ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών
Msc. Δομοστατικός Σχεδιασμός & Ανάλυση των κατασκευών

Επανασχεδιασμός Πολιτιστικού Κέντρου Σερβίων με Μεταλλικά Στοιχεία

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ζέρβας Νικόλαος

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Φεβρουάριος 2022

ΕΜΚ ΜΕ 2022 2

Ζέρβας Νικόλαος (2022).

Επανασχεδιασμός Πολιτιστικού Κέντρου Σερβίων με Μεταλλικά Στοιχεία

Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2022 2

Δομοστατικός Σχεδιασμός & Ανάλυση των κατασκευών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Zervas Nikolaos (2022).

Redesign of Servia's Cultural Building with steel elements

Diploma Thesis EMK ME 2022 2

Msc. Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....2

Abstract.....3

Ευχαριστίες.....4

Abstract 6
Ευχαριστίες 8
1 Εισαγωγή 10
2 Δεδομένα μελέτης & Περιγραφή φορέα 11
2.1 Χρησιμότητα κτιρίου 11
2.2 Οικιστικό περιβάλλον-Ιστορικά στοιχεία 12
2.3 Αρχιτεκτονική Μελέτη 15
2.4 Μόρφωση μεταλλικού φορέα - Επιλογή στατικού συστήματος 17
2.5 Υλικά κατασκευής 19
2.5.1 Δομικός χάλυβας S355 19
2.5.2 Σκυρόδεμα C30/37 20
2.5.3 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος 20
2.6 Νομικό Πλαίσιο 20
3 Δράσεις 22
3.1 Μόνιμες Δράσεις 22
3.2 Μεταβλητές Δράσεις 22
3.3 Φορτίο χιονιού 24
3.4 Φορτία Ανέμου 26
3.5 Σεισμός 29
3.5.1 Σεισμική ανάλυση στο πρόγραμμα 33
3.6 Συνδυασμοί Δράσεων 34
3.6.1 Γενικά 34
3.6.2 Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας 35
3.6.3 Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας 36
4 Προσομοίωση των στοιχείων του φορέα 39
4.1 Γενικά 39
4.2 Προσομοίωμα της κατασκευής 40
5 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας 43

6 Διαστασιολόγηση μελών φορέα 50
6.1 Μέλη στατικού φορέα 50
6.2 Ιδιομορφική ανάλυση 54
6.3 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχία και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας 56
6.3.1 Κατάταξη διατομών 56
6.3.2 Έλεγχοι μελών 64
6.4 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών 70
6.5 Έλεγχοι αντισεισμικών απαιτήσεων 71
6.5.1 Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2ας τάξης 73
6.5.2 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου 74
..... 74
6.6 Σεισμική επάρκεια Μελών 75
6.6.1 Έλεγχος δοκών 77
6.6.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων 79
6.6.3 Έλεγχος κόμβων 83
6.7 Σεισμική επάρκεια χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας 83
6.7.1 Έλεγχος διαγώνιων μελών 84
6.7.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών 85
7 Σχεδιασμός συνδέσεων 86
7.1 Γενικά 86
7.2 Συνδέσεις μελών 87
7.2.1 Απλή Σύνδεση Τέμνουσας κύριας και δευτερεύουσας δοκού 87
7.2.2 Συνδέσεις Ροπής υποστυλώματος και κύριας δοκού 90
7.2.3 Σύνδεση κόμβου συνδέσμων δυσκαμψίας «Χ» 92
7.2.4 Θεμελίωση υποστυλώματος 97
7.2.5 Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλωμάτων καθ'ύψος 99
8 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) 100
8.1 Γενικά 100
8.2 Καμπύλη ικανότητας 102
8.3 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατασκευής 102
8.4 Αποτελέσματα ανάλυσης 105
9 Αποτίμηση 107
9.1 Καμπύλες Τρωτότητας 107
9.2 Αποτίμηση μέσων ετήσιων συχνοτήτων υπέρβασης 109
10 Προμέτρηση Έργου 113
10.1 Προμέτρηση Ποσότητας Χάλυβα 113

10.2 Προμέτρηση σιδηρού οπλισμού 113
10.3 Οικονομικά Αποτέλεσματα 114
10.4 Συμπεράσματα 115
11 Ενδεικτικό χρονοδιάγραμμα εκτέλεσης έργου 116
12 Βιβλιογραφία 117

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
MSC. ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2022 2

