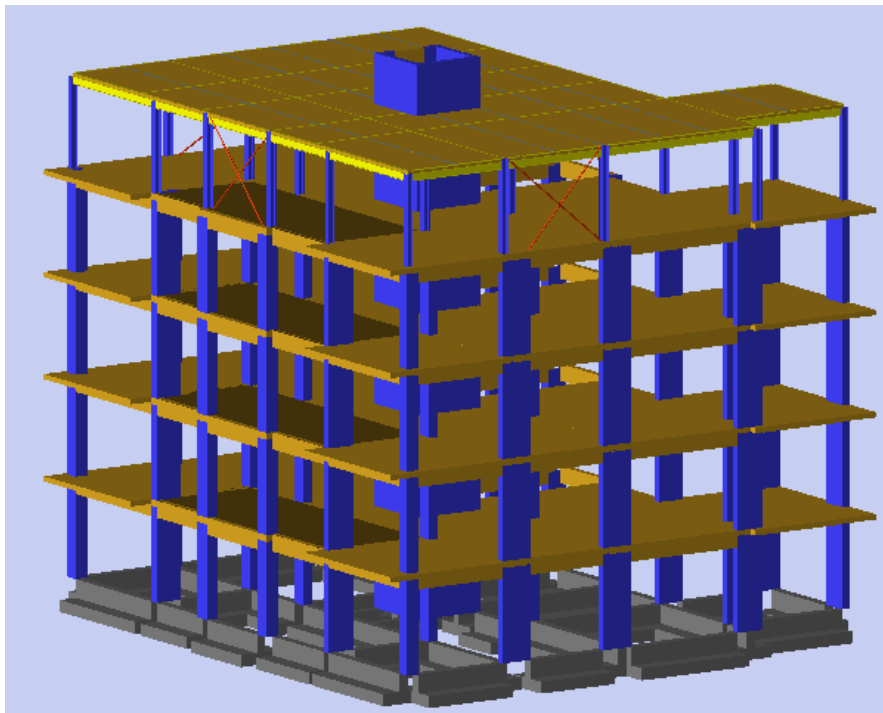
2. Όροφος με μεταλλικό σκελετό και κλίση 30%:
 - Υποστηλώματα: HEB160
 - Δοκοί: IPE160
 - Τεγίδες: IPE140

3. Όροφος με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτη στέγη:
 - Υποστηλώματα: HEB140
 - Δοκοί: IPE140
 - Τεγίδες: IPE120

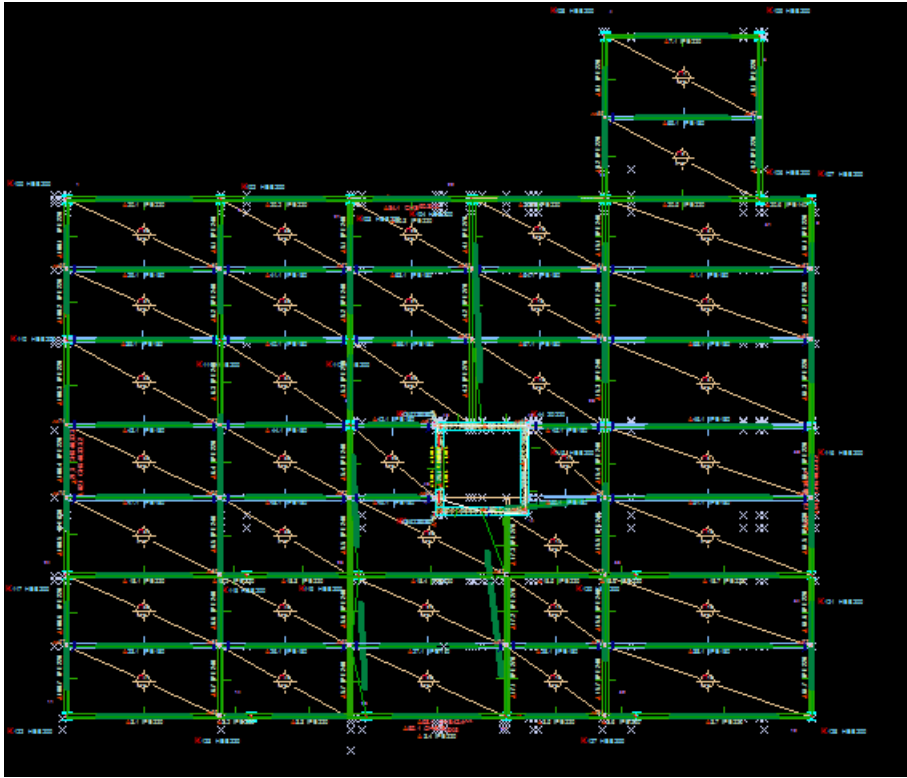
5.2 Προσθήκες:

5.2.1 Προσθήκη ορόφου με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτη στέγη.

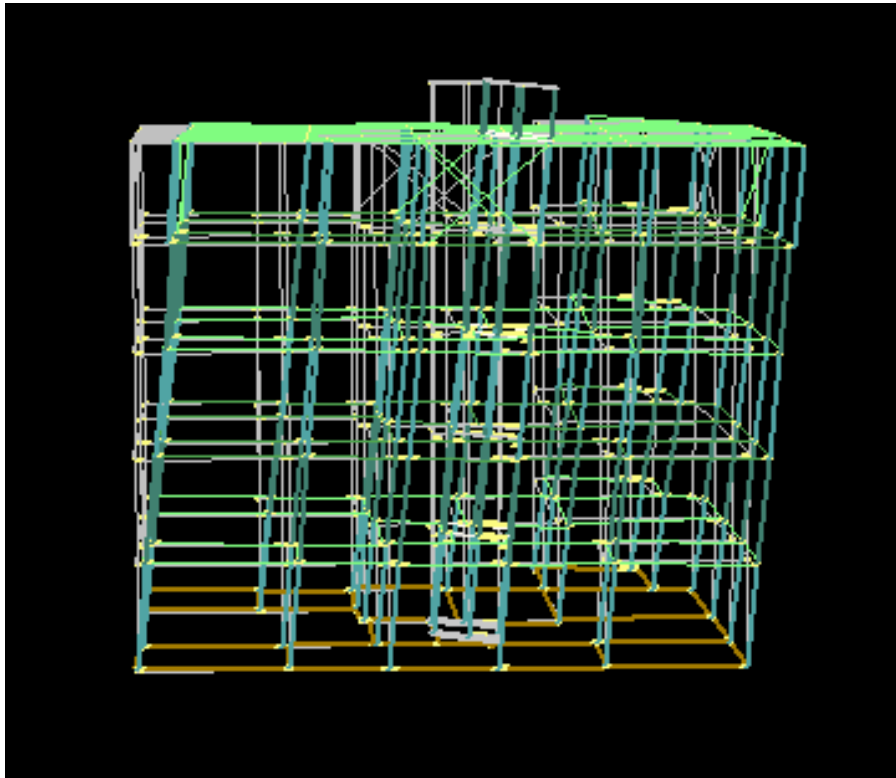
Παρουσιάζεται το τρισδιάστατο μοντέλο και μερικές ιδιομορφές με μεγεθυμένες τις μετατοπίσεις.



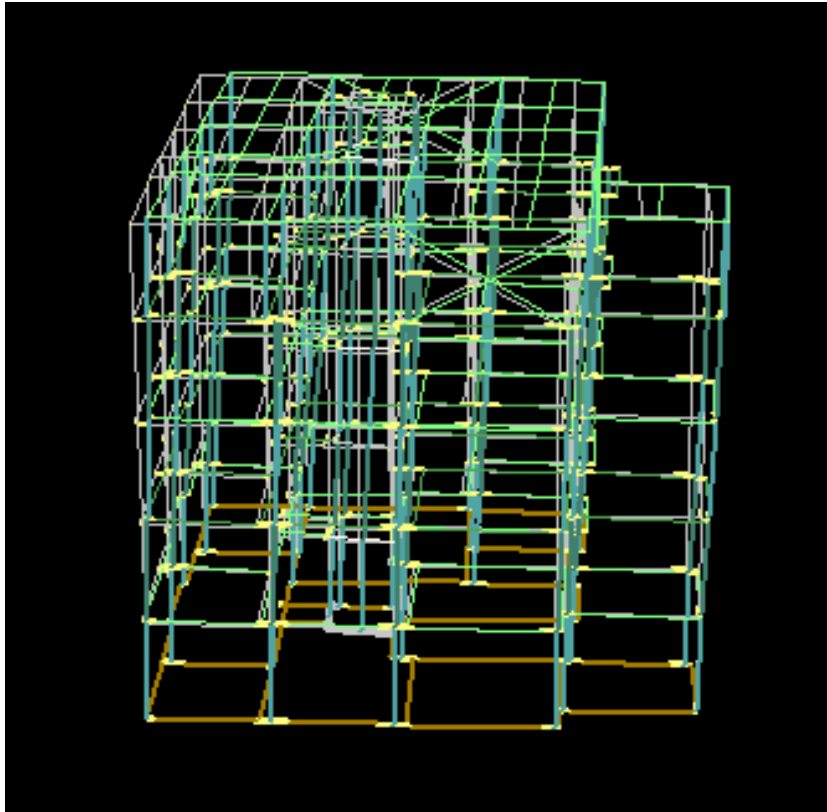
Σχήμα 4.6: Όψη Α 3D Μοντέλο



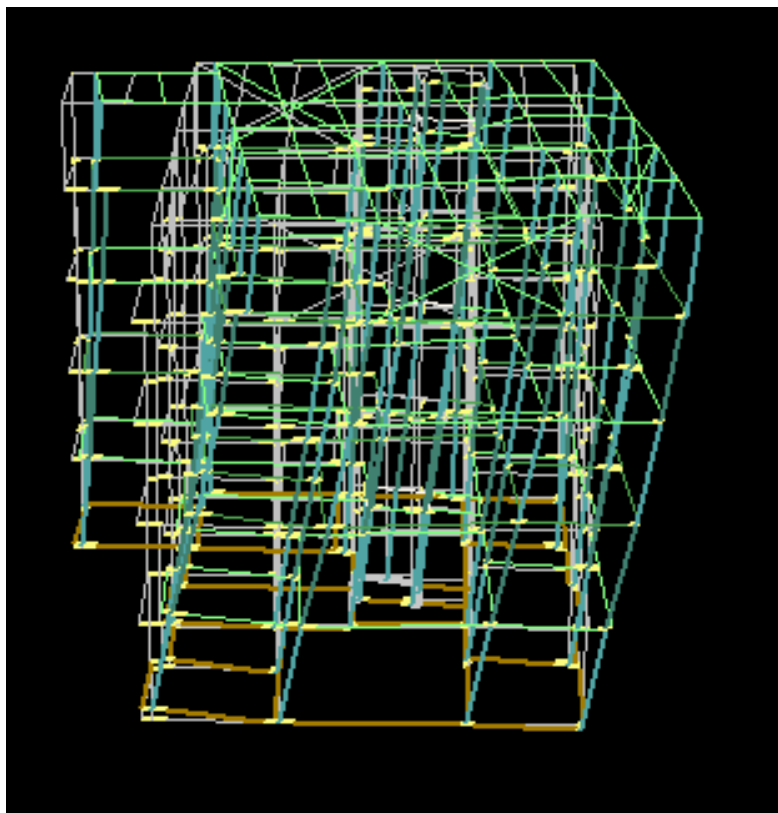
Σχήμα 4.7: Ξυλότυπος



Σχήμα 4.8: Ιδιομορφή 1 κατά +X

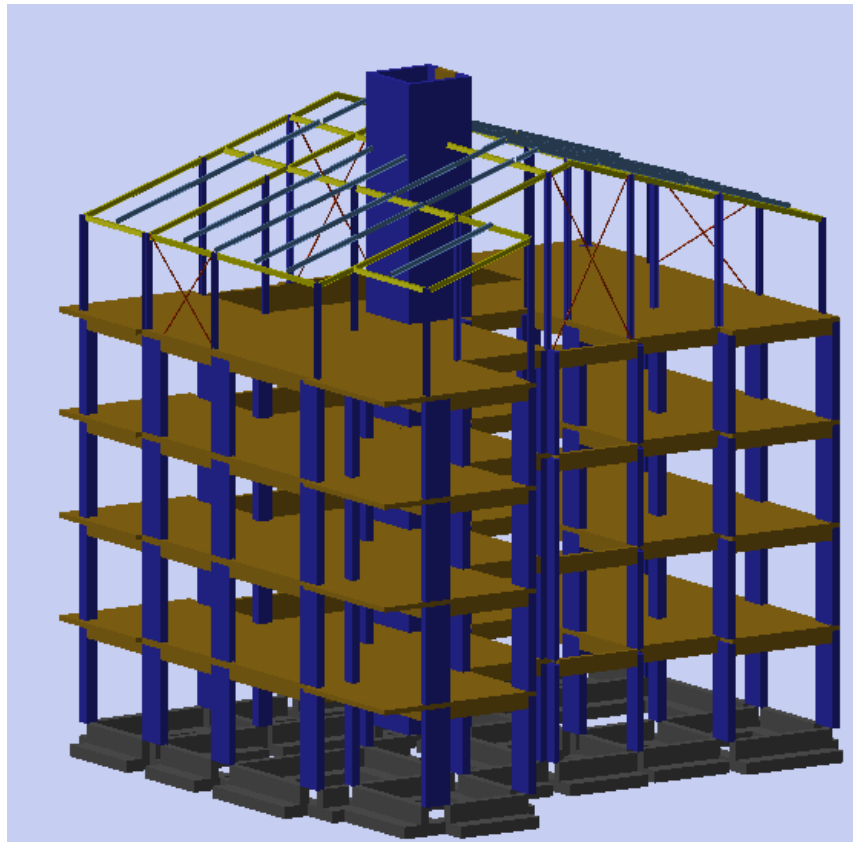


Σχήμα 4.9: Ιδιομορφή 2 κατά -Z

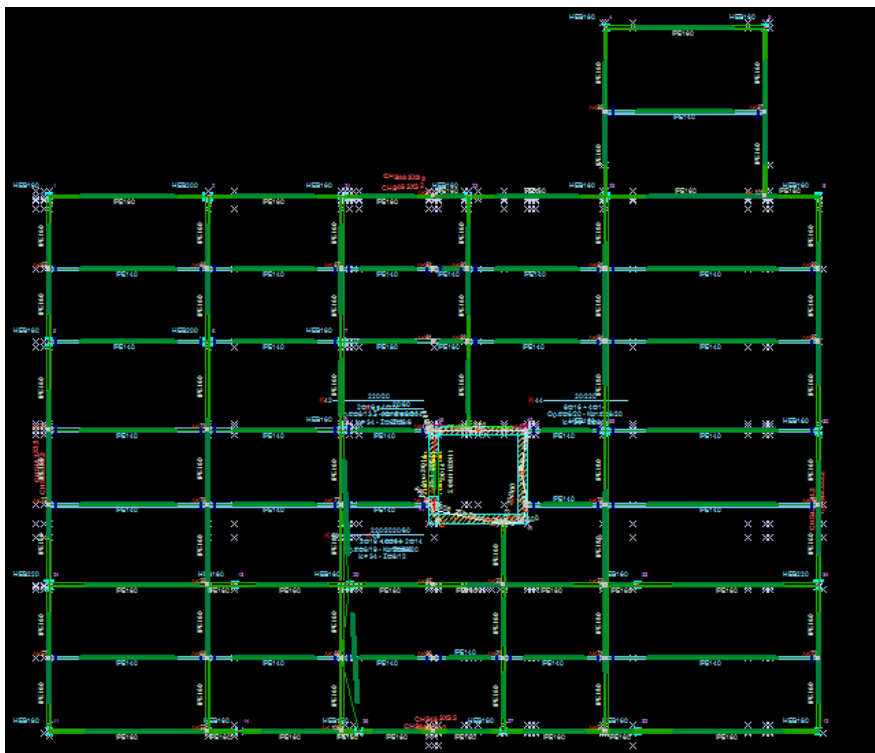


Σχήμα 4.10: Ιδιομορφή 2 κατά -X

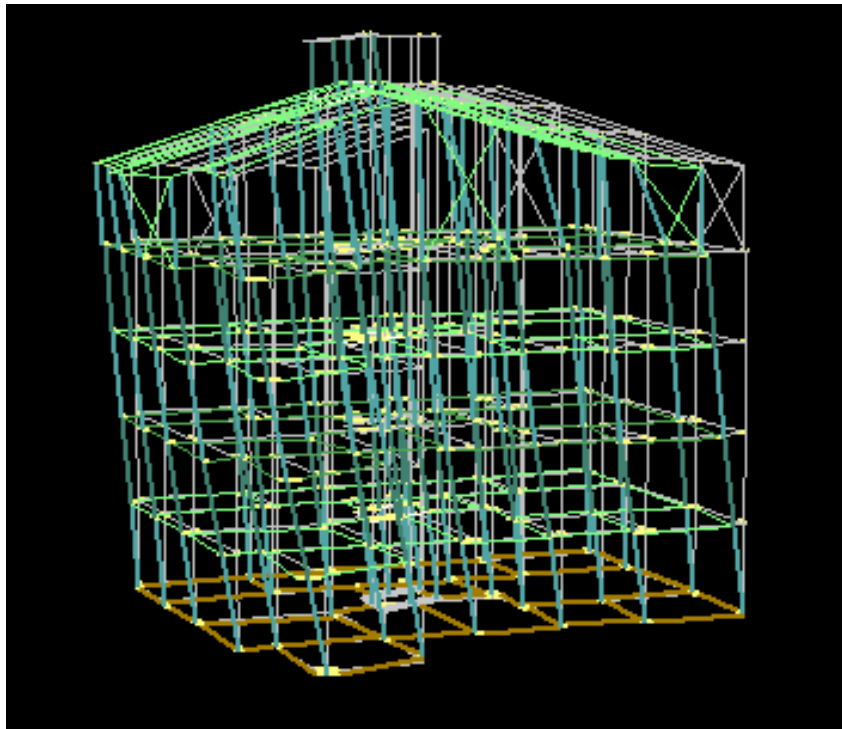
5.2.2 Προσθήκη ορόφου με μεταλλικό σκελετό και κεκλιμένη στέγη με κλίση 30%.



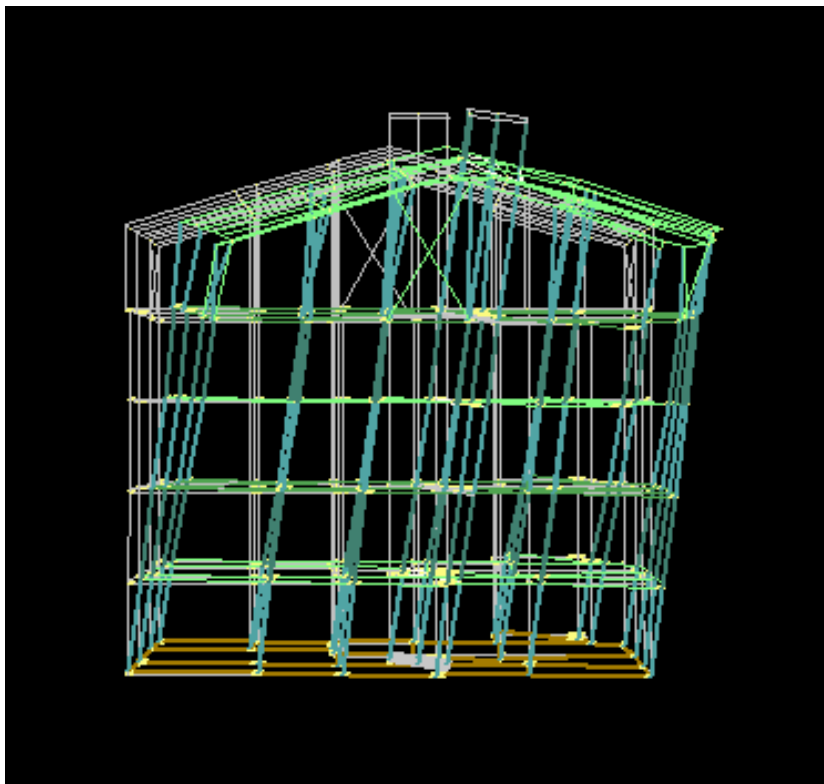
Σχήμα 4.11: Όψη Β 3D Μοντέλο



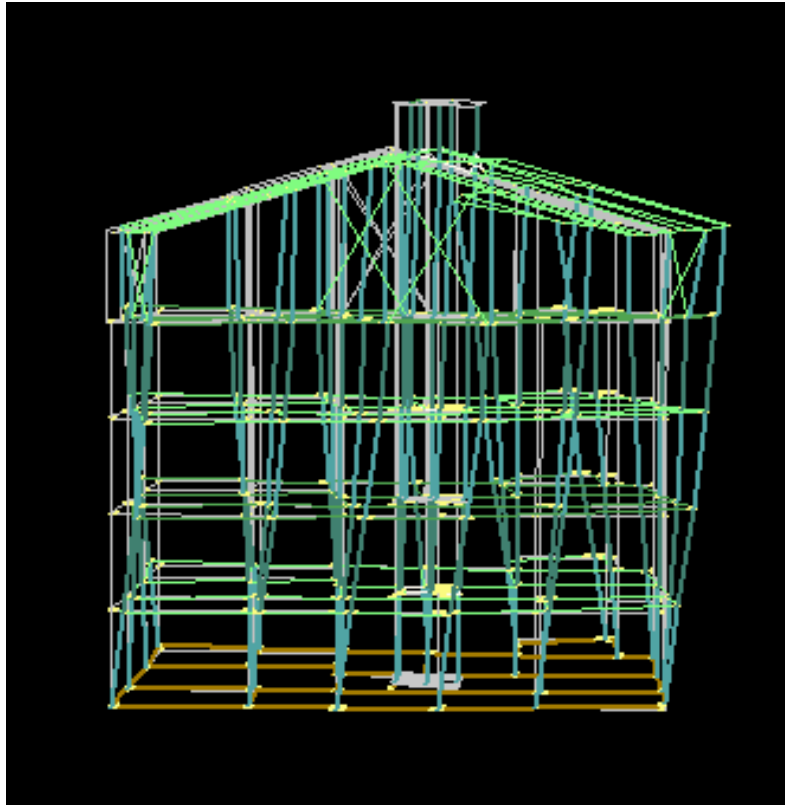
Σχήμα 4.12: Ξυλότυπος



Σχήμα 4.13: Ιδιομορφή 1 κατά -Z

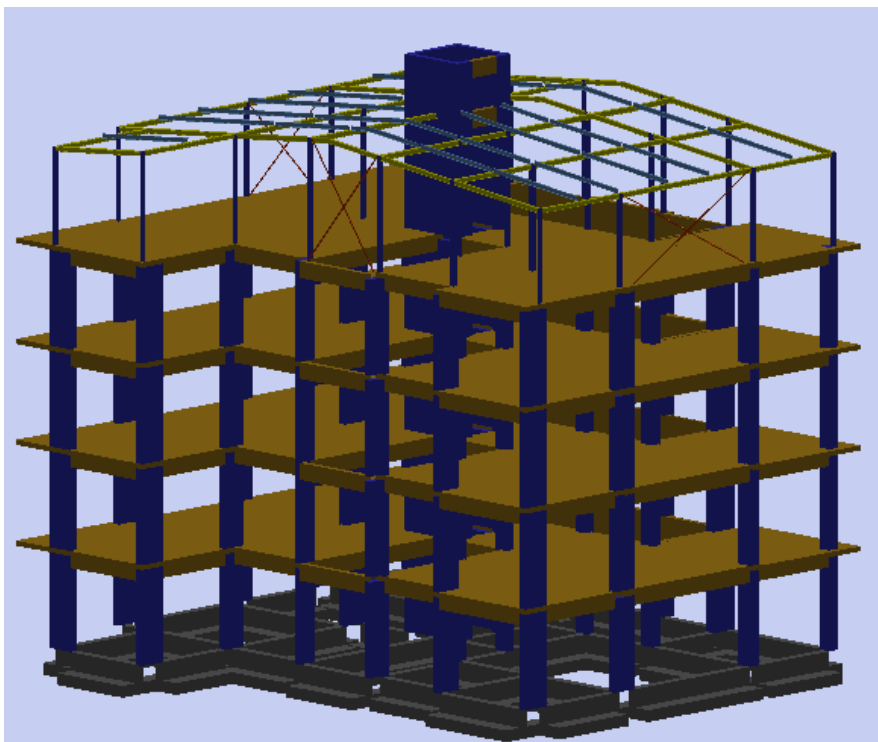


Σχήμα 4.14: Ιδιομορφή 2 κατά +Z

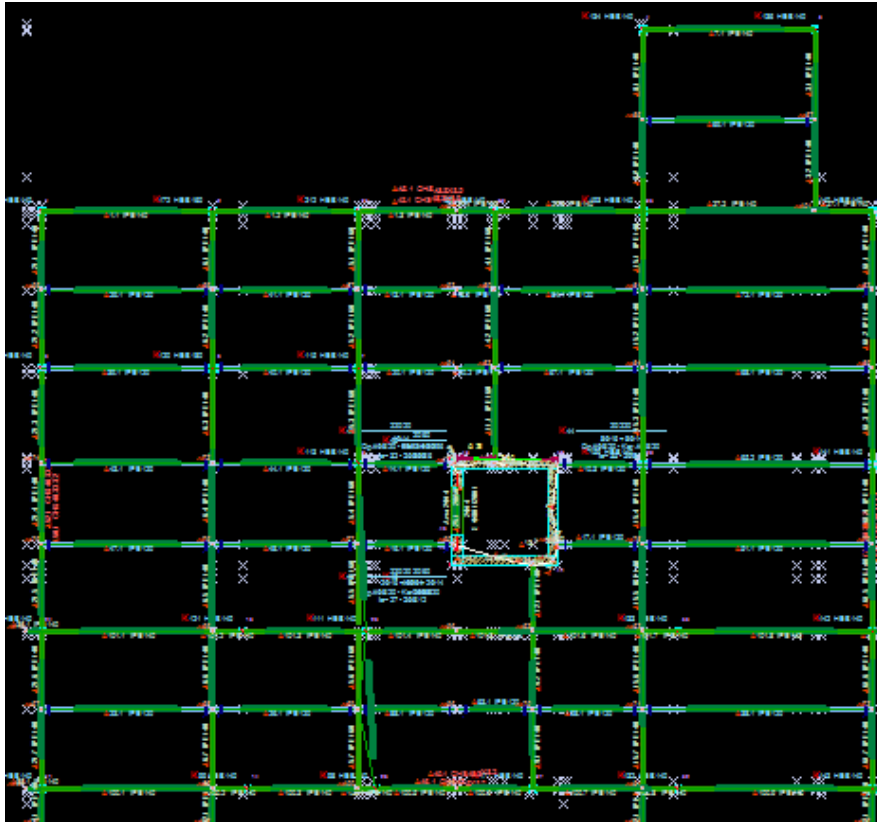


Σχήμα 4.15: Ιδιομορφή 3 κατά +X

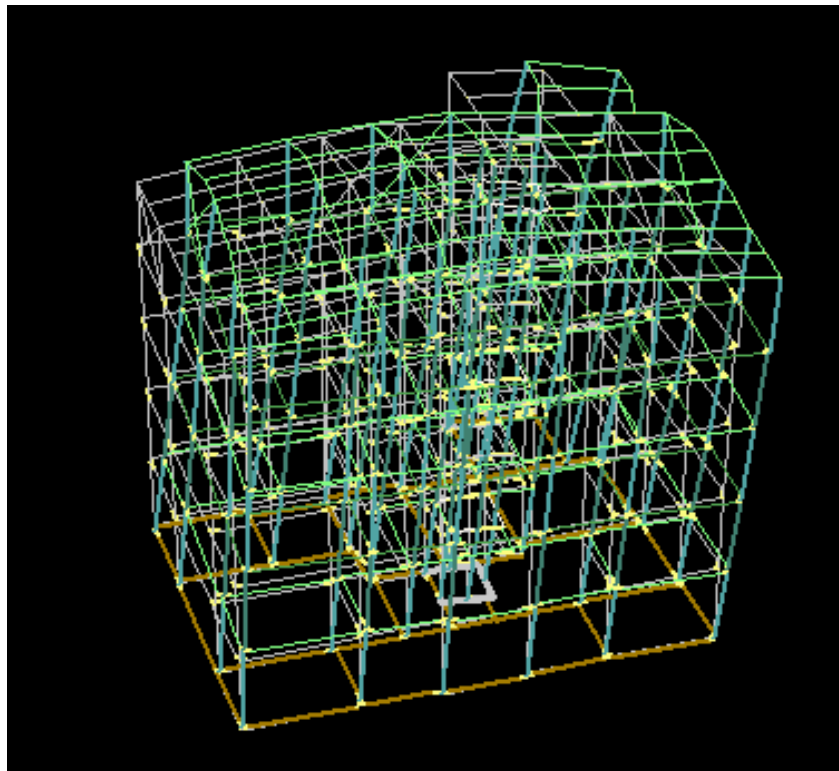
5.2.3 Προσθήκη ορόφου με μεταλλικό σκελετό και κεκλιμένη στέγη με κλίση 10%.



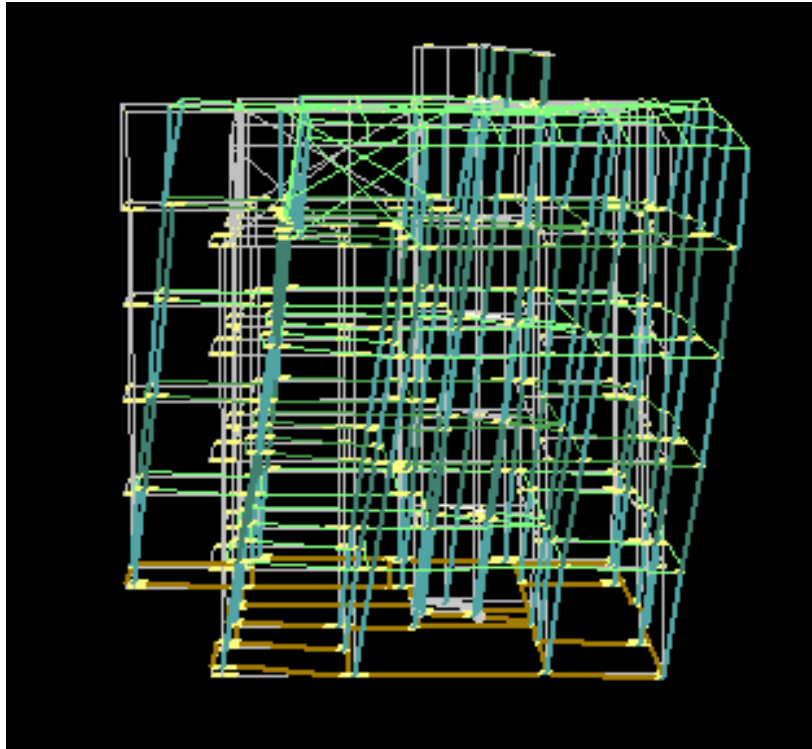
Σχήμα 4.16: Όψη Β 3D Μοντέλο



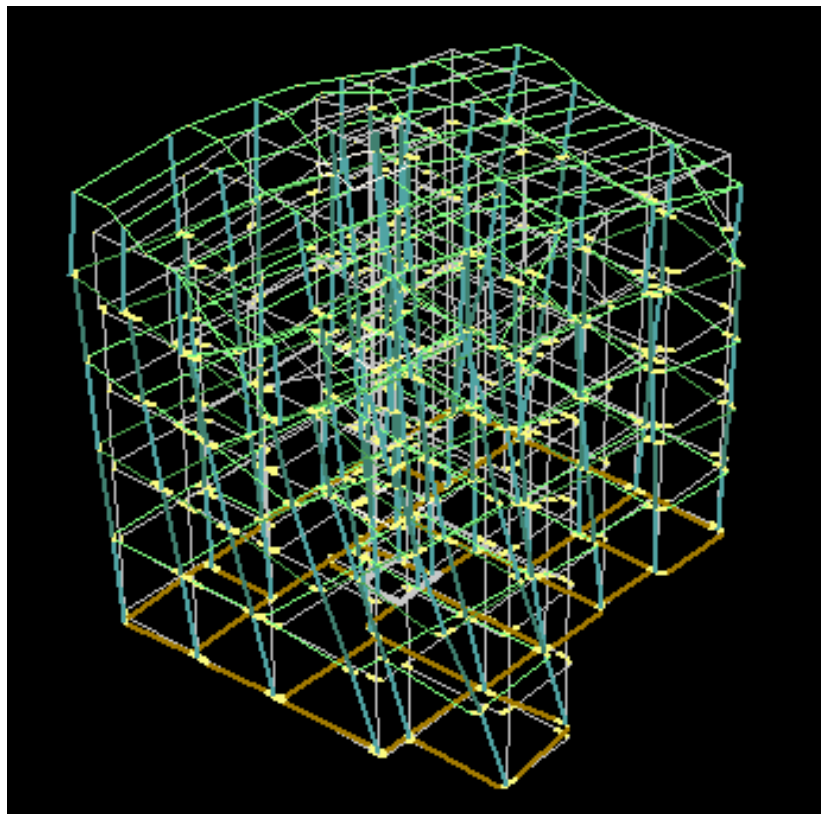
Σχήμα 4.17: Ξυλότυπος



Σχήμα 4.18: Ιδιομορφή 1 κατά -Z



Σχήμα 4.19: Ιδιομορφή 2 κατά -X



Σχήμα 4.20: Ιδιομορφή 3 κατά -Z

6 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Ελέγχοι Μελών

6.1 Γενικά:

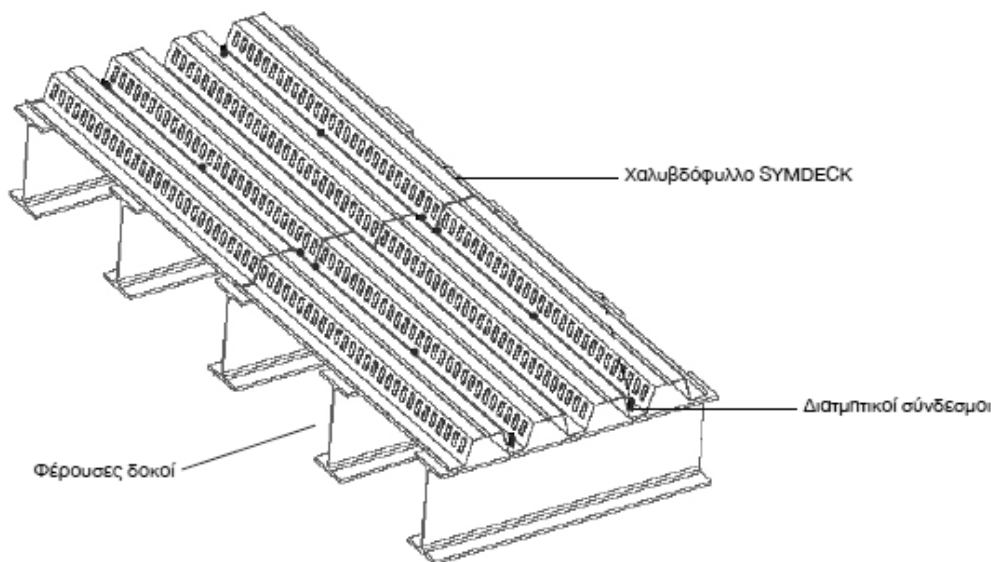
Λόγω του γεγονότος ότι μελετούμε 3 διαφορετικές λύσεις με σκελετό από χάλυβα δεν θα παρουσιαστούν οι έλεγχοι μελών για όλα τα μέλη και των 3 λύσεων. Έχουν επιλεγεί μερικά μέλη ενδεικτικά από κάθε πρόταση για έλεγχο.

6.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας:

6.2.1 Σύμμικτες πλάκες

Μία από τις εξεταζόμενες λύσεις – προσθήκες είναι η προσθήκη κατασκευής με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτες πλάκες οροφής. Η χρήση σύμμικτων πλακών με μεταλλικό σκελετό έχει γίνει ευρέως διαδεδομένη τα τελευταία χρόνια. Οι πλάκες αυτές αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα με ελαφρύ οπλισμό. Γενικά οι σύμμικτες πλάκες παρέχουν:

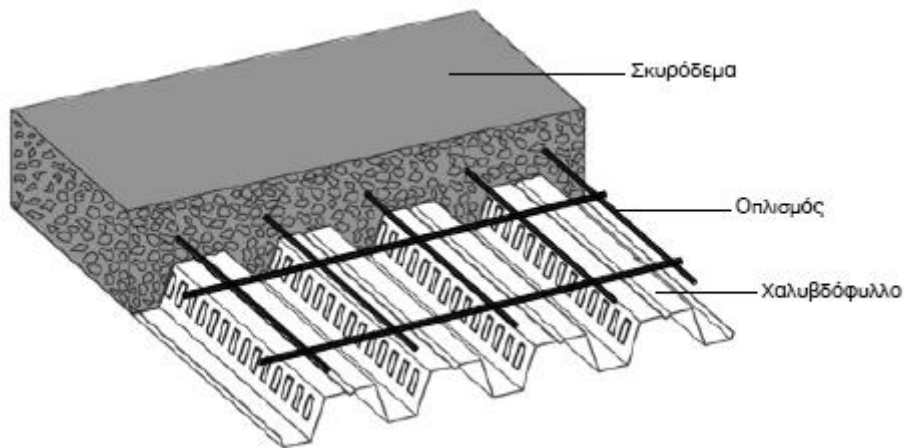
- Μειωμένος χρόνος κατασκευής;
- Αποφυγή χρήσης ξυλότυπου.
- Μικρότερα στατικά ύψη.
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων.
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς.



Σχήμα 6.1: Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73.

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα,

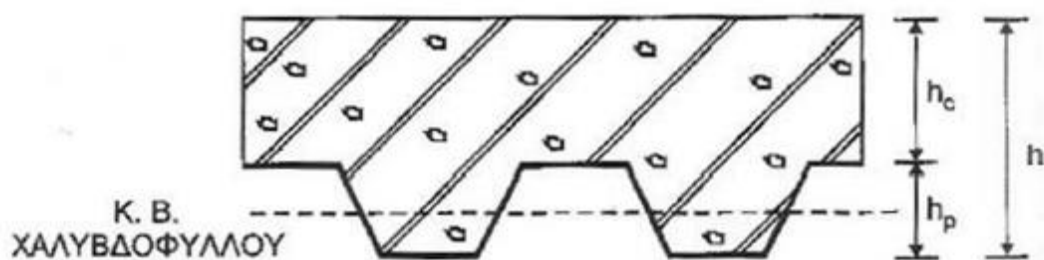
μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Σχήμα 6.2: Σύμμικτη πλάκα.

Οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 4 για σύμμικτες πλάκες είναι:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας: $\min h = 90\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο : $\min h_c = 50\text{mm}$



Σχήμα 6.3: Διαστάσεις-επεξηγήσεις συμβολισμών.

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των σύμμικτων πλακών έγιναν με το πρόγραμμα SYMDECK DESIGNER.

Έχουμε επιλέξει για την πλάκα μας:

- Σκυρόδεμα C25/30
- Ελαφρύ οπλισμό σε τύπο πλέγματος $\phi 8/10$

- Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 τοποθετημένο κατά την διεύθυνση Z (δηλαδή οι αυλακώσεις είναι κάθετες στις διαδοκίδες)

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

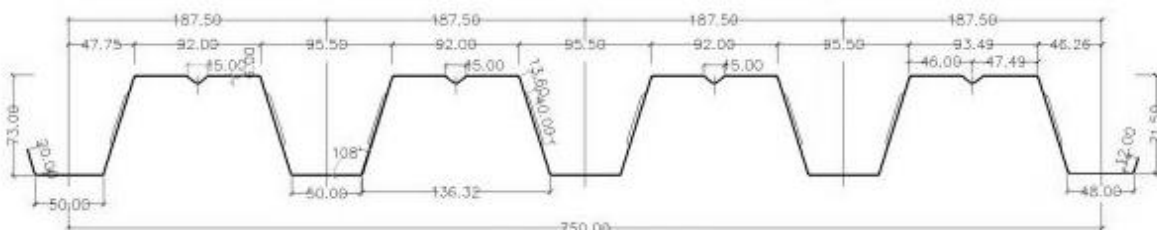
Το άνω πέλαμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι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

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

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	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	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Σχήμα 6.4: Αδρανειακα χαρακτηριστικά Χαλυβδόφυλλου.

- Ανάπτυγμα: 1250mm
- Πάχος: 0,75mm(±0,02)
- Κάλυψη: 750 ±5,0mm
- Βάθος: 73 ±1,0mm
- Πάτημα: 187,5 ±2mm



Σχήμα 6.5: Διαστάσεις χαλυβδόφυλλου.

6.2.2 Ελέγχοι:

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

2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m

a/a	L (m)	q (kN/m ²)
1	1.65	2
2	1.65	2
3	2	2

Ίδιο βάρος = 2.08 kN/m²
Πρόσθετα μόνιμα = 1.5 kN/m²

Σχεδίαση φορέα

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας

$M_{Rd,S}^+$ $M_{Rd,S}^-$

$M_{pl,Rd}^+ = 18.71$ kNm/m
 $M_{pl,Rd}^- = 15.30$ kNm/m
 $V_{V,Rd} = 24.41$ kN/m

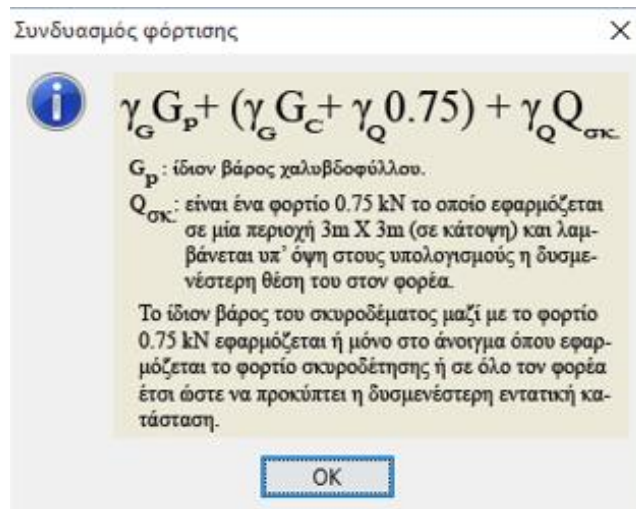
$m = 90.83$ MPa
 $k = 0.0144$ MPa
 $V_{1,Rd}$

$t = 0.75$ mm $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_s = 5.026$ cm²/m
 $C : 25/30$ MPa $\gamma_C = 1.5$ $\varnothing : 8$ mm / $d = 10$ cm
 $S : 500$ MPa $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.125$ m $c = 0.03$ m
 $Fe : 320$ G MPa

Σχήμα 6.6:Καρτέλα παραμέτρων σύμμικτης πλάκας στο πρόγραμμα SYM DECK

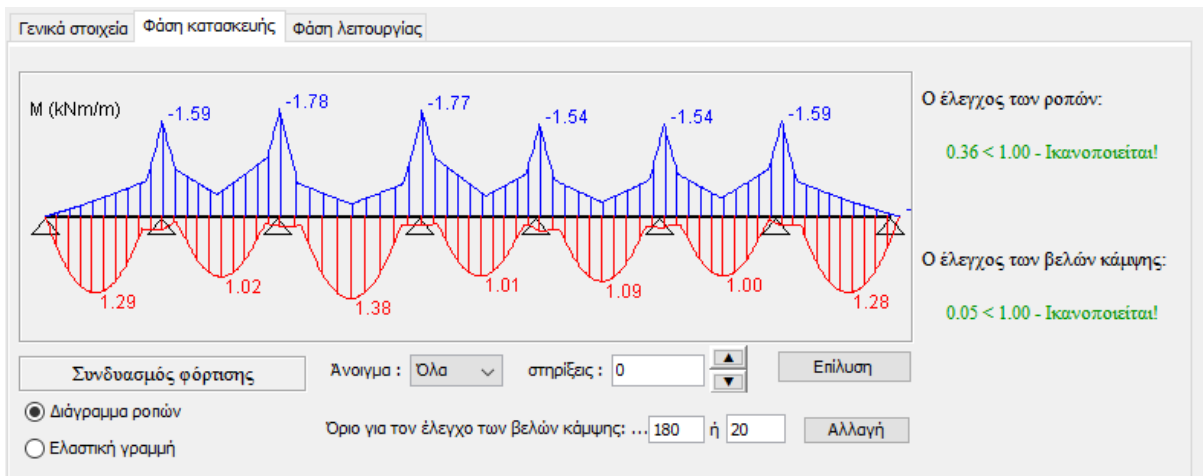
Ο έλεγχος των σύμμικτων πλακών γίνεται σε 2 φάσεις:

A) **Στην φάση κατασκευής** κατά την οποία το σκυρόδεμα είναι ακόμη νωπό και δεν παραλαμβάνει φορτία. Ως εκ τούτου τα ίδια φορτία (τα οποία υπολογίζει το πρόγραμμα) χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος και τα ωφέλιμα διάστρωσης παραλαμβάνονται μόνο από το χαλυβδόφυλλο το οποίο ελέγχεται σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο έλεγχος γίνεται με τον Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1.3 περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης.