Επανασχεδιασμός Πολιτιστικού Κέντρου Σερβίων με Μεταλλικά Στοιχεία

Ζέρβας Νικόλαος (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός ήδη υπάρχοντος τριώροφου κτιρίου Πολιτιστικού κέντρου στην περιοχή των Σερβίων Κοζάνης με χρήση του προγράμματος FESPA της LH Λογισμικής. Σκοπός ήταν η βέλτιστη διαστασιολόγηση του κτιρίου με μεταλλικό σκελετό και με σύμμικτες πλάκες, δηλαδή η μετατροπή του ήδη υπάρχοντος κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σε μεταλλικό. Αρχικά δίνονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια του κτιρίου, σύμφωνα με τα οποία μορφώνεται ο φορέας του κτιρίου χωρίς να παραβιάζει τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που έχουν τεθεί. Ακολούθως γίνεται η επιλογή των υλικών που χρησιμοποιούνται και εξετάζεται η ανάγκη προσθήκης στοιχείων για την ικανοποιητική συμπεριφορά της κατασκευής. Το κτίριο έχει χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στη διεύθυνση της μικρής πλευράς του (Z) και στη διεύθυνση της μεγάλης πλευράς (X) τοποθετούνται πλαίσια ροπής (οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αρθρωμένες στα άκρα τους). Οι πλάκες της κατασκευής είναι σύμμικτες με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 οι οποίες διαστασιολογήθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος Symdeck Designer. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε η στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα FESPA και ακολούθησε η διαστασιολόγηση των μελών του για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας και λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπόψη τα κριτήρια για τον έλεγχο των επιρροών 2ης τάξης και του περιορισμού βλαβών. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς βάσει του προγράμματος ανάλυσης και ακολούθως, επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών, τόσο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.), όσο και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Παράλληλα, γίνεται έλεγχος των σύμμικτων πλακών και δοκών. Τέλος, πραγματοποιείται η προμέτρηση των ποσοτήτων των υλικών που απαιτούνται για την κατασκευή του έργου και η αντίστοιχη κοστολόγηση του έργου, χρησιμοποιώντας τις τρέχουσες τιμές της αγοράς.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES
MSC. ANALYSIS AND DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2022 2

Redesign of Servia's Cultural Building with steel elements

Zervas Nikolaos (supervised by Avraam T.).

Abstract

In the present project, an analysis and design of an already existing three-storey building of the Cultural Center in Servia, Kozani was carried out using the FESPA program of LH Software. The purpose was the optimal dimensioning of the building with metal frames and composite slabs, i.e. the conversion of the existing building from reinforced concrete to metal. Initially, the architectural plans of the building are given, according to which the structure of the building is shaped without violating the architectural provisions that have been set. Then, the selection of the materials are made as well as the need to add data for the satisfactory behavior of the construction.The building has X-braces in the direction of its small side (Z) and in the direction of the large side (X) moment frames are placed (the secondary beams are pinned at their ends). The construction slabs are composite with Symdeck 73 steel sheet which were dimensioned with the help of Symdeck program Designer. Then the static and dynamic analysis of the structure body with the FESPA program was performed and then the dimensioning of its members for all combinations of failure and functionality taking into account the criteria for the control of 2nd order effects and the reduction of faults. The results of the analysis are presented as they emerged from the calculations based on the analysis program and then, the adequacy of the cross-sections is confirmed, both in the Limit State Design (LSD) and in the Serviceability Limit State (SLS). At the same time, the composite slabs and beams are checked. Finally, the quantities of materials required for the construction of the project are measured and the corresponding costing of the project is performed, using the current market prices.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Τάσο Αβραάμ, για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω αυτή τη μεταπτυχιακή εργασία υπό την επίβλεψή του και για την καθοδήγησή του σε όλη τη διάρκειά της.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες στους γονείς μου (Β. Τζήκα και Δ. Ζέρβα) και στην αδερφή μου (Ν. Ζέρβα) στους οποίους αφιερώνω την παρούσα διπλωματική εργασία για τη στήριξη και την αρωγή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Τέλος, ευχαριστώ την εταιρία LH Λογισμική για την δωρεάν παροχή της πλήρης έκδοσης του στατικού προγράμματος FESPA.

1 Εισαγωγή

1.1. Γενικά

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι ο επανασχεδιασμός του Πολιτιστικού Κέντρου Σερβίων στην Π.Ε. Κοζάνης εντός του εγκεκριμένου ρυμοτομικού σχεδίου της πόλης, σε έκταση 2.073,041m2, στο Ο.Τ. 23. Το συγκεκριμένο κτίριο έχει σχεδιαστεί με κύριο υλικό τον μπετόν και μετατρέπεται σε σύμμικτο με μεταλλικά υποστυλώματα και δοκούς και πλάκες από σκυρόδεμα.

1.2. Παρουσίαση του στατικού προγράμματος

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Fespa, ενός διεθνώς αναγνωρισμένου και εξελιγμένου λογισμικού στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιώματος μεγάλης κλίμακας. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ανάλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμά είτε συνδυασμό των δυο όπως θα μελετήσουμε στη παρούσα διπλωματική εργασία.