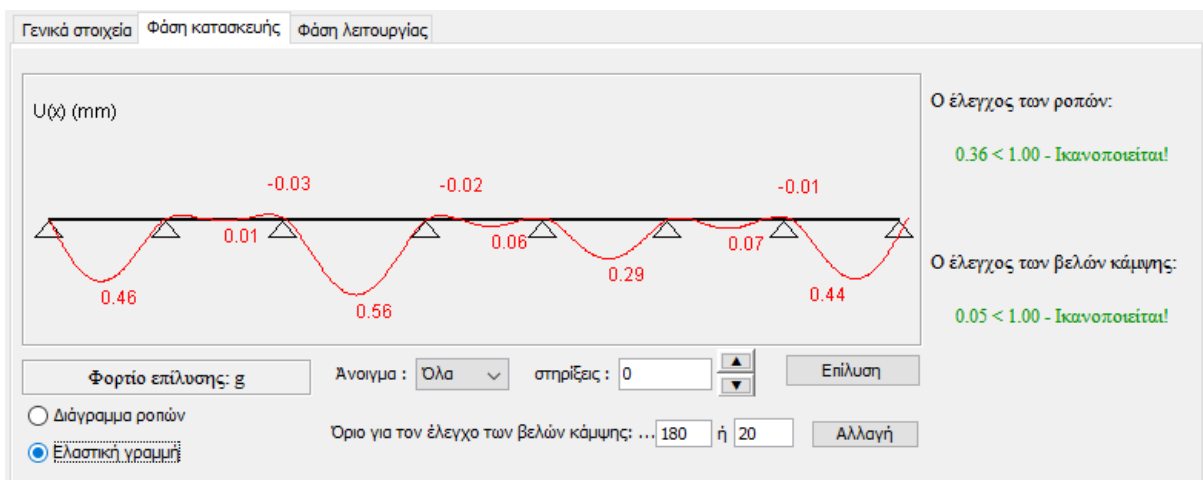
Σχήμα 6.7: Συνδυασμός δράσεων χαλυβδόφυλλου

Ο έλεγχος ροπών ικανοποιείται όπως φαίνεται στην πιο κάτω καρτέλα:



Σχήμα 6.8: Περιβάλλουσα ροπών στην φάση κατασκευής (ΟΚΑ)

Ο έλεγχος βελών ικανοποιείται:



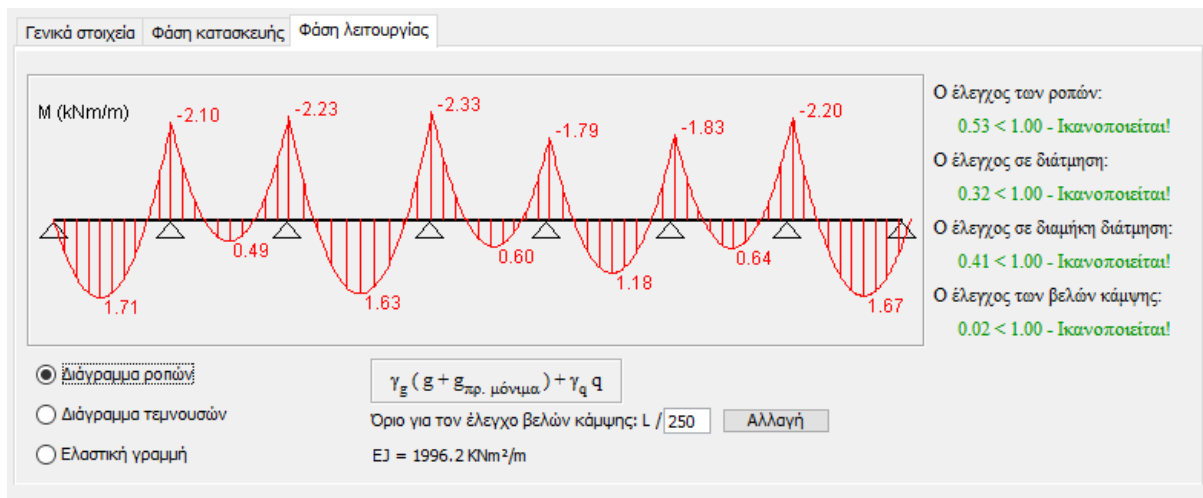
Σχήμα 6.9: Ελαστική γραμμή στην φάση κατασκευής (ΟΚΛ)

Β) Στην **φάση λειτουργίας** στην οποία πλέον το σκυρόδεμα έχει πάρει αντοχές και η διατομή λειτουργεί σαν σύμμικτη. Τα φορτία πλέον ίδια βάρη, πρόσθετα μόνιμα και κινητά αναλαμβάνονται από την σύμμικτη διατομή. Συνολικά γίνεται έλεγχος ροπών, κατακόρυφης και διαμήκουσ διατήρησης και βελών.

Σε κάθε καρτέλα στο κάτω μέρος παρουσιάζεται ο αντίστοιχος συνδιασμός δυνάμεων.

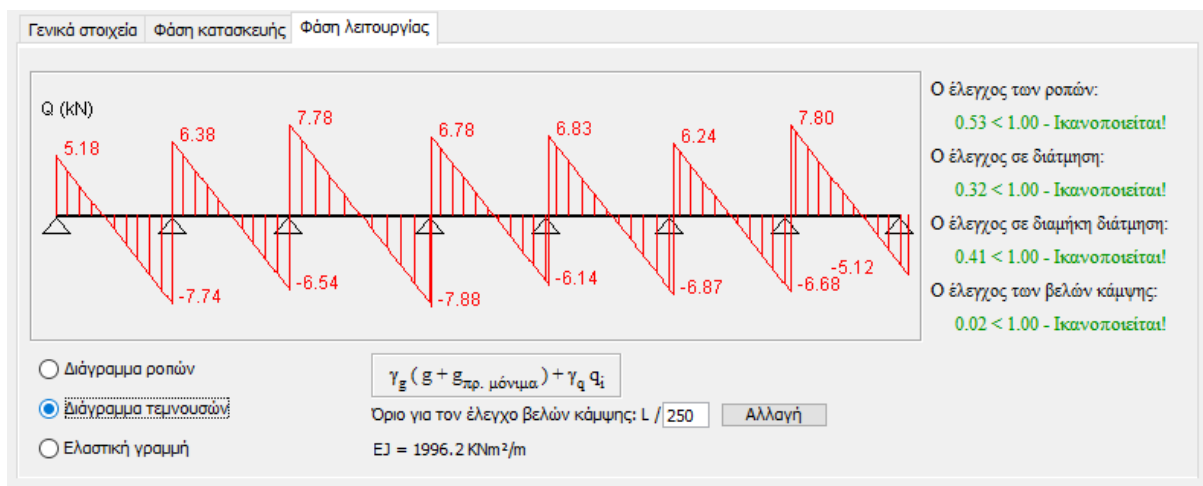
Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι που έγιναν:

Έλεγχος ροπών:



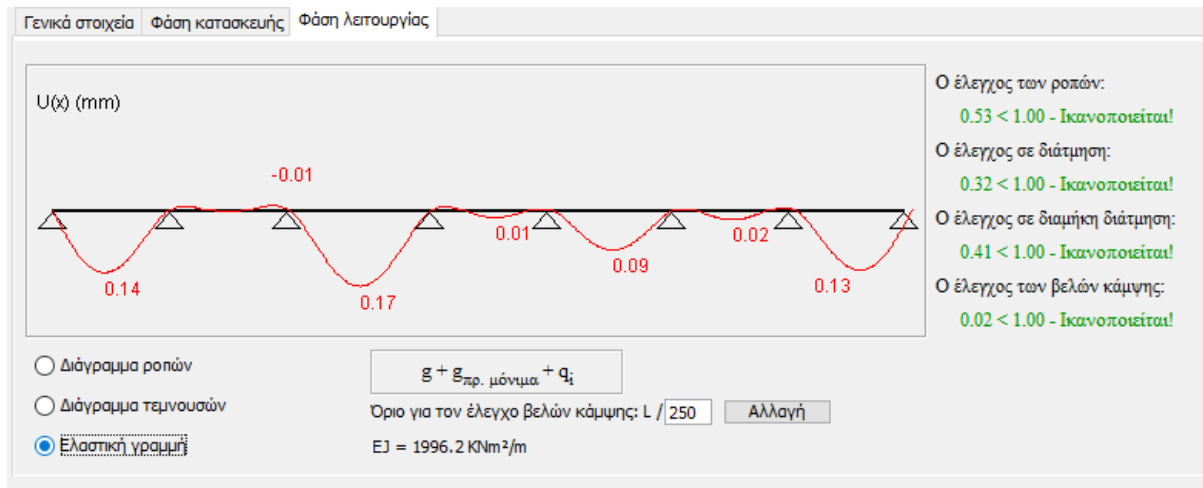
Σχήμα 6.10: Διάγραμμα ροπών σύμμικτης πλάκας

Έλεγχος διάτμησης:



Σχήμα 6.11: Διάγραμμα τεμνουσών σύμμικτης πλάκας

Έλεγχος βελών:



Σχήμα 6.12: Ελαστική γραμμή σύμμικτης πλάκας

6.3 Τεγίδες:

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία που ασκούνται στην στέγη όπως πρόσθετα μόνιμα, ωφέλιμο φορτίο κ.λπ.. Είναι *αμφιέριστες* και καταπονούνται μόνο καμπτικά στον *ισχυρό άξονα*.

Ακόμα, οι τεγίδες έχουν τοποθετηθεί έτσι ώστε το άνω πέλμα τους να είναι στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες δοκούς ώστε να επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία.

Έχουν χρησιμοποιηθεί ελατές διατομές είναι κατηγορίας IPE180 για την σύμμικτη κατασκευή. Η σύνδεση σύμμικτης πλάκας και τεγίδας θα γίνει με διατμητικούς ήλους συγκολλημένους στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού διαμέσου του χαλυβδόφυλλου η οποία επεξηγείται στην συνέχεια.

Η τοποθέτηση έγινε στην διεύθυνση X σε αποστάσεις 1,65m 1,75m 1.90m και 2,00m ανάλογα με τα ανοίγματα της κατασκευής.

Οι τεγίδες ελέγχονται σε 2 φάσεις όπως και η σύμμικτη πλάκα:

1. Φάση κατασκευής.
2. Φάση λειτουργίας.

mm	cm	IPE180		
Geometry		Section properties		
h = 180 mm		Axis y	Axis z	
b = 91 mm		$I_y = 1.32E+7 \text{ mm}^4$	$I_z = 1.01E+6 \text{ mm}^4$	
$t_f = 8 \text{ mm}$		$W_{y1} = 1.46E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 2.22E+4 \text{ mm}^3$	
$t_w = 5.3 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 1.66E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 3.46E+4 \text{ mm}^3$	
$r_1 = 9 \text{ mm}$		$i_y = 74.2 \text{ mm}$	$i_z = 20.5 \text{ mm}$	
$y_s = 45.5 \text{ mm}$		$S_y = 8.32E+4 \text{ mm}^3$	$S_z = 1.73E+4 \text{ mm}^3$	
d = 146 mm		Warping and buckling		
A = 2390 mm ²		$I_w = 7.43E+9 \text{ mm}^6$	$I_t = 4.78E+4 \text{ mm}^4$	
$A_L = 0.7 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$G = 18.8 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_w = 22.9 \text{ mm}$	$i_{pc} = 76.9 \text{ mm}$

Σχήμα 6.13: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής IPE180

Κατηγορία διατομής:

Προχωρούμε σε κατηγοριοποίηση των διατομών ώστε να δούμε αν οι έλεγχοι που θα κάνουμε θα είναι σε πλαστική ή ελαστική ανάλυση. Οι κατηγορίες διατομών ορίζονται από τον Ευρωκώδικα ως εξής:

- Διατομές κατηγορίας 1: μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους. Σε αυτές τις διατομές επιτρέπεται η εφαρμογή της πλαστικής-πλαστικής μεθόδου.
- Διατομές κατηγορίας 2: μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού. Για το λόγο αυτό επιτρέπεται το πολύ η ελαστική-πλαστική μέθοδος.
- Διατομές κατηγορίας 3: η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής. Στις διατομές κατηγορίας 3 είναι δυνατή μόνο η εφαρμογή της ελαστικής-ελαστικής μεθόδου.
- Διατομές κατηγορίας 4: ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής. Στην περίπτωση αυτή, είναι επιτρεπτή μόνο η ελαστική-ελαστική μέθοδος και απαιτούνται πρόσθετοι έλεγχοι σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

Τα κριτήρια κατηγοριοποίησης κορμού και πελμάτων φαίνονται στους παρακάτω πίνακες του Ευρωκώδικα:

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Σχήμα 6.14: Κατηγορία Κορμού

Προεξέχοντα πέλματα

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Σχήμα 6.15: Κατηγορία Πέλματος

1. Για τον κορμό ισχύει:

$$c=146\text{mm} \quad t=t_w=5,3\text{mm} \quad c/t=146/5.3=27,54$$

$$\text{Χάλυβας S235:} \quad \varepsilon=1.72\varepsilon=72*0.92=72$$

$$c/t < 72\varepsilon, \Rightarrow \text{Κορμός: Κατηγορία 1}$$

2. Για τα πέλματα ισχύουν:

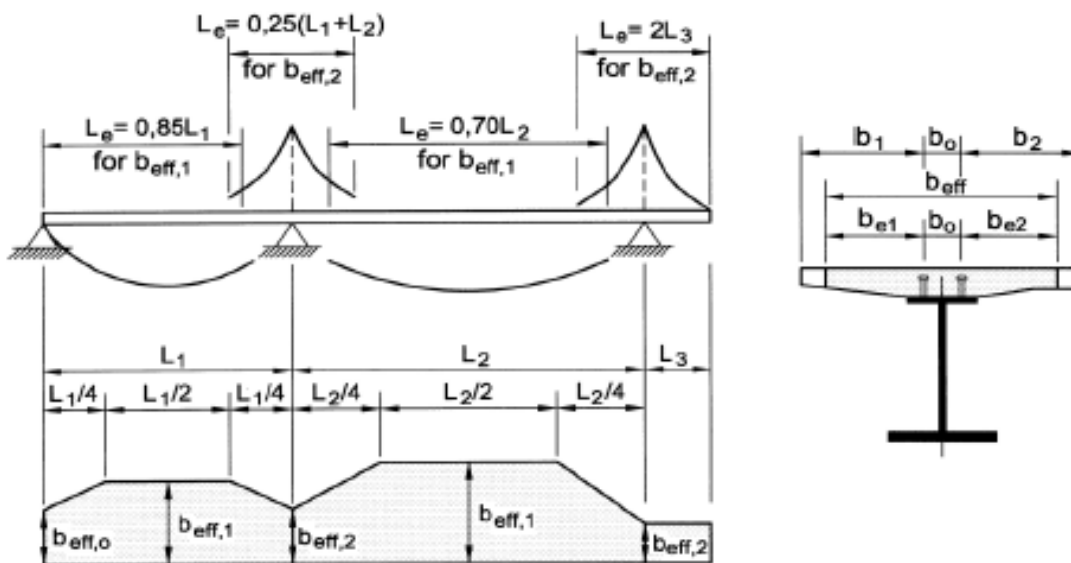
$$c=(b-t_s)/2-r=(91,00-5.3)/2-9=33.85\text{mm} \quad t=t_f=8\text{mm} \quad c/t=33.85/8=4.23$$

$$\text{Χάλυβας S235:} \quad \varepsilon=1.9\varepsilon=9$$

$$c/t < 9\varepsilon, \Rightarrow \text{Πέλιμα: Κατηγορία 1}$$

- Η διατομή είναι κατηγορίας 1 και θα διερευνηθεί με πλαστική ανάλυση.

Εύρεση συνεργαζόμενου πλάτους:



Σχήμα 6.16: Εύρεση συνεργαζόμενου πλάτους.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται από τη σχέση:

Οι τεγίδες μας είναι αμφιαρθρωτές οπότε $L_e = 4.80\text{m}$

$$L_e/8 = 0.60\text{m}$$

$$b_i = [(2+1.65)/2]/2 = 0.91\text{m} \text{ (το μισό πλάτος επιρροής)}$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum_{i=1}^2 b_{ei} \quad (6.1)$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

όπου:

b_{ei} η τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού

b_0 είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων

$b_0 = 0$ για κτιριακά έργα

b_i απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσο παράλληλων κορμών

L_e προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών

$$b_{ei} = 0.60 < 0.91 \Rightarrow b_{ei} = 0.60\text{m}$$

- $b_{ei} = 0.60 * 2 = 1.20\text{m}$

Φάση Κατασκευής:

Επιλέχθηκε για έλεγχο η δυσμενέστερη διατομή τεγίδας με άνοιγμα 4,80m.

Τα φορτία που αναλαμβάνουν οι τεγίδες στην φάση κατασκευής είναι αντίστοιχα με αυτά που αναφέρθηκαν πιο πάνω για την φάση κατασκευής σύμμικτης πλάκας.

Φορτία:

στα μόνιμα έχουμε τα ίδια βάρη:

- $G_{πλάκας} = 2.10 \text{ kN/m}^2 * 1.20 = 2.50 \text{ kN/m}$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα SYM DECK)
- $G_{δοκού} = 0.188 \text{ kN/m}$

Κινητά σε αυτή την φάση δεν υπάρχουν

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ):

Φορτίο Λειτουργίας (ΟΚΛ)

$$q_{ser} = 1.00 * g + 1.00q = 1.00 * 2.50 + 0.188 * 1.00 = 2.70 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος Βέλους κάμψης:

Οι παραμορφώσεις θα πρέπει να περιορίζονται στο βαθμό που δεν επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργικότητα του έργου ή δε προκαλούν βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία. Απαίτηση $w_z > L/250$ (επιτρεπόμενη παραμόρφωση για στέγες)

$$W_z = \frac{5q_z * L^4}{384E * I_y} = 0.673\text{cm} < L/250 = 1.92\text{cm}$$

όπου

- Εα μέτρο ελαστικότητας χαλύβδινης διατομής
- Ι ροπή αδρανείας σιδηροδοκού

Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ):

Φορτίο Λειτουργίας (ΟΚΑ)

$$q_{ult} = 1.35 * g + 1.50q = 1.35 * 2.70 = 3.645 \text{ kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη

- Καμπτικές ροπές της τεγίδας για $L=4.80\text{m}$

$$M_{ed, y} = q_z * L^2 / 8 = 3.65 * 4.80^2 / 8 = 10.5 \text{ kNm}$$

- Τέμνουσες δυνάμεις τεγίδας

$$V_{ed, z} = q_z * L / 2 = 8.75 \text{ kN}$$

Έλεγχος αντοχής:

- $M_{pl} = (146 \text{ cm}^3 * 23.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) / 1.00 = 34.31 \text{ kNm} > 10.5 \text{ kNm} \checkmark$
- $V_{pl} = \frac{A_{v,z} * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} = (12.64 \text{ cm}^2 * 23.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) / \sqrt{3} = 171.5 \text{ kN} > 8.75 \text{ kN} \checkmark$

Έλεγχος ευστάθειας:

Ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δεν θα γίνει αφού κατά την φάση κατασκευής τα χαλυβδόφυλλα της σύμμικτης πλάκας είναι συνδεδεμένα με τις χαλύβδινες διατομές με ήλους και προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στο άνω θλιβόμενο πέλμα της σιδηροδοκού, ενώ το κάτω πέλμα εφελκύεται.

Φάση Λειτουργίας:

Οι υπολογισμοί πλέον γίνονται λαμβάνοντας υπόψιν και την αντοχή του σκυροδέματος το οποίο έχει πλέον σκληρύνει και πάρει τις αντοχές του.

Κατά τον έλεγχο ως πάχος πλάκας θεωρήθηκε μόνο το καθαρό σκυρόδεμα πάνω από το χαλυβδόφυλλο, με πάχος 0,05m. Σύμμικτη πλάκα και σιδηροδοκός συνδέονται με διατμητικούς ήλους συγκολλημένους στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού.

Φορτία:

Μόνιμα φορτία:

- I.B. πλάκας: $G_{\text{πλάκας}} = 2.10 \text{ kN/m}^2 * 1.20\text{m} = 2.50\text{kN/m}$
- I.B. δοκού: $G_{\text{δοκού}} = 0.188 \text{ kN/m}$
- Πρόσθετα μόνιμα: $G_{\text{πρόσθετα}} = 1.50 \text{ Kn/m}^2 * 1.20\text{m} = 1.80\text{kN/m}$

Κινητά φορτία:

- $q = 2.00\text{kN/m}^2 * 1.20 = 2.40\text{kN/m}$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ):

Φορτίο Λειτουργίας (ΟΚΛ)

$$q_{\text{ser}} = 1.00 * g + 1.00q = 1.00 * 2.50 + 0.188 * 1.00 + 1.80 * 1.00 + 2.40 = 6.90 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος βέλους κάμψης:

Απαίτηση $w_z > L/250$

$$W_z = \frac{5q_z * L^4}{384E * I_y} \quad (6.2)$$

όπου

- E μέτρο ελαστικότητας χαλύβδινης διατομής
- I ροπή αδρανείας σύμμικτης διατομής

Πρέπει να βρούμε την ροπή αδρανείας της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής για να υπολογίσουμε το βέλος κάμψης. Η ισοδύναμη διατομή της σύμμικτης δοκού αποτελείται από τη διατομή της σιδηροδοκού, τη διατομή του σιδηροπλισμού και την ισοδύναμη διατομή του σκυροδέματος.

Έχουμε:

- $E_c = 30500 \text{ MPa} * 0,5 = 15250$

Απομειώνουμε το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος με συντελεστή 0,50 ώστε να λάβουμε υπόψιν στον υπολογισμό του βέλους και την ρηγμάτωση.

$$\eta = E_a / E_c = 210000 / 15250 = 13,77$$

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή εμβαδού:

$$A_{ca} = A_c * \eta = h_c * b_{\text{eff}} / \eta = 5 * 120 / 13,77 = 43,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Οπλισμός } \Phi 8/10 : A_s = b_{\text{eff}} * A_{\Phi 8} / s = 120 \text{ cm} * 0,50 \text{ cm}^2 / 10 \text{ cm} = 6 \text{ cm}^2$$

Κέντρο Βάρους Ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής:

$$z_e = \frac{A_a z_a + A_s z_s + A_{ca} z_c}{A_e} = 5,26\text{cm} \quad (6.3)$$

Όπου

- Z_a = Κ.Β. χαλύβδινης διατομής = 21.5
- Z_s = Κ.Β. οπλισμού πλάκας = 2.5cm
- Z_c = Κ.Β. πλάκας σκυροδέματος = 2,5cm
- $A_{ca} = A_s + A_s + A_a$
- A_s = εμβαδό οπλισμού πλάκας
- A_c = εμβαδό πλάκας σκυροδέματος
- A_a = εμβαδό χαλύβδινης διατομής

Για εύρεση της ροπής αδρανείας της ισοδύναμης διατομής:

$$I_e = I_{a,0} + A_a (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} (z_c - z_e)^2 + A_s (z_s - z_e)^2 = 8091.7\text{cm}^4 \quad (6.4)$$

όπου

$I_{a,0}$ = Ροπή αδρανείας χαλύβδινης διατομής κατά $y = 1320\text{cm}^2$

$I_{c,0}$ = Ροπή αδρανείας πλάκας σκυροδέματος = 1250cm^2

Βέλος για πρόσθετα μόνιμα $q=1.80\text{kN/m}$

$$W_z = \frac{5q_z * L^4}{384E * I_y} = 0.07\text{cm}$$

Βέλος για κινητά $q=2,40\text{kN/m}$

$$W_z = \frac{5q_z * L^4}{384E * I_y} = 0,097\text{cm}$$

Ολικό Βέλος = $0,097+0,07+0,673 = 0,84\text{cm} < 1,92\text{cm}$

Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ):

Φορτίο Λειτουργίας (ΟΚΑ)

$$q_{ult} = 1.35 * g + 1.50q = 1.35 * (2.50 + 0.188 + 1.80) + 1.50 * 2.40 = 9.66\text{kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη

- Καμπτικές ροπές της τεγίδας για $L=4.80\text{m}$
 $M_{ed, y} = q_z * L^2 / 8 = 9.66 * 4.80^2 / 8 = 27.82\text{kNm}$
- Τέμνουσες δυνάμεις τεγίδας

$$V_{ed, z} = q_z \cdot L / 2 = 23.184 \text{ kN}$$

Έλεγχος αντοχής:

Θεωρώντας ότι η ουδέτερη ζώνη βρίσκεται εντός σκυροδέματος και $F_c > F_a$ για να υπάρχει ισορροπία δυνάμεων.

Δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot f_{cd} = 120 \cdot 5 \cdot 0.85 \cdot 2.5 / 1.5 = 850 \text{ kN}$$

Εφέλκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

$$F_a = A_a \cdot f_{ad} = 9.12 \cdot 23.5 / 1.00 = 215.73 \text{ kN}$$

- Η υπόθεση ισχύει

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } Z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = \frac{23,9 \cdot 23,5}{120 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,50}{1,50}} = 3.3 \text{ cm} < h_c = 5 \text{ cm}$$

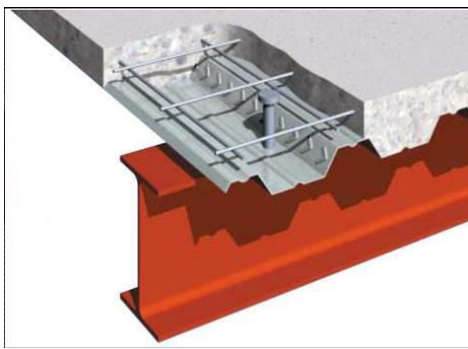
Πλαστική ροπή:

$$M_{pl} = A_a \cdot f_{yd} \left(Z_a - \frac{Z_0}{2} \right) = 23,5 \cdot 23,9 \cdot (21,5 - 3,3 / 2) = 111,48 \text{ kNm} > 27.82 \text{ kNm}$$

Διατμηση:

$$V_{pl} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = (12.64 \text{ cm}^2 \cdot 23.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) / \sqrt{3} = 171.5 \text{ kN} > 23.184 \text{ kN}$$

Διατμητική σύνδεση



Προυπόθεση για σύμμικτη λειτουργία είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται στις σύμμικτες κατασκευές με μηχανικά μέσα, τα οποία ονομάζονται διατμητικοί συνδέσμοι ή αλλιώς ήλοι. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος,

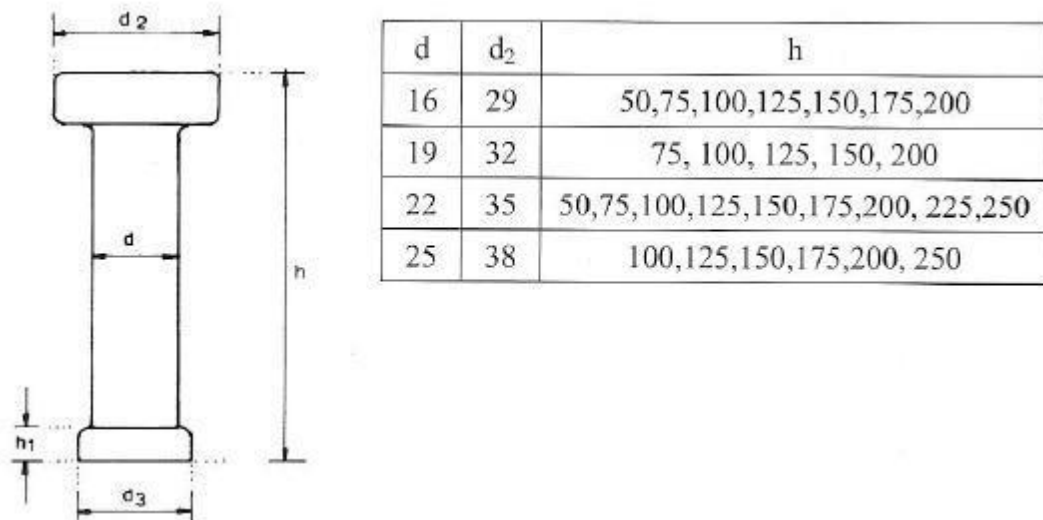
εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμικτη λειτουργία.

Για να προσδιορίσουμε την διατμητική σύνδεση που χρειάζεται πρέπει πρώτα να βρούμε την διατμητική ροή την οποία θα μελετήσουμε με πλαστική ανάλυση (δοκός κατηγορίας 1). Στη περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού. Η τεγίδα που εξετάζεται είναι αμφιέριστη και ισχύει $V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = Z^+$ για το σύνολο της διαμήκους διάτμησης.

$$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = Z^+ = 561.65 \text{ kN}$$

Διατμητικοί ήλοι:

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής από τον πιο κάτω πίνακα οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό. Οι συνήθεις διάμετροι είναι 16,19 και 22mm, η δε εφελκυστική αντοχή του υλικού τους είναι 500MPa. Η επιλεγόμενη διάμετρος των ήλων δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλούνται, δηλαδή του άνω πέλματος της σιδηροδοκού και το ύψος μεγαλύτερο από 3 φορές την διάμετρο του ήλου.



Σχήμα 6.17: Διαστάσεις ήλων

Έχουμε επιλέξει:

- $d = 19\text{mm} < 2.5 \cdot 8\text{mm} = 20\text{mm}$
- $h = 100\text{mm} \leq h_{\text{ολ}} - c = 125 - 25 = 100\text{mm}$
 $> h_{\text{χαλυβδόφυλλου}} = 73\text{mm}$
 $> 3d = 3 \cdot 19 = 57\text{mm}$
- Εφελκυστική αντοχή = $500\text{MPa} \leq 500\text{MPa}$

Αντοχή ήλου:

$$P_{Rd} = \min \{ P_{v,Rd}; P_{b,Rd} \} = \min \left\{ \frac{0,80 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v}; \frac{0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right\} \quad (6.5)$$

όπου:

$P_{v,Rd}$	η αντοχή ήλου σε διάτμηση
$P_{b,Rd}$	η αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας
$\gamma_v = 1,25$	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας
a	η απόσταση : $a = 0,20 \cdot (h/d + 1)$ για $3 \leq h/d \leq 4$ $a = 1$ για $4 < h/d$
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος
$E_{cm} = 30,50 \text{ GPa}$	το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$P_{v,Rd} = \frac{0,80 \cdot 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \pi \cdot \frac{(1,9\text{cm})^2}{4}}{1,25} = 90,75\text{kN}$$

$$P_{b,Rd} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot (1,90\text{cm})^2 \cdot \sqrt{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3050 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}{1,25} = 73,13 \text{ kN}$$

- $P_{b,Rd} = 73,13\text{kN}$ η ελάχιστη από τις δύο

Μειωτικός συντελεστής k_t για αυλακώσεις κάθετες στην δοκό :

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

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} \quad (6.6)$$

με τους εξής περιορισμούς:

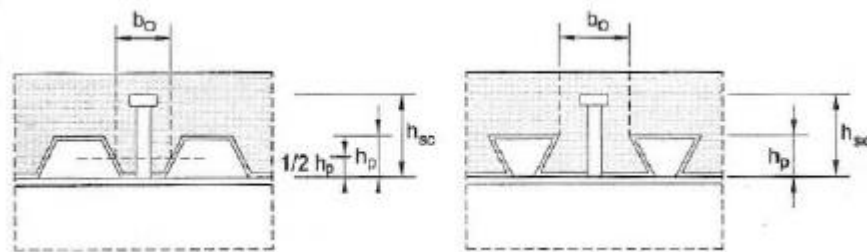
- N_r αριθμός διατμητικών ήλων (ένας ή περισσότεροι) σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη δοκό αλλά στους υπολογισμούς λαμβάνεται πάντα ≤ 2

Έστω $N_r = 1$

- $h_p = 50 \text{ mm} < 85 \text{ mm}$

- b_0 μέσο πλάτος των αυλακώσεων όπως φαίνεται παρακάτω

$$b_0 = \frac{95,5 + 50}{2} = 72,75 \text{ mm}$$



Σχήμα 6.18: Επεξήγηση συμβολισμών διαστάσεων σύμμικτης πλάκας

- $d = 19 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm}$ για συγκόλληση, διαμέσου οπών στα φύλλα, των ήλων απευθείας στη δοκό

- $k_{t,max} = 0,75$ αφού ισχύει $N_r = 1$ και πάχος χαλυβδόφυλλου $0,75 \text{ mm} \leq 1 \text{ mm}$

Αριθμός ήλων σε κάθε νεύρωση	Πάχος φύλλου σε mm	Συγκόλληση διαμέσου των φύλλων	Συγκόλληση απευθείας στη δοκό
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

Σχήμα 6.19: Απαιτήσεις διατμητικής σύνδεσης

$$\bullet k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{72,25}{73} \cdot \left(\frac{125}{73} - 1\right) = 0,50 \leq k_{t,max}$$

Άρα $P_{Rd} = 73,13 \cdot 0,50 = 36,6 \text{ kN}$

$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = Z^+ = 561,65 \text{ kN}$

Αριθμός ήλων = $561,65 / 36,6 = 15,34 = 16$ ήλοι

Κρίσιμο Μήκος: $480/2 = 240\text{cm}$

$e_L = 240/16 = 15\text{cm}$ για τοποθέτηση 1 ήλου

Οι άξονες δύο διαδοχικών νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου που έχει τοποθετηθεί απέχουν $18,75\text{cm}$ άρα η πιο πάνω σύνδεση δεν είναι εφικτή. Οπότε θα τοποθετήσουμε 2 ήλους με $d = 16\text{mm}$ και $h = 100\text{mm}$

- $d = 16\text{mm} < 2.5 \cdot 8\text{mm} = 20\text{mm}$ e
- $h = 100\text{mm} \leq h_{ολ} - c = 125 - 25 = 100\text{mm}$

$$> h_{\text{χαλυβδόφυλλου}} = 73\text{mm}$$

$$> 3d = 3 \cdot 16 = 48\text{mm}$$

- $P_{b,Rd} = 51,85\text{kN}$
- $K_t = 0,50$

Άρα $P_{Rd} = 51,85 \cdot 0,50 = 25,9\text{kN}$

$$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = Z^+ = 561,65\text{ kN}$$

Αριθμός ήλων = $561,65 / (25,9 \cdot 2) = 10,8 = 11$ ήλοι

Κρίσιμο Μήκος: $480/2 = 240\text{cm}$

$e_L = 240/11 = 22\text{cm} > 18,75\text{cm}$



Ελάχιστες αποστάσεις

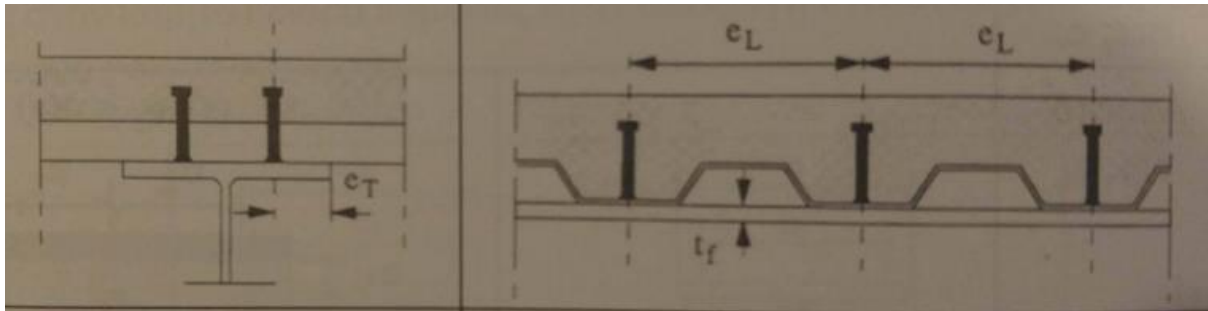
Διαμήκης απόσταση:

- $\min e_L = 5 \cdot d = 80\text{mm}$
- $\max e_L = \min\{6 \cdot (h_c + h_p) ; 800\text{mm}\} = \min\{750; 800\} = 750\text{mm}$
- $80\text{mm} < e_L < 750\text{mm}$

Εγκάρσιες αποστάσεις:

- Απόσταση από την άκρη του πέλματος: $\max e_T < 9 \cdot t_f \cdot \epsilon = 72 \text{ mm}$
- Απόσταση μεταξύ ήλων: $\max e_D = \min\{6 \cdot (h_c + h_p) ; 800 \text{ mm} ; 15 \cdot t_f \cdot \epsilon\} = 120 \text{ mm}$

Επιλέγεται απόσταση από άκρο $e_L = 50 \text{ mm}$ και μεταξύ ήλων $e_L = 80 \text{ mm}$



Σχήμα 6.20: Επεξήγηση συμβολισμών ελάχιστων αποστάσεων

6.4 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων μεταλλικής κατασκευής με κλίση 30%

Έχουν επιλεγθεί κυκλικές διατομές CHS 48.3x3.2. Θα ελεγχτούν οι σύνδεσμοι που είναι τοποθετημένοι κατά την κατεύθυνση Z στο αριστερό μέρος της κατασκευής με μήκος 5.90m.

mm	cm	CHS 48.3x3.2	
		Geometry	Section properties
			$I_y = I_z = 1.16E+5 \text{ mm}^4$
$D = 48.3 \text{ mm}$			$W_{y,el} = W_{z,el} = 4800 \text{ mm}^3$
$T = 3.2 \text{ mm}$			$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 6520 \text{ mm}^3$
$A = 453 \text{ mm}^2$			$i_y = i_z = 16 \text{ mm}$
$A_L = 0.152 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$			$I_t = 2.32E+5 \text{ mm}^4$
$G = 3.56 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$			$C_t = 9590 \text{ mm}^3$

Σχήμα 6.21: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής CHS 48.3x3.2

Οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασόμενης φοράς αναλαμβάνονται μόνο από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων.

Η εφελκυστική αξονική καταπόνηση ισούται με

$$N_{ed} = 51,05 \text{ kN}$$

Περιορισμός λυγηρότητας

$$L_{cr} = 0.5 \cdot 5.90 = 2.95 \text{ m}$$

$$1.30 \leq \lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 2.00 \Rightarrow 1.30 \leq \lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} l_{cr} \leq 2.00 \Rightarrow$$

$$1.30 \leq \lambda = \sqrt{\frac{4.53 \cdot 23.5}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 11.6}} 295 \leq 2.00 \Rightarrow 1.30 \leq \lambda = 1.96 \leq 2.00$$

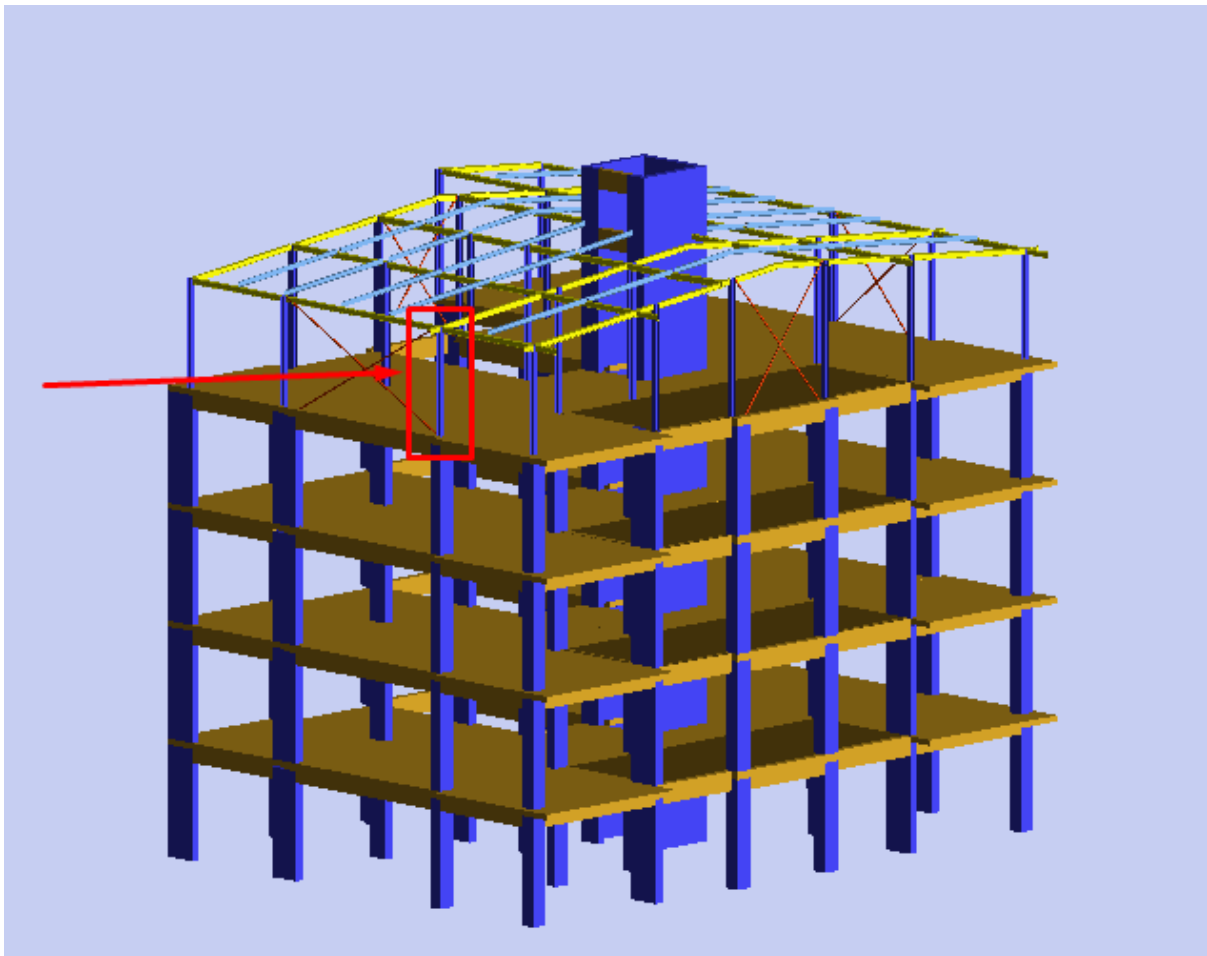
Έλεγχος σε εφελκυσμό:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4.64 \cdot 23.5}{1.00} = 109.04 \text{ kN} > 51.05 \text{ kN}$$

6.5 Έλεγχος υποστηλώματος μεταλλικής κατασκευής με κλίση 10%:

Γενικά:

Σε αυτή την λύση τα υποστηλώματα είναι διατομής ΗΕΒ140. Στην εικόνα πιο κάτω φαίνεται το υποσύστημα που θα ελέγξουμε.