Τα βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο λογισμικό τρισδιάστατης ανάλυσης είναι τα εξής:

• Η δυνατότητα άμεσης σχεδίασης των δομικών στοιχείων όπως υποστυλώματα, δοκοί πλάκες και λοιπών μερών της κατασκευής

. • Η ευκολία παραμετροποίησης των δομικών στοιχείων και το πλήθος των παραμέτρων που μπορούμε να αλλάξουμε έτσι ώστε να έχουμε την βέλτιστη δυνατή προσομοίωση.

• Η δυνατότητα να απεικονίσουμε το μοντέλο σε 3D μορφή για περαιτέρω έλεγχο.

• Τα αποτελέσματα της μελέτης συμμορφώνονται πλήρως με τους διεθνείς κανονισμούς

2 Δεδομένα μελέτης & Περιγραφή φορέα

2.1 Χρησιμότητα κτιρίου

Η παρούσα εργασία αφορά στο σχεδιασμό σύμμικτου κτιρίου το οποίο «καλείται» να στεγάσει κατά το δυνατόν όλες τις πολιτιστικές λειτουργίες της πόλης.

Δηλαδή :

α) **Λειτουργίες**, των οποίων η συχνότητά τους δεν είναι καθημερινή, η δε επανάληψη τους μπορούμε να εκτιμήσουμε ότι θα γίνεται με συχνότητα 2 φορές ανά μήνα, ή και 2 φορές ανά τρίμηνο ή εξάμηνο

Τέτοιες λειτουργίες είναι :

- *Ο χώρος εκδηλώσεων-συνεδριάσεων, κ.λ.π.*
- *Ο χώρος των διαφόρων εκθέσεων*

β) **Λειτουργίες,** των οποίων η συχνότητά τους είναι πυκνότερη της προηγούμενης παραγράφου (α) και μπορούμε να εκτιμήσουμε ότι θα γίνεται με συχνότητα 2-3 φορές / εβδομάδα.

Τέτοιες λειτουργίες είναι :

- *Οι διάφορες αίθουσες ψυχαγωγίας, όπως*
  - Επιτραπέζιων παιχνιδιών,
  - Σκάκι, πινγκ-πονγκ και
  - Επιμόρφωσης όπως, ζωγραφικής, χορού κλπ.
- *Ο χώρος της βιβλιοθήκης*
- *Η αίθουσα μουσικής μπάντας*

και τέλος

γ) **Λειτουργίες,** των οποίων η συχνότητά τους θα μπορούσε να είναι και καθημερινή

Τέτοιες λειτουργίες είναι :

- *Τα γραφεία διοίκησης των διαφόρων Πολιτιστικών Συλλόγων, όπως π.χ. του Μορφωτικού Ομίλου Σερβίων «Τα Κάστρα», κ.λ.π.*
- *Τα γραφεία διαφόρων άλλων συλλόγων, όπως π.χ. του ορειβατικού συλλόγου,* καθώς και
- *Η αίθουσα πληροφορικής – internet*

Η συνύπαρξη σ' ένα κέλυφος *χρήσεων με διαφορετικές απαιτήσεις*, ως προς την λειτουργία τους και την δυναμικότητά τους (χρήστες / λειτουργία), μας οδηγεί στο να συνθέσουμε το κέλυφος (κτίριο) κατά τέτοιο τρόπο, ώστε :

- ✓ *να συνυπάρχουν όλες οι χρήσεις μαζί,* ενώ ταυτόχρονα,
- ✓ *να μπορούν να λειτουργούν μεμονωμένα και ανεξάρτητα, χωρίς να εμποδίζουν η μία την λειτουργία της άλλης.*

2.2 Οικιστικό περιβάλλον-Ιστορικά στοιχεία

Η θέση του οικοπέδου (διασταύρωση οδών Ανδρέα Παπανδρέου και 117 Εθνομαρτύρων) σε συνδυασμό με την μορφολογία του , θα αποτελέσει τον συνδετικό κρίκο του «Τούρκικού Σχολείου» και του Δημαρχείου-κεντρικής πλατείας, ενώ ταυτόχρονα θα αποτελεί

- σημείο αναφοράς του Δήμου Σερβίων και

- πόλο έλξης για τους κατοίκους της πόλης και των γύρω οικισμών του Δήμου, δημιουργώντας παράλληλα
- ανάσα πνοής για το υπάρχον πέριξ αυτού δομημένο οικιστικό περιβάλλον της πόλης.