Σχήμα 6.22: Όψη Β – 3D

Εντατικά Μεγέθη:

- $N_{ed} = -31.56 \text{ kN}$
- $M_{ed,y} = -7.90 \text{ kN}$
- $M_{ed,z} = -2.53 \text{ kN}$
- $V_{ed,y} = -1.15 \text{ kN}$
- $V_{ed,z} = -4.37 \text{ kN}$

Κατηγορία Διατομής:

Η διατομή σύμφωνα με αυτά που αναφέραμε πριν κατά τον έλεγχο κατηγορίας διατομών προκύπτει και για κορμό και για πέλμα κατηγορίας 1 και ως εκ τούτου οι έλεγχοι που θα γίνουν θα είναι πλαστικοί.

Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 η πλαστική αντοχή σε τέμνουσα της διατομής δίνεται από τον τύπο :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}, \text{ όπου } A_v \text{ το εμβαδό της διατομής σε διάτμηση} \quad (6.7)$$

Για τον άξονα Y όπου τα πέλματα παραλαμβάνουν την διάτμηση :

$$A_v = 33,2 \text{ cm}^2 \quad (6.8)$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{33,2 \cdot 23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 450,45 \text{ kN}$$

Για τον άξονα Z όπου τα πέλματα παραλαμβάνει ο κορμός:

$$A_v = 11,76 \text{ cm}^2 \quad (6.9)$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{11,76 \cdot 23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 156,56 \text{ kN}$$

Επειδή $V_{Ed,y} < 0.5V_{pl,Rd,y}$ και $V_{Ed,z} < 0.5V_{pl,Rd,z}$ δεν χρειάζεται απομείωση ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Έλεγχος επίδρασης της αξονικής στην αντοχή σε ροπή κάμψης:

$$N_{pl,Rd} < \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1010.5 \text{ kN} \quad (6.10)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I ή άλλες διατομές με πέλματα αν ισχύουν τα ακόλουθα κριτήρια δε χρειάζεται να γίνεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης:

$$1. N_{ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 252.62 \text{ kN} \text{ και } N_{ed} < \frac{0.50 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 115.14 \text{ kN}$$

$$2. N_{ed} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 230.3 \text{ kN}$$

Οπότε δεν χρειάζεται της ροπής αντοχής κατά τους άξονες Y και Z λόγω αξονικής.

Διαξονική κάμψη:

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στη περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^b \leq 1 \quad (6.11)$$

Όπου για διατομές I και H:

$$a=2 \quad b=\max(N_{Ed}/N_{pl,Rd}; 1) = 1$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 50,76 \text{ kNm} \quad M_{ed,y} = -7,90 \text{ kN}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 18.45 \text{ kNm} \quad M_{ed,z} = -2,53 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{οπότε } \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^b = 0,16 \leq 1$$

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Κρίσιμο μήκος λυγισμού: $L_{cr,z} = L_{cr,y} = 2.80 \text{ m}$

Λυγηρότητα:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \quad (6.12)$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y} \cdot 1}{i \cdot \lambda_1} = \frac{280}{93,9 \cdot 5,93} = 0.502 \quad (6.13)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z} \cdot 1}{i \cdot \lambda_1} = \frac{280}{93,9 \cdot 3,58} = 0.832$$

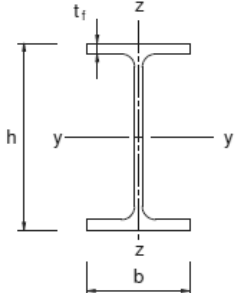
Μειωτικοί συντελεστές χ:

$h/b = 1 < 1.20$ και $t_f < 100\text{mm}$

Σύμφωνα με τον πιο κάτω πίνακα οι καμπύλες που θα χρησιμοποιηθούν είναι:

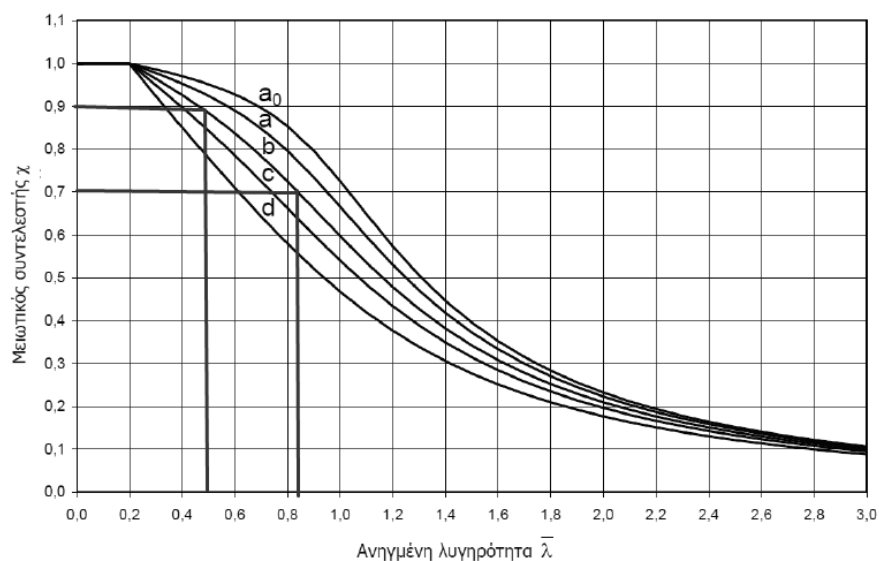
- y-y : Καμπύλη b
- z-z : Καμπύλη c

Επιλογή καμπύλης λυγισμού (EN1993-1-1 Πίν. 6.2):

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S235 S275 S355 S420	S460	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀	
		$t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c

Σχήμα 6.23: Πίνακας επιλογής καμπύλης λυγισμού

Καμπύλες λυγισμού (EN 1993-1-1 Σχ. 6.4):



Σχήμα 6.24: Καμπύλες λυγμού

$$\chi_y = 0.90$$

$$\chi_z = 0.68$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{b,Rd} = 687.14 \text{ kN} > N_{ed}$$

Τα αποτελέσματα αυτά επαληθεύονται και από τα αποτελέσματα του προγράμματος.

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	$\kappa^* a 0^* L$ [m]	λ [/]	$\lambda 1$ [/]	$\lambda / \lambda 1$ [/]	x [/]
y	b	0.34	2.80	47.22	93.91	0.503	0.883
z	c	0.49	2.80	78.21	93.91	0.833	0.642

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Η κρίσιμη ελαστική ροπή δίνεται από τον τύπο:

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_T)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_T)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (c_2 \cdot z_g - c_3 \cdot z_f)^2 \right]^{0.5} - (c_2 \cdot z_g - c_3 \cdot z_f) \right\} \quad (6.14)$$

όπου,

C_1, C_2, C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

I_T η σταθερά στρέψης

I_w η σταθερά στρέβλωσης

$L = 3500 \text{ cm}$ το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

$z_g = z_2 - z_1$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

z_a η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

k και k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου τμήματος

$z_j = 0$ για διατομές διπλής συμμετρίας

Στην περίπτωση μας το κέντρο διάτμησης ταυτίζεται με το κέντρο βάρους της διατομής και η φόρτιση του υποστυλώματος είναι κεντρική ($z_a = z_s = z_g = 0$). Επίσης οι διατομή είναι διατομή διπλής συμμετρίας. Τελικός ο τύπος απλοποιείται σε :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_T)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_T)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5} \right\}$$

$$M_{cr} = \frac{1,879 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 550}{280^2} \cdot \left(\frac{22480}{550} + \frac{280^2 \cdot 8077 \cdot 20,1}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 550} \right)^{0,5} = 337,47 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = 0,386$$

$\lambda_{LT} > 0,20$ άρα απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Σχήμα 6.25: Συντελεστής ατελειών

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\Rightarrow \Phi_{LT} = 0,5911$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0,96 < 1$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης κάμψης-θλίψης με την μέθοδο 2:

3.3.2 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{θ} με τη μέθοδο 2 (EN1993-1-1 Παρ. Β)

Πίνακας Β.1: Μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I και RHS	$C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$	$C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I και RHS	k_{zz}	0,6 k_{zz}
k_{zy}	διατομές I και RHS	0,8 k_{yy}	0,6 k_{yy}
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.


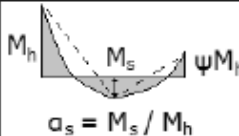
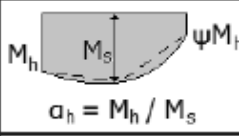
Σχήμα 6.26: Συντελεστές αλληλεπίδρασης με την β μέθοδο

Πίνακας Β.2: Μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Σχήμα 6.27: Συντελεστές αλληλεπίδρασης με την β μέθοδο

Πίνακας Β.3: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροής (Πίν. Β.1 και Β.2)

Διάγραμμα ροής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$		
 ψM_h $a_s = M_s / M_h$	$0 \leq a_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	
	$-1 \leq a_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	
 ψM_h $a_h = M_h / M_s$	$-1 \leq a_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	
		$0 \leq a_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$	
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$	
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Σχήμα 6.28: Συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροής

Σύμφωνα με τα παραπάνω και θεωρώντας τριγωνική κατανομή ροών:

$$C_{mLT} = C_{my} = 0,60$$

$C_{mz} = 0,90$ (θεωρώντας μεταθετό πλαίσιο)

$K_{yy} = 0,61$

$K_{zz} = 0,93$

$K_{zy} = 0,98$

$K_{yz} = 0,56$

Έλεγχος σε θλίψη και κάμψη:

3.3 Αντοχή μελών σταθερής διατομής υπό κάμψη και θλίψη (EN1993-1-1 §6.3.3):

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Τιμές για $N_{Rk} = f_y \cdot A_i$, $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$ (EN1993-1-1 Πίν. 6.7):

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$	Από Πίνακες Παραρτημάτων Α ή Β (EN 1993-1-1)			

$$\frac{\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0.23 \leq 1,00 \quad (6.15)$$

$$\frac{\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0.45 \leq 1,00 \quad (6.16)$$

⇒ Η διατομή επαρκεί

7 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Συνδέσεις Μελών

7.1 Γενικά

Στο παρών κεφάλαιο παρουσιάζονται μερικές από τις συνδέσεις των 3 προτάσεων-λύσεων. Δεν παρουσιάστηκαν όλες οι συνδέσεις το λύσεων αλλά παρουσιάστηκαν ενδεικτικά μερικές συνδέσεις από κάθε λύση. Όλες οι συνδέσεις έγιναν μέσω του προγράμματος μεταλλικών συνδέσεων του FESPA.

Τα μέρη μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν προκατασκευασμένα τμήματα, που μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Σημαντικό λοιπόν κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της

Η σύνδεση τους αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική ώστε να μεταφέρονται κατάλληλα και σωστά τα φορτία στα θεμέλια. Επίσης πρέπει να μπορούν να παρέχουν την δυνατότητα ανάπτυξης όλης της πλαστικής ικανότητας των μελών για να εκμεταλλευτούμε όσο το δυνατό καλύτερα την αντοχή και την πλαστιμότητα των χαλύβδινων μελών.

Υπάρχουν 2 κατηγορίες τρόπου σύνδεσης :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα : κοχλίες, ήλοι, πείροι κ.τ.λ.
- Συγκολλήσεις : εσωραφές και εξωραφές.

Επίσης μπορούμε να τις κατηγοριοποιήσουμε ανάλογα με τα φορτία που μπορούν να αναλάβουν:

1. Συνδέσεις ροπής

- την κοχλιωτή σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα μέσω μετωπικής πλάκας
- την κοχλιωτή σύνδεση δοκού με δοκό μέσω μετωπικής πλάκας
- την σύνδεση έδρασης υποστυλώματος σε πέδιλο από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω αγκυρίων.

2. Συνδέσεις τέμνουσας

- την κοχλιωτή σύνδεση δοκού στο πέλμα υποστυλώματος μέσω γωνιακών ελασμάτων
- την κοχλιωτή σύνδεση δοκού στον κορμό υποστυλώματος μέσω γωνιακών ελασμάτων
- την κοχλιωτή σύνδεση δοκού με δοκό μέσω γωνιακών ελασμάτων.

3. Σύνδεση αξονική

- την κοχλιωτή ή με συγκόλληση σύνδεση διαγωνίου μέλους.

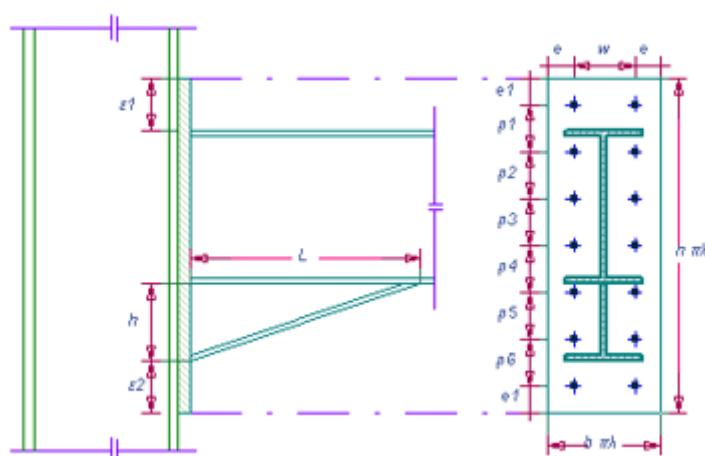
Στη παρούσα διπλωματική εργασία θα δειχθούν ενδεικτικά οι συνδέσεις:

- Κύριας δοκού HEB160 σε υποστύλωμα IPE160 με σύνδεση ροπής.
- Σύνδεσης τέμνουσας υποστηλώματος HEB140 IPE140.
- Δοκού IPE160 με IPE160 στην αλλαγή κλίσης.
- Σύνδεση διαγώνιου.
- Έδραση υποστυλώματος.

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής σε φορτία γίνονται και έλεγχοι για ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών. Παρακάτω παρουσιάζεται πίνακας ε ελάχιστες αποστάσεις όπως ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 1.8:

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
p_1	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
p_2	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Σχήμα 7.1: Ελάχιστες-Μέγιστες αποστάσεις κοχλιών



Σχήμα 7.2: Επεξήγηση αποστάσεων

Ακόμη παραθέτονται οι κοχλίες η ποιότητα τους και τα όρια θραύσης και διαρροής :

Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Σχήμα 7.3: Ποιότητα Κοχλιών και μηχανικά χαρακτηριστικά

7.2 Κοχλιωτή σύνδεση ροπής δοκού υποστυλώματος στην μεταλλική κατασκευή με κεκλιμένη στέγη κλίσης 30% κατά την διεύθυνση Χ:

Η σύνδεση επιλέχθηκε να είναι σύνδεση ροπής. Κατά την διεύθυνση Χ του μεταλλικού φορέα έγιναν δοκιμες με χιαστί συνδέσμους και χωρίς. Επιλέχθηκε η χρήση

και χιαστί συνδέσμων και συνδέσεων ροπής για μείωση των μετακινήσεων σε αυτή την διεύθυνση.

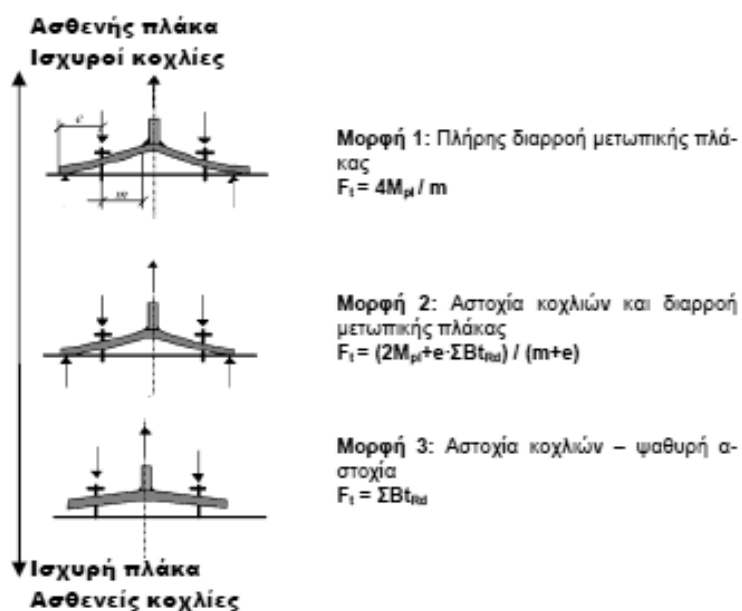
Έγιναν οι παρακάτω έλεγχοι επάρκειας για την σύνδεση σε ροπή:

1. Κορμός Στύλου σε Τέμνουσα
2. Κορμός Στύλου σε Θλίψη
3. Κορμός Στύλου σε Εφελκυσμό
4. Πέλμα Στύλου σε Κάμψη
5. Μετωπική Πλάκα σε Κάμψη
6. Κορμός και Πέλμα Δοκού σε Θλίψη
7. Έλεγχος Βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σαν ομάδες. Εξετάζονται τρεις πιθανοί τρόποι αστοχίας
 - ☐ Αστοχία Πέλματος του Βραχέος Ταυ
 - ☐ Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος
 - ☐ Αστοχία των κοχλιών
8. Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

Η μέθοδος των «Βραχέων T»:

Για τους ελέγχους αντοχής της μετωπικής πλάκας σε κάμψη και του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη εφαρμόζεται η μέθοδος των «Βραχέων T» και ελέγχονται όλες οι πιθανές μορφές / μηχανισμοί αστοχίας.

Οι πιθανές μορφές αστοχίας ενός Βραχέως T είναι οι ακόλουθες:



Σχήμα 7.4: Μορφές βραχέων Ταυ

Ελέγχοι για αντοχή της πλάκας σε διάτμηση:

1. Αντοχή των κοχλιών σε τέμνουσα
2. Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

Σε κάθε σειρά κοχλιών προκύπτει η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα και η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης.



Παρακάτω παρουσιάζονται τα γεωμετρικά στοιχεία των χαλύβδινων μελών που αποτελούν τα μέλη της σύνδεσης όπως παρουσιάζονται μέσα από το πρόγραμμα μεταλλικών συνδέσεων του FESPA:

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία υποστρώματος

Όνομα διατομής	HEB 160
Ύψος διατομής [h]	160.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	160.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	13.00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 160
Ύψος διατομής [h]	160.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	82.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	7.40 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.3 Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	160.00 mm
Ύψος πλάκας	381.10 mm
Πάχος πλάκας	16.00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	4.00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	6.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.4 Ενίσχυση κάτω πέλματος

Ύψος κάτω	70.00 mm
Πάχος κορμού	5.00 mm
Μήκος πέλματος	82.00 mm
Πάχος πέλματος	7.40 mm
Μήκος κάτω	280.00 m
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.5 Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	6.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	600 MPa
Όριο διαρροής [fy]	480 MPa
Όνομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16.00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2.00 mm
Επιφάνεια [As]	201.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157.00 mm ²

Συνολικές αντοχές του κόμβου στην κρίσιμη φόρτιση:

Λόγοι ικανότητας έναντι ροπής και τέμνουσας.

$$m_j = \frac{M_{bl}}{M_{jRd}} \leq 1, \quad v_j = \frac{V_{bl}}{V_{jRd}} \leq 1$$

(7.1)

Ορθή τάση στη συγκόλληση του πέλματος της δοκού με την μετωπική πλάκα [MPa].

$$\sigma_w \leq \sigma_{wRd} = \frac{f_y}{\gamma_{M2}} \quad (7.2)$$

Λόγοι ικανότητας (λόγοι εκμετάλλευσης αντοχής) έναντι ροπής και τέμνουσας:

$$m_j = \frac{M_{b1}}{M_{jRd}} \leq 1, v_j = \frac{V_{b1}}{V_{jRd}} \leq 1 \quad (7.3)$$

Διατμητική τάση στη συγκόλληση του κορμού της δοκού με τη μετωπική πλάκα [MPa]:

$$\tau_w \leq \tau_{wRd} = \frac{f_y}{\beta * \sqrt{3} * \gamma_{M2}} \quad (7.4)$$

Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	k,wc	Mb2 (kNm)	Mb1 (kNm)	β	Vb1 (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd
38	-50.90	-6.97	1.00	0.00	-18.49	1.00	30.91	-52.59	374.72	0.35	0.08	114.25	23.11	0.40	0.11
39	-48.46	-6.54	1.00	0.00	-17.75	1.00	29.78	-52.59	374.72	0.34	0.08	109.48	22.26	0.38	0.11
40	-58.74	-6.95	1.00	0.00	-22.29	1.00	38.28	-52.59	374.72	0.42	0.10	136.94	28.62	0.48	0.14

Σχήμα 7.5: Κρίσιμη φόρτιση

Ανάλυση κρίσιμης φόρτισης:

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ (kN)																	
ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ											ΔΙΑΤΜΗΣΗ						
σειρά	2Bt,Rd	Ft_lim, v,wp	Ft_lim, c,wc	Ft_lim, c,fb	Ft_lim, t,fc	Ft_lim, t,wc	Ft_lim, t,ep	Ft_lim, t,wb	Ft_lim, 1.9Bt,Rd	Fti,Rd	a	2Fv,Rd	2Fb,Rd	Fvi,Rd			
1	135.6	411.3	466.6	1444.3	135.6	M3j	424.0	i	118.0	M2j		118.0	100%	115.8	273.7	43.9	
2	135.6	293.4	348.6	1326.3	135.6	M3j	369.1	q1	135.6	M3j	238.1	i	135.6	69%	115.8	368.6	33.1
3	135.6	157.7	213.0	1190.7	117.5	M2,q2	293.2	q2	101.6	M2,q2	127.3	q2	80.4	41%	115.8	368.6	66.8
4	135.6	77.3	132.6	1110.3	135.6	M3j	269.8	q1	135.6	M3j	160.6	q3	21.3	11%	115.8	368.6	102.8
5	135.6														115.8	368.6	115.8

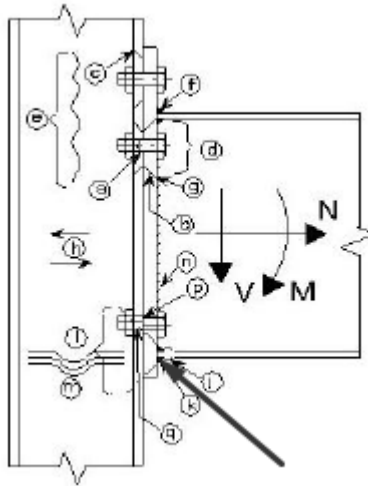
σε μορφή ποσοστών [%] Μέγιστης Αντοχής σειρές κοχλιών

Μέγιστη Εφελκυστική Αντοχή σειρές κοχλιών: 2*Bt,Rd = 2*67.8 kN = 135.6 kN
Μέγιστη Διατμητική Αντοχή σειρές κοχλιών: 2*Fv,Rd = 2*57.9 kN = 115.8 kN

Σχήμα 7.6: Ανάλυση κρίσιμης φόρτισης

Κατά της εφαρμογή αρνητικής ροπής στον κόμβο πάνω από το κέντρο θλίψης που φαίνεται με κόκκινο βέλος στην πιο κάτω εικόνα παρουσιάζονται εφελυστικές δυνάμεις ενώ κάτω από το κέντρο θλίψης, θλιπτικές δυνάμεις οι οποίες εξετάζονται αναλυτικά στην ανάλυση κρίσιμης φόρτισης.

Επίσης η ονοματολογία σειρών είναι ανάλογα με την απόστασή από το κέντρο θλίψης με την νούμερο 1 να είναι η πιο μακρινή στο πάνω μέρος.



Σχήμα 7.7: Σημεία ελέγχου

Οι συμβολισμοί επεξηγούνται παρακάτω:

Εφελκυσμός:

- 2Bt: Εφελκυστική αντοχή σειράς κοχλιών [kN] (Θέση a)
- $F_{t,v,wp}$: Εφελκυστικό όριο λόγω τέμνουσας του κορμού του υποστυλώματος [kN] (Θέση h)

Για την 1η σειρά κοχλιών :

$$F_{t,v,wp} = V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (7.5)$$

- $F_{t,c,wc}$: Εφελκυστικό όριο λόγω θλίψης του κορμού του υποστυλώματος [kN] (Θέση j)

Για την 1η σειρά κοχλιών :

$$F_{t,c,wc} = F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc} * k_{wc}}{\gamma_{M0}} \quad (7.6)$$

- $F_{t,c,fb}$: Εφελκυστικό όριο λόγω θλίψης του πέλματος της δοκού [kN] (Θέση i)

Για την 1η σειρά κοχλιών:

$$F_{t,c,fb} = F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{h - t_{fb}} \quad (7.7)$$

- $F_{t,t,fc}$: Εφελκυστικό όριο λόγω εγκάρσιας κάμψης του πέλματος του υποστυλώματος (Βραχύ-Τ)[kN] (Θέση c)

- $F_{t,t,wc}$: Εφελκυστικό όριο λόγω εγκάρσιου εφελκυσμού του κορμού του υποστυλώματος (Βραχύ-Τ) [kN] (Θέση e)
- $F_{t,t,ep}$: Εφελκυστικό όριο λόγω κάμψης της μετωπικής πλάκας (Βραχύ-Τ) (Θέση b)
- $F_{t,t,wb}$: Εφελκυστικό όριο λόγω εφελκυσμού του κορμού της δοκού (Βραχύ-Τ) [kN] (Θέση d)

$$F_{t,t,wb} = F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} * t_{wb} * f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (7.8)$$

- F_{ti} Τελική (κρίσιμη) διαθέσιμη δύναμη σειράς. Προκύπτει ως ελάχιστη τιμή των προηγούμενων [kN]

Διάτμηση:

- $2F_v$: Διατμητική αντοχή σειράς κοχλιών [kN] (Θέση ρ)

$$F_v = F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \quad (7.9)$$

- $2F_b$: Αντοχή σύνθλιψης άντυγας σειράς [kN]. Είναι η ελάχιστη μεταξύ των τιμών αντοχής μετωπικής πλάκας και πέλματος σύλου. (Θέση q)

$$F_b = F_{b,Rd} = \frac{k_{1*} a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} \quad (7.10)$$

- F_{vi} : Τελική (κρίσιμη) διατμητική δύναμη σειράς. Προκύπτει σαν ελάχιστη τιμή από τα προηγούμενα [kN]. Λαμβάνεται υπόψη και η ταυτόχρονη παρουσία εφελκυσμού με βάση τον τύπο :

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (7.11)$$

Στροφική δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης:

Η στροφική δυσκαμψία ενός κόμβου πρέπει να προσδιορίζεται από τις ευκαμψίες των βασικών συστατικών μερών του, η κάθε μία από τις οποίες χαρακτηρίζεται από έναν ελαστικό συντελεστή δυσκαμψίας k_i .

Με βάση την παραδοχή που έχουμε κάνει κατά την επίλυση του φορέα, επιθυμούμε οι κόμβοι να είναι άκαμπτοι ώστε να μεταφέρουν επαρκώς τις ροπές. Πρέπει δηλαδή η

στροφική δυσκαμψία ενός κόμβου δοκού υποστυλώματος να είναι $S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} > 25$,

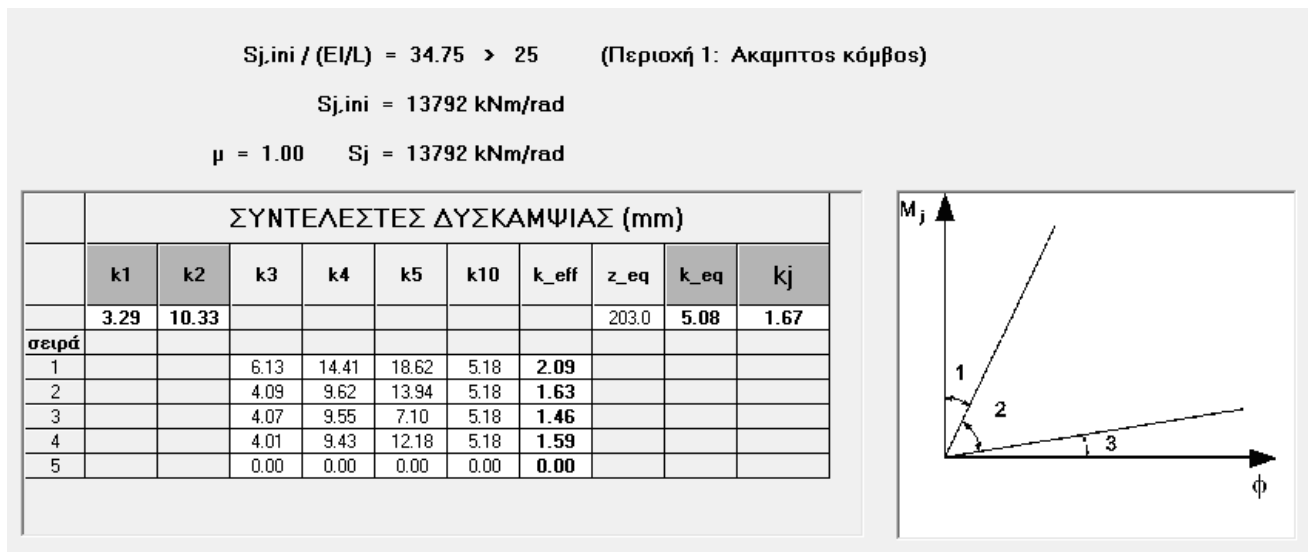
$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (7.12)$$

όπου:

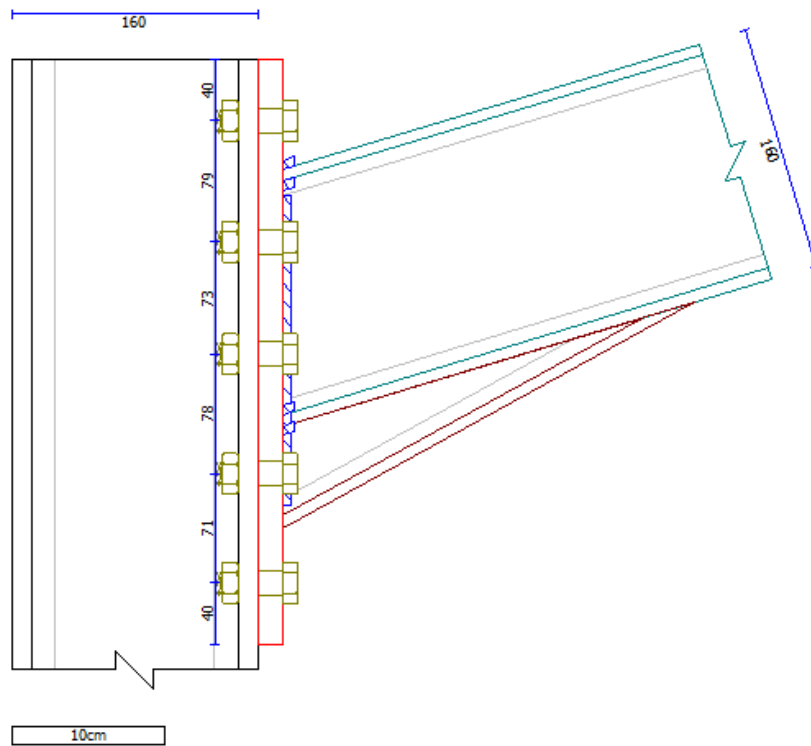
k_i ο συντελεστής δυσκαμψίας του βασικού συστατικού μέρους i

z ο μοχλοβραχίονας

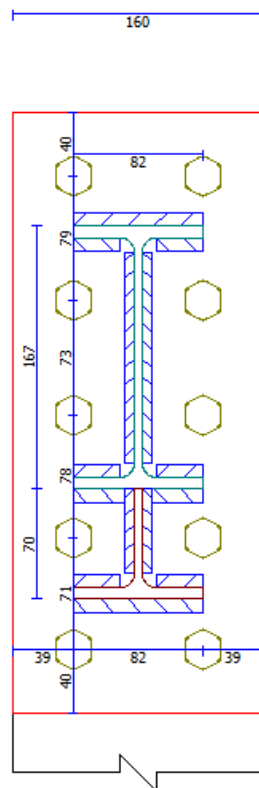
δηλαδή να είμαστε στο πρώτο κομμάτι του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων όπως φαίνεται πιο κάτω:



Σχήμα 7.8: Συντελεστές Δυσκαμψίας



Σχήμα 7.9: Όψη Α Σύνδεσης



Σχήμα 7.10: Όψη Β Σύνδεσης

7.3 Κοχλιωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος τέμνουσας στην μεταλλική κατασκευή με κεκλιμένη στέγη κλίσης 10% κατά την διεύθυνση Z:

Η σύνδεση επιλέχθηκε να είναι σύνδεση τέμνουσας. Κατά την διεύθυνση Z του μεταλλικού φορέα λόγω της ύπαρξης χιαστί συνδέσμων η σύνδεση θα είναι τέμνουσας. Αυτό συμβαίνει διότι η πλευρική ευστάθεια του φορέα εξασφαλίζεται μέσω των διαγώνιων συνδέσμων, οι οριζόντιες δυνάμεις δηλαδή απορροφούνται από την εφελκυσόμενη διαγώνιο.

Η σύνδεση αυτή πραγματοποιείται μέσω γωνιακού.



Στοιχεία σύνδεσης:

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 140
Υψος διατομής [h]	140.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	140.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	7.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	12.00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	12.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 140
Ύψος διατομής [h]	140.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	73.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	4.70 mm
Πάχος πέλματος [tf]	6.90 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	7.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.3 Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	6
Ύψος διατομής [h]	60.00 mm
Πάχος κορμού [t]	5.00 mm
Επιφάνεια [A]	5.82 cm ²
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	7.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.4 Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	112.20 mm
Ανοχή γωνιακού [a]	10.00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	13.90 mm

2.1.5 Δεδομένα κοχλιών (επί του υποστρώματος)

Ποιότητα κοχλιών	6.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	600 MPa
Όριο διαρροής [fy]	480 MPa
Όνομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16.00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2.00 mm
Επιφάνεια [As]	201.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157.00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	58
Απόσταση από άκρο [e2]	28
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

2.1.6 Δεδομένα κοχλιών (επί της δοκού)

Ποιότητα κοχλιών	6.8
Εφελκυστική αντοχή [f_u]	600 MPa
Όριο διαρροής [f_y]	480 MPa

Όνομασία κοχλία [I]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16.00 mm
Ανοχή κοχλία [d_0]	2.00 mm
Επιφάνεια [A_s]	201.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [A_n]	157.00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e_1]	27
Καθετη απόσταση [p_1]	58
Απόσταση από άκρο [e_2]	28
Οριζόντια απόσταση [p_2]	0

Υπολογισμός Αντοχών:

1. Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης τέμνουσας

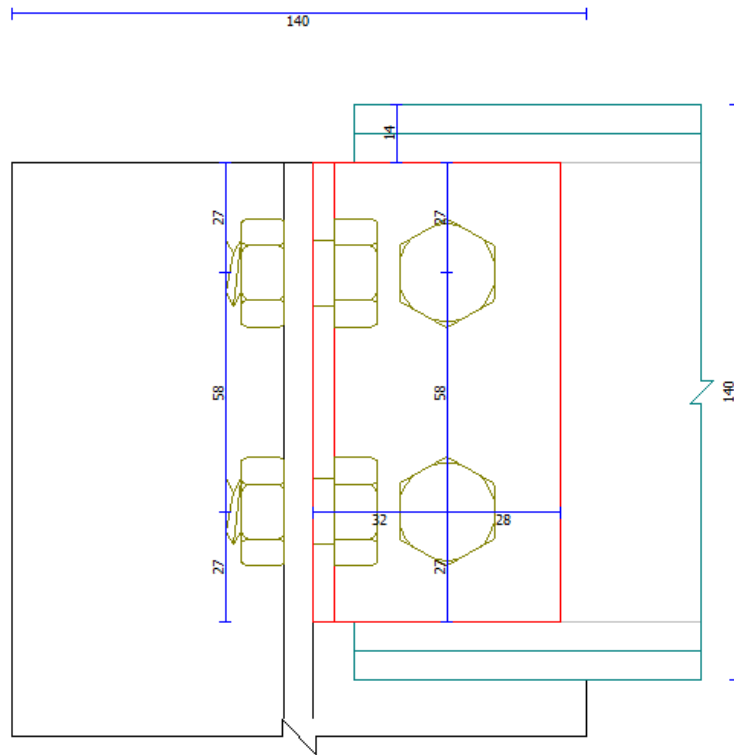
Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 21.94 \text{ kN}$

1.1 Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

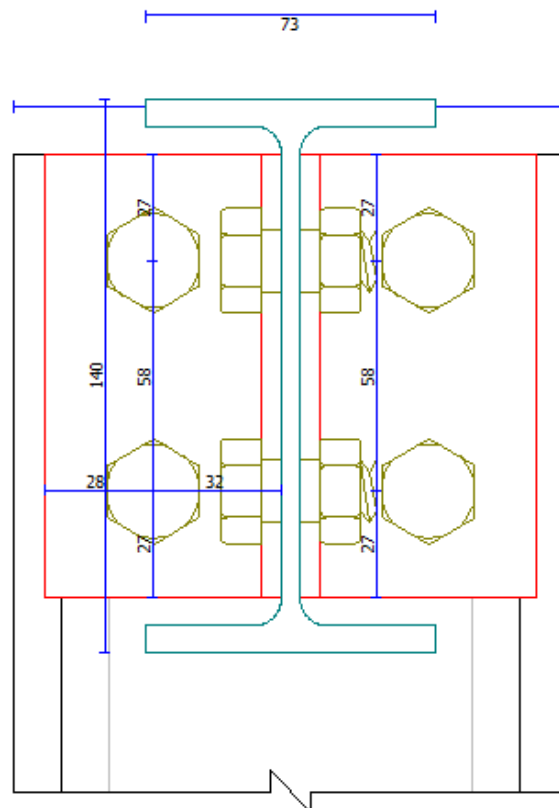
Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed} = 5.48 \text{ kN}$	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd} = 57.89 \text{ kN}$	$\geq 5.48 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd} = 28.80 \text{ kN}$	$\geq 5.48 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd} = 66.75 \text{ kN}$	$\geq 5.48 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 105.60 \text{ kN}$	$\geq 21.94 \text{ kN}$

1.2 Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 0.71 \text{ kNm}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 10.97 \text{ kN}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 12.25 \text{ kN}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 16.44 \text{ kN}$	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd} = 115.78 \text{ kN}$	$\geq 16.44 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 28.80 \text{ kN}$	$\geq 10.97 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 29.33 \text{ kN}$	$\geq 12.25 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 29.53 \text{ kN}$	$\geq 10.97 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 22.56 \text{ kN}$	$\geq 12.25 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd} = 152.23 \text{ kN}$	$\geq 21.94 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd} = 6.17 \text{ kNm}$	$\geq 0.71 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 105.60 \text{ kN}$	$\geq 21.94 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd} = 103.66 \text{ kN}$	$\geq 21.94 \text{ kN}$



Σχήμα 7.11: Όψη Α της Σύνδεσης



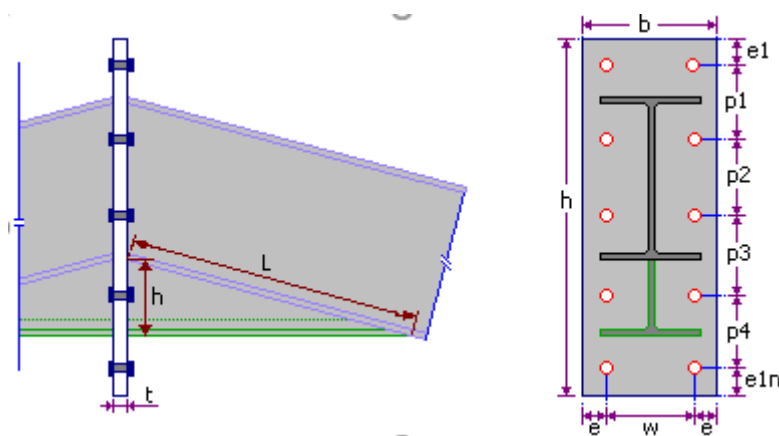
Σχήμα 7.12: Όψη Β της Σύνδεσης

7.4 Κοχλιωτή σύνδεση ροπής δοκού-δοκού στο σημείο αλλαγής κλίσης στην μεταλλική κατασκευή με κεκλιμένη στέγη κλίσης 30% κατά την διεύθυνση X:



Γενικά:

Επιλέχθηκε και σε αυτό το σημείο σύνδεση ροπής για να πραγματοποιείται επαρκώς η λειτουργία πλαισίων. Κατά την διεύθυνση X του μεταλλικού φορέα για καλύτερη ευστάθεια και μικρότερες μετατοπίσεις θα υπάρχουν και χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και συνδέσεις ροπής.



Σχήμα 7.13: Αποστάσεις Σύνδεσης

Δεδομένα των στοιχείων της σύνδεσης:

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 160
Υψος διατομής [h]	160.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	82.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	7.40 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.2 Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	118.00 mm
Υψος πλάκας	272.00 mm
Πάχος πλάκας	10.00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	4.00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	6.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.3 Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M12
Διάμετρος κοχλία [D]	12.00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	1.00 mm
Επιφάνεια [As]	113.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	84.30 mm ²

Κρίσιμη Φόρτιση:

Φόρτ.	Mb1 (kNm)	Vb1 (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd	Sj,ini / (EI/L)
27	18.99	2.32	23.16	203.65	0.82	0.01	177.40	2.28	0.62	0.01	25.77
28	-10.70	-21.24	-23.16	203.65	0.46	0.10	76.65	20.88	0.27	0.10	25.77

Σχήμα 7.15: Κρίσιμη φόρτιση

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ (kN)												
σειρά	ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ							ΔΙΑΤΜΗΣΗ				
	2Bt,Rd	Ft_lim, .c.fb	Ft_lim, .t.ep	Ft_lim, .t.wb	Ft_lim, 1.9Bt,Rd	Fti,Rd	a	2Fv,Rd	2Fb,Rd	Fvi,Rd		
5	72.8							65.1	172.8	65.1		
4	72.8	16.8	61.3	v2,g2	115.6	g3	18.0	16.8	17%	65.1	160.6	54.4
3	72.8	60.6	43.8	v2,g2	107.6	g2	45.4	43.8	42%	65.1	160.6	37.1
2	72.8	133.4	72.8	M3,i	165.9	i		72.8	67%	65.1	172.8	18.6
1	72.8	190.8	57.4	M2,i				57.4	100%	65.1	137.4	28.5

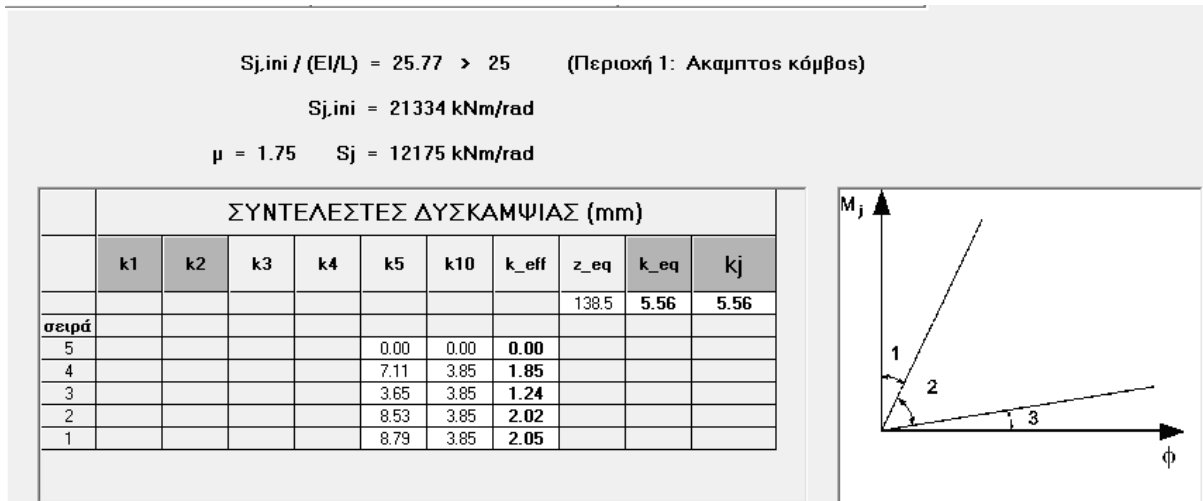
σε μορφή ποσοστών (%) Μέγιστη Αντοχής σειράς κοχλιών

Μέγιστη Εφελκυστική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Bt,Rd = 2*36.4 kN = 72.8 kN
Μέγιστη Διατμητική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Fv,Rd = 2*32.5 kN = 65.1 kN

Σχήμα 7.16: Ανάλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

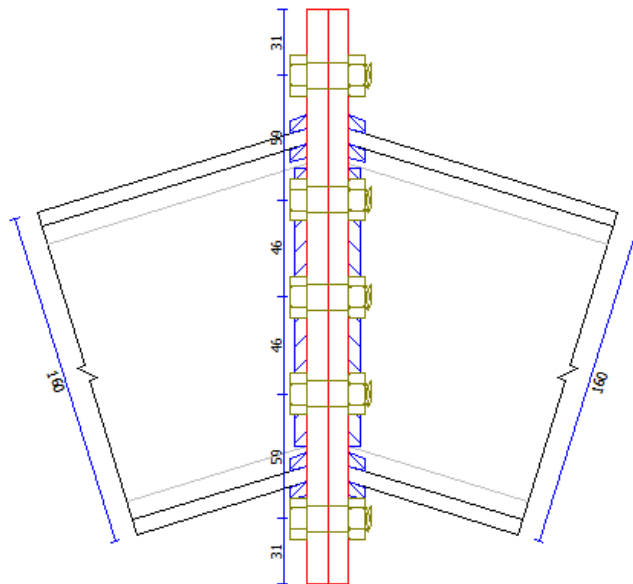
Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν για να προκύψουν τα μεγέθη αντοχής είναι οι ίδιοι που παρουσιάστηκαν και στον προηγούμενο έλεγχο ροπής.

Επίσης σύμφωνα με την πιο κάτω εικόνα μετά την διερεύνηση δυσκαμψίας ο κόμβος κατατάχθηκε ως άκαμπος όπως είχαμε προεκτιμήσει.

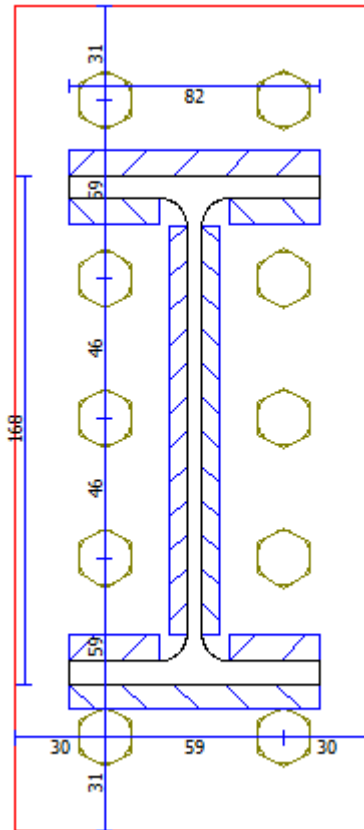


Σχήμα 7.17: Στροφική Δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης

Παρουσίαση σύνδεσης:

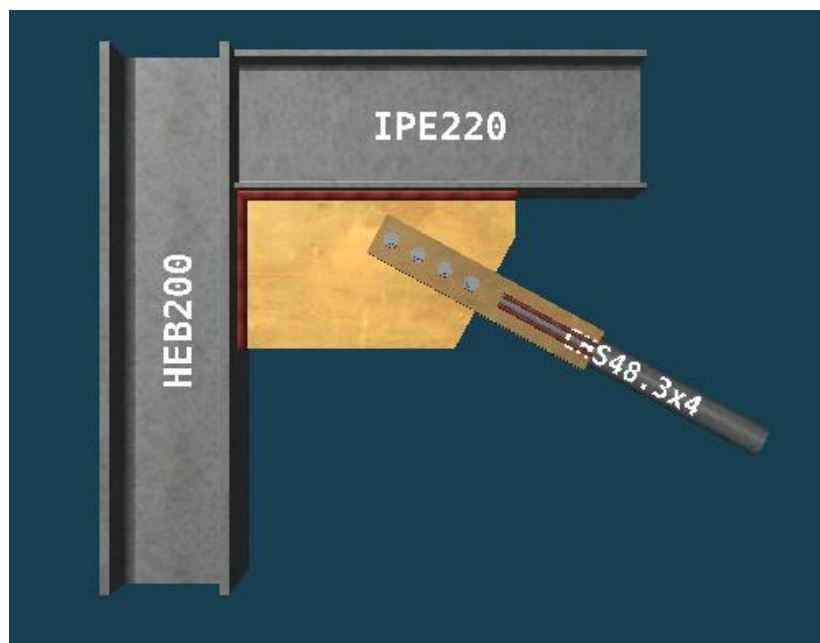


Σχήμα 7.18: Όψη Α Σύνδεσης



Σχήμα 7.19: Όψη Β Σύνδεσης

7.5 Σύνδεση διαγώνιου στο κτίριο με σύμμικτες πλάκες κατά την διεύθυνση Z:



2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία διαγωνίου μέλους

Όνομα διατομής	CHS 48.3x4
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 200
Υψος διατομής [h]	200.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	200.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	9.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	15.00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.3 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 220
Υψος διατομής [h]	220.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	110.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5.90 mm
Πάχος πέλματος [tf]	9.20 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	12.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.4 Δεδομένα κομβοελάσματος σύνδεσης

Μήκος κομβοελάσματος [Lx1]	452.7 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy1]	10.0 mm
Μήκος κομβοελάσματος [Lx2]	255.2 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy2]	10.0 mm
Πάχος κομβοελάσματος [t]	15.0 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.5 Δεδομένα κοχλιών (επί του διαγωνίου)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16.00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2.00 mm
Επιφάνεια [As]	201.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157.00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	1
Αριθμός στηλών κοχλιών	4
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	49
Απόσταση από άκρο [e2]	35
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Έλεγχος σύνδεσης:

1. Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου

Μέγιστη Αξονική δύναμη: $N_{Ed} = 97.11 \text{ kN}$

1.1 Ελεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή: $N_{pl,Rd} = 130.90 \text{ kN} \geq 97.11 \text{ kN}$

1.2 Αντοχή Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή: $N_{q,Rd} = 498.44 \text{ kN} \geq 97.11 \text{ kN}$

Αντοχή σε θραύση: $N_{qu,Rd} = 455.33 \text{ kN} \geq 97.11 \text{ kN}$

1.3 Έλεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ενδιάμ.Ελάσματος-Διαγωνίου

Διατμητική τάση συγκόλλησης:

$$\tau_w = 25.1 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης:

$$f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa} \geq 25.1 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):

$$N_{w,Rd} = 805.45 \text{ kN} \geq 97.11 \text{ kN}$$

1.4 Ελεγχοι κοχλίου

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:

$$F_{v,Ed} = 24.28 \text{ kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:

$$F_{v0,d,Rd} = 154.37 \text{ kN} \geq 24.28 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική):

$$F_{b,q,Rd} = 86.40 \text{ kN} \geq 24.28 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας Κομβοελάσματος

$$F_{b,p,Rd} = 86.40 \text{ kN} \geq 24.28 \text{ kN}$$

1.5 Έλεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη:

$$N_{x,Ed} = 85.36 \text{ kN}$$

Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη:

$$N_{y,Ed} = 46.31 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (οριζόντια):

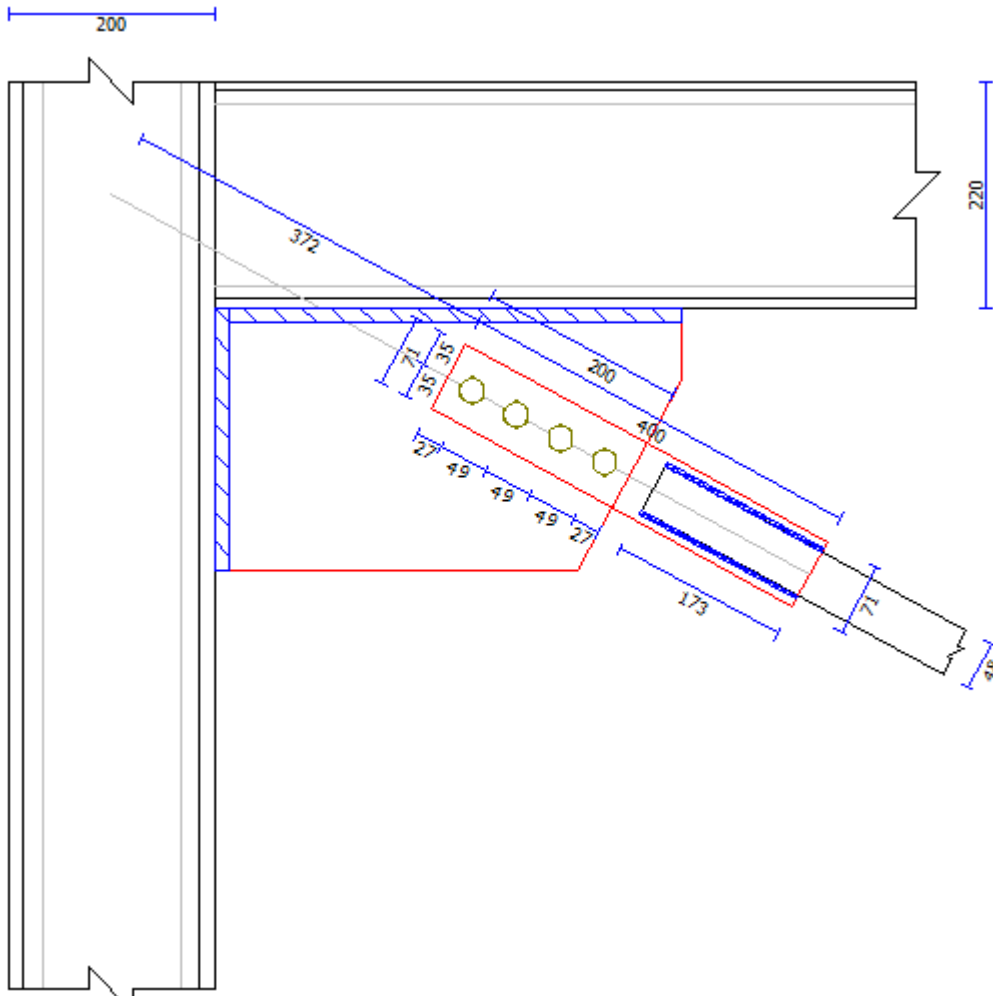
$$N_{px,Rd} = 1028.76 \text{ kN} \geq 85.36 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (κατακόρυφα):

$$N_{py,Rd} = 1069.24 \text{ kN} \geq 46.31 \text{ kN}$$

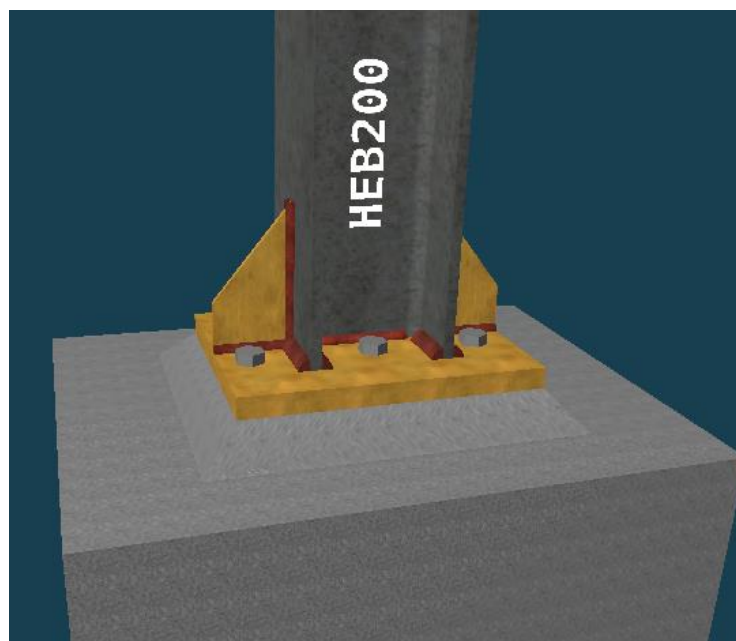
Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική):

$$N_{p,Rd} = 1170.40 \text{ kN} \geq 97.11 \text{ kN}$$



Σχήμα 7.20: Όψη σύνδεσης

7.6 Έδραση υποστυλώματος στο κτήριο με σύμμικτες πλάκες κατά :



Γενικά:

Η σύνδεση που γίνεται στο σημείο αυτό είναι σύνδεση ημιάκαμπτη έχει δηλαδή την δυνατότητα μερικής παραλαβής ροπών.

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 200
Υψος διατομής [h]	200.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	200.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	9.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	15.00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.2 Στοιχεία πλάκας έδρασης

Μήκος πλάκας	322.00 mm
Πλάτος πλάκας	416.00 mm
Πάχος πλάκας	30.00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	7.00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	11.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.3 Στοιχεία βάσης έδρασης

Μήκος βάσης έδρασης	644.00 mm
Πλάτος βάσης έδρασης	832.00 mm
Υψος βάσης έδρασης	832.00 mm
Ανύψωση βάσης έδρασης	50.00 mm
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25

2.1.4 Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος

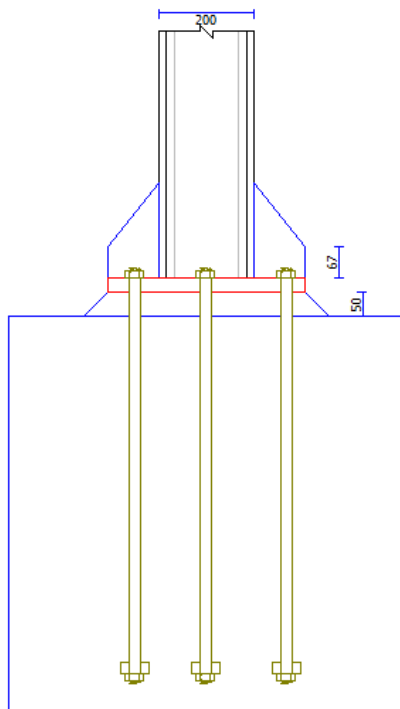
Υψος ελάσματος	200.00 mm
Πάχος ελάσματος	9.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.5 Δεδομένα αγκυρίων

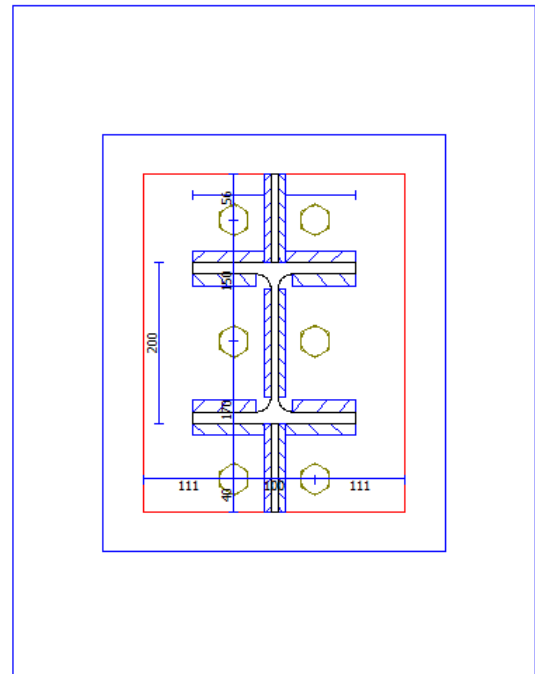
Ποιότητα αγκυρίων	6.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	600 MPa
Όριο διαρροής [fy]	480 MPa
Ονομασία αγκυρίου [/]	M24
Διάμετρος αγκυρίου [D]	24.00 mm
Ανοχή αγκυρίου [d0]	2.00 mm
Επιφάνεια [As]	452.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	353.00 mm ²

Κρίσιμη Φόρτιση:

Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	e/zi	Vc (kN)	Nj,Rd (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	ηj	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd
27	-23.54	21.41	9.83	5.41	-97.22	88.44	595.09	0.24	0.24	0.01	30.65	2.88	0.11	0.01
28	-63.94	-10.75	1.82	17.13	-623.23	-104.82	595.09	0.10	0.10	0.03	8.72	9.13	0.03	0.04
29	0.00	0.01	9.99	0.03	-24.99	81.76	595.09	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00
30	-0.14	0.11	8.05	0.06	-121.79	90.72	595.09	0.00	0.00	0.00	0.15	0.03	0.00	0.00
31	0.00	-0.01	9.99	0.03	22.16	72.52	595.09	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00
32	0.14	-0.11	4.90	0.06	89.06	66.33	595.09	0.00	0.00	0.00	0.18	0.03	0.00	0.00
33	-4.89	0.44	0.98	0.79	-824.78	74.86	781.06	0.01	0.01	0.00	0.07	0.42	0.00	0.00
34	-76.22	8.94	1.27	13.35	-745.16	87.42	595.09	0.10	0.10	0.02	4.30	7.12	0.01	0.03
35	-71.60	8.35	1.26	12.44	-746.87	87.13	595.09	0.10	0.10	0.02	3.96	6.63	0.01	0.03
36	-75.85	9.00	1.28	13.22	-741.81	87.98	595.09	0.10	0.10	0.02	4.43	7.05	0.02	0.03



Σχήμα 7.21: Όψη Α



Σχήμα 7.22: Όψη Β

8 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: Συμπεράσματα και συγκρίσεις λύσεων

8.1 Γενικά

Στο παρών κεφάλαιο θα γίνει μια σύγκριση των 4 προτεινόμενων λύσεων. Κατά την πτυχιακή αυτή έχουν διαστασιοποιηθεί και λυθεί 4 προτεινόμενες λύσεις για προσθήκη ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή. Η πρώτη αφορούσε προσθήκη ορόφου από σκυρόδεμα, η δεύτερη προσθήκη ορόφου με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτες πλάκες στην οροφή και οι άλλες δύο προσθήκες μεταλλικού σκελετού με διαφορετική κλίση οροφής. Σκοπός αυτής της διαδικασίας μετά την ανάλυση των θετικών και αρνητικών κάθε λύσης να καταλήξουμε στην λύση προσθήκης η οποία θα είναι συμφέρουσα σε κόστος σε δυναμική συμπεριφορά, αντοχή και χρόνο κατασκευής.

Τα κριτήρια σύγκρισης τα οποία θα αναλύσουμε είναι:

1. Βάρος
2. Μετακινήσεις οροφής
3. Ιδιομορφές – Ιδιοπεριόδοι
4. Ταχύτητα κατασκευής
5. Κόστος κατασκευής

8.2 Συγκρίσεις:

8.2.1 Σύγκριση βάρους κατασκευών:

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :4

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	7343.95	2895.45	
Φ10	5.80	3.60	
Φ12	788.50	699.50	
Φ14	702.90	849.75	
Φ16	699.90	1105.10	
Φ18	127.45	254.65	
Φ20	40.70	100.35	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	515.75	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	5908.40
Αφαιρούνται	[m ²]	6.05	Ογκος Σκυροδέματος	[m ³]	67.55
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	509.70	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	87.45

Σχήμα 8.1: Βάρος προσθήκης από μπετόν

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [I]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	72.80	4491.00
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE220	130.54	3651.08
3	ΤΕΓΛΑ	IPE180	83.47	1569.20
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CH548.3X5	19.59	85.59
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CH560.3X5	15.99	90.9
6	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	322.39	9886.88

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	229.65	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	1269.85
Αφαιρούνται	[m ²]	0.15	Ογκος Σκυροδέματος	[m ³]	20.70
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	229.50	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	61.35

Σχήμα8.2: Βάρος σύμμικτης προσθήκης

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB160	88.16	4420.79
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ160	121.12	1913.66
3	ΤΕΓΙΔΑ	ΙΡΕ140	85.20	1099.07
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CH548.3X3.2	42.31	150.64
5	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	336.79	7584.16

Σχήμα 8.3: Βάρος προσθήκης με μεταλλικό σκελετό και κλίση 30%

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB140	78.81	2739.36
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ140	135.44	1796.61
3	ΤΕΓΙΔΑ	ΙΡΕ120	84.88	882.75
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CH548.3X3.2	37.64	133.98
5	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	336.76	5552.70

Σχήμα 8.4: Βάρος προσθήκης με μεταλλικό σκελετό και κλίση 10%

Συνοπτικά έχουμε

1. Προσθήκη από μπετόν : 168875kg
2. Βάρος σύμμικτης προσθήκης: 61636 kg
3. Προσθήκη με μεταλλικό σκελετό και κλίση 30%: 7584kg
4. Προσθήκη με μεταλλικό σκελετό και κλίση 10%: 5553kg

Παρατηρείται τεράστια διαφορά στο βάρος της προσθήκης από μπετό σε σχέση με τις υπόλοιπες προσθήκες. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το βάρος του σκυροδέματος ανέρχεται στα 2500kg/m³ αλλά και στον υψηλό λόγω αντοχής/βάρους του δομικού χάλυβα που μας δίνει την δυνατότητα ανέγερση ανθεκτικών και ελαφριών κατασκευών.

Συγκρίνοντας τις υπόλοιπες λύσεις η σύμμικτη κατασκευή λόγω της παρουσίας του σκυροδέματος των σύμμικτων πλακών έχει πολύ μεγαλύτερο βάρος από τις λύσεις που αποτελούνται εξ'ολοκλήρου από δομικό χάλυβα. Πιο συγκεκριμένα η λύση με μεταλλικό σκελετό και κλίση 30% είναι κατά 49,7% μειωμένη 86% σε σχέση με την λύση με σύμμικτες πλάκες, ενώ η λύση με προσθήκη με μεταλλικό σκελετό με κλίση 10% είναι κατά 90% μειωμένη.

8.2.2 Σύγκριση μετακινήσεων οροφής:

Χωρικές επαλληλίες των σεισμικών διευθύνσεων.

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	1/(1-θ) [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	3.00	0.026	1.0000	1.56	1.42
2	6.00	0.023	1.0000	3.28	3.07
3	9.00	0.019	1.0000	4.81	4.53
4	12.00	0.014	1.0000	6.05	5.66
5	15.00	0.011	1.0000	6.87	6.38

Σχήμα 8.5: Μετακινήσεις οροφής προσθήκης από σκυρόδεμα

Χωρικές επαλληλίες των σεισμικών διευθύνσεων.

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	3.00	0.027	1.0000	1.57	1.45
2	6.00	0.025	1.0000	3.32	3.15
3	9.00	0.023	1.0000	4.98	4.70
4	12.00	0.015	1.0000	5.97	5.61
5	14.80	0.014	1.0000	7.22	6.91

Σχήμα 8.6: Μετακινήσεις οροφής προσθήκης από χάλυβα και σύμμικτες πλάκες

Χωρικές επαλληλίες των σεισμικών διευθύνσεων.

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	3.00	0.024	1.0000	1.51	1.36
2	6.00	0.022	1.0000	3.16	2.93
3	9.00	0.018	1.0000	4.63	4.30
4	12.00	0.013	1.0000	5.82	5.36
5	16.22	0.018	1.0000	8.09	8.15

Σχήμα 8.7: Μετακινήσεις οροφής προσθήκης με μεταλλικό σκελετό και κλίση οροφής 30%

Χωρικές επαλληλίες των σεισμικών διευθύνσεων.

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	3.00	0.024	1.0000	1.55	1.42
2	6.00	0.021	1.0000	3.26	3.06
3	9.00	0.017	1.0000	4.75	4.47
4	12.00	0.013	1.0000	5.92	5.52
5	15.24	0.014	1.0000	7.40	7.27

Σχήμα 8.8: Μετακινήσεις οροφής προσθήκης με μεταλλικό σκελετό και κλίση οροφής 10%

Εμφανώς πιο δύσκαμπτη λόγω της παρουσίας σκυροδέματος παρουσιάζεται η πρώτη πρόταση προσθήκης με μετακινήσεις οροφής 6,87cm κατά X και 6.38cm κατά Z. Οι μετατοπίσεις μόνο του τελευταίου ορόφου είναι 0.82cm κατά X και 0.72cm κατά Z.

Η δεύτερη προτεινόμενη προσθήκη παρουσιάζει μετατοπίσεις 7,22cm κατά X και 6,91 cm κατά Z, ενώ οι μετατοπίσεις μόνο του τελευταίου ορόφου είναι 1,25cm κατά X και 1,30 cm κατά Z για ύψος ορόφου 2.80m.

Η τρίτη προτεινόμενη προσθήκη που έχει ως μοναδικό υλικό τον χάλυβα παρουσιάζει μετατοπίσεις 8,09cm κατά X και 8,15 cm κατά Z, ενώ οι μετατοπίσεις μόνο του τελευταίου ορόφου είναι 2,27cm κατά X και 2,79 cm κατά Z. Θα πρέπει ωστόσο να ληφθεί υπόψιν ότι σε αυτή η προσθήκη η μετακίνηση αντιστοιχεί στο ψηλότερο σημείο του ορόφου το οποίο βρίσκεται σε ύψος 4,20m από τον υποκείμενο όροφο σε σχέση με τις προηγούμενες δύο προσθήκες ορόφου που είχαν ύψος 3,00m και 2,80m αντίστοιχα.

Η τέταρτη προτεινόμενη προσθήκη έχει μετατοπίσεις 7,40cm κατά X και 7,27 cm κατά Z, ενώ οι μετατοπίσεις μόνο του τελευταίου ορόφου είναι 1,52cm κατά X και 1,75cm κατά Z για ύψος ορόφου 3,20m.

8.2.3 Σύγκριση ιδιομορφών-ιδιοπεριόδων:

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι πίνακες μαζών ανά ιδιόμορφη και μετάθεση μάζας για φόρτιση με εκκεντρότητα 0,05L_x κατά +X (δεν παρουσιάζονται και οι 4 διευθύνσεις φόρτισης).

Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	79.009	0.000	0.754	79.009	0.000	0.754
2	0.176	0.000	77.862	79.185	0.000	78.616
3	4.037	0.000	3.846	83.222	0.000	82.462
4	5.879	0.000	0.001	89.101	0.000	82.463
5	6.414	0.000	0.255	95.515	0.000	82.718
6	0.123	0.000	12.372	95.638	0.000	95.091
7	0.539	0.000	0.000	96.178	0.000	95.091
8	2.538	0.000	0.005	98.715	0.000	95.096
9	0.005	0.000	3.187	98.721	0.000	98.283

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.6721	1.75154	0.179	1.75154	0.179
2	0.5938	1.98251	0.202	1.98251	0.202

Σχήμα 8.9: Πίνακας μαζών ανά ιδιόμορφη προσθήκης από σκυρόδεμα

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	79.946	0.000	0.936	79.946	0.000	0.936
2	0.516	0.000	79.265	80.463	0.000	80.201
3	2.504	0.000	1.900	82.967	0.000	82.101
4	7.157	0.000	0.010	90.124	0.000	82.111
5	5.077	0.000	0.716	95.201	0.000	82.827
6	0.230	0.000	11.116	95.430	0.000	93.943
7	0.091	0.000	0.087	95.521	0.000	94.030
8	0.085	0.000	3.085	95.606	0.000	97.115
9	2.773	0.000	0.111	98.379	0.000	97.226

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.6286	1.87281	0.191	1.87281	0.191
2	0.5524	2.13092	0.217	2.13092	0.217

Σχήμα 8.10: Πίνακας μαζών ανά ιδιόμορφη προσθήκης με σύμμικτες πλάκες

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	78.911	0.000	0.790	78.911	0.000	0.790
2	0.443	0.000	77.248	79.354	0.000	78.038
3	2.377	0.000	1.329	81.731	0.000	79.366
4	0.012	0.000	1.947	81.742	0.000	81.313
5	0.683	0.000	0.000	82.426	0.000	81.313
6	0.000	0.000	0.157	82.426	0.000	81.470
7	0.045	0.000	0.405	82.471	0.000	81.876
8	0.080	0.000	0.290	82.552	0.000	82.166
9	0.461	0.000	0.005	83.013	0.000	82.171
10	0.044	0.000	0.088	83.057	0.000	82.259
11	0.008	0.000	0.119	83.064	0.000	82.378
12	0.013	0.000	0.047	83.077	0.000	82.425
13	0.119	0.000	0.000	83.197	0.000	82.425
14	0.198	0.000	0.078	83.395	0.000	82.503
15	1.085	0.000	3.499	84.480	0.000	86.003
16	2.075	0.000	1.583	86.555	0.000	87.586
17	7.015	0.000	0.123	93.570	0.000	87.709
18	0.072	0.000	0.012	93.642	0.000	87.721
19	0.001	0.000	0.009	93.643	0.000	87.730
20	0.042	0.000	0.274	93.685	0.000	88.004
21	0.261	0.000	0.195	93.947	0.000	88.199
22	0.016	0.000	0.155	93.963	0.000	88.354
23	0.647	0.000	6.279	94.610	0.000	94.634

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
-	-	-	-	-	-
1	0.6067	1.94025	0.198	1.94025	0.198
2	0.5317	2.21406	0.226	2.21406	0.226

Σχήμα 8.11: Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή μεταλλικής προσθήκης με κλίση στέγης 30%

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	80.174	0.000	0.706	80.174	0.000	0.706
2	0.236	0.000	79.238	80.410	0.000	79.943
3	3.263	0.000	3.017	83.673	0.000	82.960
4	0.000	0.000	0.252	83.673	0.000	83.213
5	0.137	0.000	0.003	83.810	0.000	83.216
6	0.119	0.000	0.004	83.929	0.000	83.220
7	0.169	0.000	0.000	84.098	0.000	83.220
8	0.098	0.000	0.390	84.195	0.000	83.610
9	8.062	0.000	0.065	92.257	0.000	83.675
10	0.006	0.000	0.215	92.263	0.000	83.890
11	3.889	0.000	0.123	96.152	0.000	84.013
12	0.000	0.000	2.790	96.152	0.000	86.803
13	0.184	0.000	7.624	96.336	0.000	94.428
14	0.074	0.000	0.779	96.410	0.000	95.206

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
-	-	-	-	-	-
1	0.5840	2.01583	0.205	2.01583	0.205
2	0.5084	2.31562	0.236	2.31562	0.236

Σχήμα 8.12: Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή μεταλλικής προσθήκης με κλίση στέγης 10%

Οι δεσπόζουσες ιδιομορφές και στις 4 προσθήκες-λύσεις είναι κατά X η πρώτη και κατά Z η δεύτερη. Επίσης τα ποσοστά της μάζας που ενεργοποιούνται σε κάθε κύρια ιδιομορφή δεν διαφοροποιούνται πολύ, γεγονός που δείχνει ότι η προσθήκη όποιας μορφής κι αν είναι δεν επηρεάζει σε πολύ μεγάλο βαθμό το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείται ανά ιδιομορφή λόγω της ύπαρξης των 3 υφιστάμενων ορόφων από μπετό.

Οι ιδιοπερίοδοι και οι αντίστοιχες οριζόντιες συνιστώσες ταχύτητας των πιο πάνω ιδιομορφών έχουν ως εξής:

1. Προσθήκη από σκυρόδεμα: $T_x = 0,67s$ $T_z = 0,59s$ $V_1 = 1.75m/s^2$ $V_2 = 1.98m/s^2$

2. Προσθήκη με σύμμικτες πλάκες: $T_x = 0.63s$ $T_z = 0.55s$ $V_1=1.87m/s^2$ $V_2=2.13m/s^2$
3. Μεταλλική προσθήκη με κλίση στέγης 30%: $T_x =0.61s$ $T_z=0.53s$ $V_1=1.94m/s^2$
 $V_2=2.21m/s^2$
4. Μεταλλική προσθήκη με κλίση 10%: $T_x = 0.58s$ $T_z= 0.51s$ $V_1=2.01m/s^2$ $V_2=2.31m/s^2$

Παρατηρούμε ότι η αναλογία μάζας και δυσκαμψίας στις κατασκευές επηρεάζει σημαντικά τις ιδιοπεριόδους. Προχωρώντας κλιμακωτά από τις λύσεις 1-4 όπως παρουσιάζονται πιο πάνω βλέπουμε ότι στην αναλογία μάζας-δυσκαμψίας υπερτερεί η δυσκαμψία. Αυτό φαίνεται στο ότι η προσθήκη από σκυρόδεμα που έχει μεν μεγαλύτερη μάζα από τις άλλες προσθήκες αλλά η ιδιοπερίοδος είναι η πιο μικρή από όλες τις λύσεις λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας. Επίσης η τελευταία λύση από τις μεταλλικές που έχει τις μικρότερες μεταλλικές διατομές (άρα και δυσκαμψία) αλλά και βάρος έχει την μικρότερη ιδιοπερίοδο κάτι που επιβεβαιώνει τα παραπάνω.

Όλα αυτά επαληθεύονται παρατηρώντας και της οριζόντιες συνιστώσες ταχύτητας σε κάθε περίπτωση. Η πιο δύσκαμπτη κατασκευή, η κατασκευή σκυροδέματος ταλαντώνεται με 13% λιγότερη ταχύτητα κατά X και 15% κατά Z από την πιο ελαφριά.

8.2.4 Ταχύτητα κατασκευής :

Σημαντικό κριτήριο στην επιλογή προθήκης είναι η ταχύτητα κατασκευής αφού χρόνος=κόστος. Ακόμη η ταχύτητα ανέγερσης αποκτά ιδιαίτερη σημασία από τη στιγμή που στο κτίριο υπάρχουν ήδη οι κάτοικοι των υποκείμενων ορόφων και θα επηρεαστούν από την προσθήκη (σκόνη, φασαρία, σκουπίδια κ.λπ.). Οι προσθήκες χάλυβα υπερτερούν σαφώς σε αυτό τον τομέα σε σχέση με την προσθήκη ορόφου από μπετόν, ακόμα και σε σχέση με την προσθήκη με σύμμικτες πλάκες οροφής. Επίσης σημαντικό μειονέκτημα της προσθήκης από οπλισμένο σκυρόδεμα το γεγονός ότι για να πραγματοποιηθεί η λύση αυτή χρειάζονται ενισχύσεις σε κάποιους από τους υποκείμενους ορόφους πράγμα το οποίο θα καταστήσει το κτίριο ακατοίκητο για κάποιο διάστημα. Αντίθετα οι μεταλλικές κατασκευές έχουν το πλεονέκτημα στην ταχύτητα αφού τα μέλη είναι προπαρασκευασμένα ενώ παράλληλα με τις σύγχρονες μεθόδους ανέγερσης αποτελεί κατά πολύ ταχύτερη λύση από τις λύσεις με μπετό.

8.2.5 Κόστος προσθήκης:

Αναμφίβολα σημαντικό ρόλο στην επιλογή προσθήκης θα παίξει το κόστος της προσθήκης. Ειδικά στην σύγχρονη εποχή ο αποδοτικός συνδυασμός κόστους-αντοχής παίζει πολλές φορές πρωτεύοντα ρόλο στις κατασκευές.

Για το σκυρόδεμα έχει χρησιμοποιηθεί η τιμή 300€/m³ και περιλαμβάνει προμήθεια σκυροδέματος, κόστος προμήθειας χάλυβα οπλισμού, κόστος τοποθέτησης, ξυλότυπου και διάστρωσης, εργατικά και ένσημα ΙΚΑ.

Για τον δομικό χάλυβα υπολογίστηκε το κόστος $1,10\text{€/m}^3$ μαζί με την τοποθέτηση.

Παρακάτω παρουσιάζεται κατά προσέγγιση το κόστος κάθε κατασκευής:

1. Προσθήκη ορόφου από σκυρόδεμα:

$$67,55\text{m}^3 \cdot 300\text{€/m}^3 = 20265\text{€}$$

2. Προσθήκη ορόφου με σύμμικτες πλάκες οροφής:

$$20,70\text{m}^3 \cdot 300\text{€/m}^3 = 6210\text{€} \quad 9886\text{kg} \cdot 1.10\text{€/kg} = 10875\text{€} \quad \text{Σύνολο: } 17085\text{€}$$

3. Μεταλλικής προσθήκης με κλίση στέγης 10%: $7564\text{kg} \cdot 1.10\text{€/kg} = 8320\text{€}$

4. Μεταλλικής προσθήκης με κλίση στέγης 30%: $5553\text{kg} \cdot 1.10\text{€/kg} = 6108\text{€}$

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν σαφώς πιο ακριβή λύση αποτελεί η κατασκευή από σκυρόδεμα στην οποία θα πρέπει να προστεθούν και τα κόστη των ενισχύσεων που απαιτούνται. Από τις υπόλοιπες λύσεις σημαντικά πιο φθηνές λύσεις αποτελούν οι εξ 'ολοκλήρου μεταλλικές, αφού η παρουσία σκυροδέματος αλλά και η ανάγκη μεγαλύτερων διατομών για να μπορεί να ανταπεξέλθει η κατασκευή στις σύμμικτες πλάκες κάνουν την λύση με σύμμικτες πλάκες πολύ ακριβότερη από τις καθαρά μεταλλικές.

8.3 Συμπεράσματα:

Θα ξεκινήσουμε την σύγκριση μας από το πρώτο κριτήριο, το βάρος κάθε κατασκευής. Η πρώτη προτεινόμενη λύση από σκυρόδεμα έχει βάρος σχεδόν 3 φορές μεγαλύτερο από την σύμμικτη προσθήκη ενώ η διαφορά με τις αμιγώς μεταλλικές λύσεις είναι τεράστια. Αυτή η μεγάλη διαφορά βάρους φαίνεται και στο γεγονός ότι για να γίνει η συγκεκριμένη προσθήκη χρειάζεται να γίνουν ενισχύσεις στο υφιστάμενο κτίριο κάτι που αποτελεί αποτρεπτικό παράγοντα. Προχωρώντας στις επόμενες τρεις λύσεις η παρουσία σκυροδέματος στην δεύτερη λύση την καθιστά αρκετά πιο βαριά από τις καθαρά μεταλλικές, ωστόσο κατά την μη γραμμική ανάλυση Pushover δεν προέκυψε ανάγκη ενισχύσεων.

Επόμενο κριτήριο σύγκρισης που εξετάστηκε είναι οι μετακινήσεις οροφής. Σαφώς η λύση με σκυρόδεμα αποδίδει περισσότερη δυσκαμψία στον όροφο και μικρότερες μετακινήσεις σε σχέση με τις άλλες λύσεις οι οποίες ωστόσο κινούνται σε αποδεκτά πλαίσια. Οι υπόλοιπες τρεις λύσεις έχουν παρόμοιες μετακινήσεις με την σύμμικτη κατασκευή να παρουσιάζει ελαφρώς μικρότερες μετακινήσεις από τις άλλες δύο λύσεις.

Τρίτο κριτήριο είναι η ιδιομορφική ανάλυση. Κάνοντας αυτή την ανάλυση επιβεβαιώνεται ότι η κατασκευή από σκυρόδεμα προσδίδει την περισσότερη ευστάθεια στον φορέα αφού εκτός από μικρότερες μετακινήσεις προσδίδει και μικρότερη οριζόντια ταχύτητα ταλάντωσης σε σχέση με τις υπόλοιπες λύσεις. Οι υπόλοιπες προσθήκες έχουν ταχύτητα ταλάντωσης ανάλογη με την μάζα τους με την πιο ελαφριά κατασκευή να ταλαντώνεται με την μικρότερη ταχύτητα.

Ακολούθησε η σύγκριση στον χρόνο που απαιτείτε για κατασκευή της προσθήκης στην οποία υπερτερούν σαφώς οι αμιγώς μεταλλικές κατασκευές. Οι σύγχρονες μέθοδοι

ανέγερσης μεταλλικών κατασκευών κάνουν τις λύσεις αρκετά ταχύτερες σε σύγκριση κυρίως με την μπετονένια προσθήκη, αλλά και με την σύμμικτη προθήκη σε πολύ μικρότερο βαθμό. Το γεγονός ότι το υφιστάμενο κτίριο κατοικείται καθιστά το συγκεκριμένο κριτήριο ιδιαίτερα σημαντικό αφού περισσότερος χρόνος ανέγερσης σημαίνει και περισσότερη ταλαιπωρία για τους κατοίκους. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι πολύ αποτρεπτικό παράγοντα της λύσης από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί το γεγονός ότι για να πραγματοποιηθεί χρειάζεται να γίνουν ενίσχυσης και κατ' επέκταση θα χρειαστεί προσωρινή εκκένωση των διαμερισμάτων μέχρι την ολοκλήρωση των έργων.

Τέλος το τελευταίο κριτήριο, το οποίο μπορεί να αποτελέσει καθοριστικό παράγοντα για την επιλογή μας, είναι το κόστος. Φθηνότερες λύσεις αποτελούν σαφώς οι καθαρά μεταλλικές σε σχέση με τις άλλες δύο λύσεις οι οποίες περιέχουν σκυρόδεμα και άρα αυξημένο κόστος. Μεταξύ των δύο μεταλλικών λύσεων ελαφρώς πιο φθηνή είναι η τελευταία λύση με κλίση οροφής 10%. Συγκρίνοντας τις λύσεις που περιλαμβάνουν μετό η λύση με σύμμικτες πλάκες οροφής είναι κατά 3000€ πιο φθηνή από την λύση προσθήκης ορόφου από σκυρόδεμα ωστόσο δεν έχει συνυπολογιστεί το κόστος ενισχύσεων, που μπορεί να αυξήσει σημαντικά αυτή την διαφορά.

Λαμβάνοντας υπόψιν όλα τα παραπάνω κριτήρια καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι οι αμιγώς μεταλλικές κατασκευές με κλίση στέγης υπερτερούν των άλλων δύο λύσεων σε βάρος, κόστος, ταχύτητα ανέγερσης. Η κατασκευή από σκυρόδεμα σαφώς αποτελεί μια πιο ευσταθή λύση για τον φορέα με μικρότερες μετακινήσεις και μικρότερη ταχύτητα ταλάντωσης ωστόσο υστερεί πολύ σε θέμα κόστους και χρόνου κατασκευής. Επιπλέον παρουσιάζει μειονεκτήματα σχετικά με την ταλαιπωρία που θα υπάρξει για να πραγματοποιηθεί λόγω της ανάγκης ενίσχυσης υποκείμενων ορόφων οι οποίοι κατοικούνται. Η λύση με σύμμικτες πλάκες οροφής αποτελεί μια μέση λύση η οποία όμως σε θέματα κόστους υστερεί σημαντικά σε σχέση με τις καθαρά μεταλλικές λύσεις. Μέσα από την ανάλυση των προτάσεων αυτών επιλέγουμε να εκμεταλλευτούμε υψηλό λόγω αντοχής/βάρους που παρουσιάζει ο δομικός χάλυβας αλλά και το χαμηλό κόστος του. Επιλέγεται για προσθήκη ορόφου να χρησιμοποιηθεί μεταλλική προσθήκη από δομικό χάλυβα με κλίση 10% ή 30%. Λόγω της μικρής διαφοράς στα κριτήρια μεταξύ των λύσεων αυτών η επιλογή μίας από τις δύο θα είναι θέμα εμφάνισης και έγγυται στον ιδιοκτήτη της πολυκατοικίας.

9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, <<Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>> Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>> Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ιωάννης Κ. Βάγιας, <<Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ιωάννης Κ. Βάγιας <<Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση>> Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Anil K. Chopra, <<Δυναμική των κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανή>>, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
- Γιάννης Ν. Ψυχάρης <<Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας 1>>
- Γιάννης Ν. Ψυχάρης <<Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας 2>>
- Ευρωκώδικας 1, << Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές>>, Μέρος 1-

1 Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, EN 1991 -1-1, 2002

- Ευρωκώδικας 2, <<Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN1992-1-1, 2004
- Ευρωκώδικας 3, << Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα>>, Μέρος 1-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN 1993-1-1, 2005
- Ευρωκώδικας 3, << Design of steel structures>>, Μέρος 1-8, Design of joints, CEN, EN1993-1-1,2005
- Ευρωκώδικας 4, <<Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN, prENV1994-1-1, 2004
- Ευρωκώδικας 8, <<Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, EN1998-1,2004
- Εγχειρίδιο προγράμματος Fespa
- Εγχειρίδιο προγράμματος SYMDECK 73