Στόχος και «στοίχημα» των κατοίκων της πόλης Σερβίων είναι το κτίριο του Πολιτιστικού τους Κέντρου να αποτελέσει

- Τον συνδετικό κρίκο μεταξύ του Τούρκικου Σχολείου και του σημερινού Δημαρχείου της πόλης.
- Το κέντρο έκφρασης και δημιουργίας των πολιτών
- Τον πυρήνα ανάπτυξης και οικιστικής αναβάθμισης ολόκληρης της πόλης.

Οι προβληματισμοί που τέθηκαν και συζητήθηκαν πολλοί, για το αν η μορφολογία του κτιρίου έπρεπε να ακολουθεί μια δικιά του μορφή, ενταγμένη στους κανόνες και τις φόρμες της αρχιτεκτονικής του 20^{ου} αιώνα ή αν έπρεπε να ακολουθήσει τα μορφολογικά στοιχεία της παράδοσης.

- ✓ Τα Σέρβια είναι μια πόλη που δύο (2) φορές καταστράφηκε τελείως (κάηκε 2 φορές)
- ✓ Η πραγματική ανοικοδόμηση της πόλης συντελέστηκε κύρια την δεκαετία του ΄50-΄60 και δυστυχώς, όπως και στις περισσότερες πόλεις του Ελλαδικού χώρου, ακολούθησε την αρχιτεκτονική της εποχής της, με το μπετόν να είναι το κυρίαρχο στοιχείο στις όψεις τόσο των μικρών όσο και των μεγάλων κτιρίων.
- ✓ Η πόλη σιγά-σιγά «φτώχαινε» από μορφολογία και αισθητική.
- ✓ Τα μόνα κτίρια που έμειναν (έστω και σε κακή κατάσταση), σε πείσμα του χρόνου και των διάφορων καταστροφών, που συντελέστηκαν εδώ είναι :

- το Τούρκικο Σχολείο (Νεοκλασικό Κτίριο)

- το Δημοτικό Σχολείο, στην είσοδο σχεδόν της πόλης

- το Νεοκλασικό απέναντι από το Δημαρχείο (το οποίο με πρωτοβουλία των κατοίκων κρίθηκε διατηρητέο, αν και βρίσκεται μέσα σε χώρο πρασίνου), και αυτό διότι κατά την διάρκεια της κατοχής χρησιμοποιήθηκε σαν κατοικία του Γερμανού Διοικητή.

- οι δύο (2) ιδιόκτητες κατοικίες, ευρισκόμενες αριστερά καθώς ανεβαίνουμε την 117 Εθνομαρτύρων, οι οποίες ανακαινίστηκαν και χρησιμοποιούνται για αναψυχή, και τέλος

- το σημερινό Δημαρχείο (το παλιό κτίριο και όχι οι προσθήκες αυτού).

Οι κάτοικοι μέσα από τον κυκεώνα της ανάπτυξης και της προόδου έχασαν σιγά-σιγά την οικιστική πολιτισμική τους ταυτότητα, με αποτέλεσμα στην πόλη να αναπαραχθεί ένα άχρωμο και ανέκφραστο περιβάλλον.

Έντονη επιθυμία των κατοίκων σήμερα είναι :

- Τα εναπομείναντα Νεοκλασικά κτίρια των Σερβίων μαζί με το κτίριο του Πολιτιστικού τους Κέντρου να αποτελέσουν μία μορφολογική ενότητα

- Ολόκληρη η διαδρομή από το Τούρκικο Σχολείο μέχρι και το Δημαρχείο να αποτελέσει το σήμα κατατεθέν των Σερβίων.

Στο ίδιο πλαίσιο κινείται και η μελέτη-παρέμβαση για την είσοδο της πόλης των Σερβίων από το Τούρκικο Σχολείο μέχρι την κεντρική πλατεία αυτών μπροστά από το Δημαρχείο, με την οποία ο Δήμος στο στοχεύει :

- Στην αναβάθμιση της εισόδου της πόλης

- Στην αναβάθμιση του περιβάλλοντος μέσα στα αστικά κέντρα, με πεζοδρομήσεις των δρόμων των καθέτων προς την Εθνική οδό Κοζάνης-

Λάρισας, τη δημιουργία ποδηλατοδρόμου (ο οποίος θα έχει την δυνατότητα να διατρέχει την πόλη από την μια μεριά μέχρι την άλλη)

- Στην αναβίωση της Αρχιτεκτονικής του Δημόσιου Χώρου, μέσα από το έργο σύνδεσης του Τούρκικου Σχολείου με το κέντρο της πόλης και το Δημαρχείο.

Η πολυμορφία των λειτουργιών του Πολιτιστικού Κέντρου σε συνδυασμό με την ιδιομορφία του οικοπέδου (υψομετρικές διαφορές και μικρό πραγματικά εκμεταλλεύσιμο βάθος οικοπέδου) οδήγησε στην επιμήκη ανάπτυξη του κτιρίου με παράλληλη διάσπαση των όγκων αυτού.

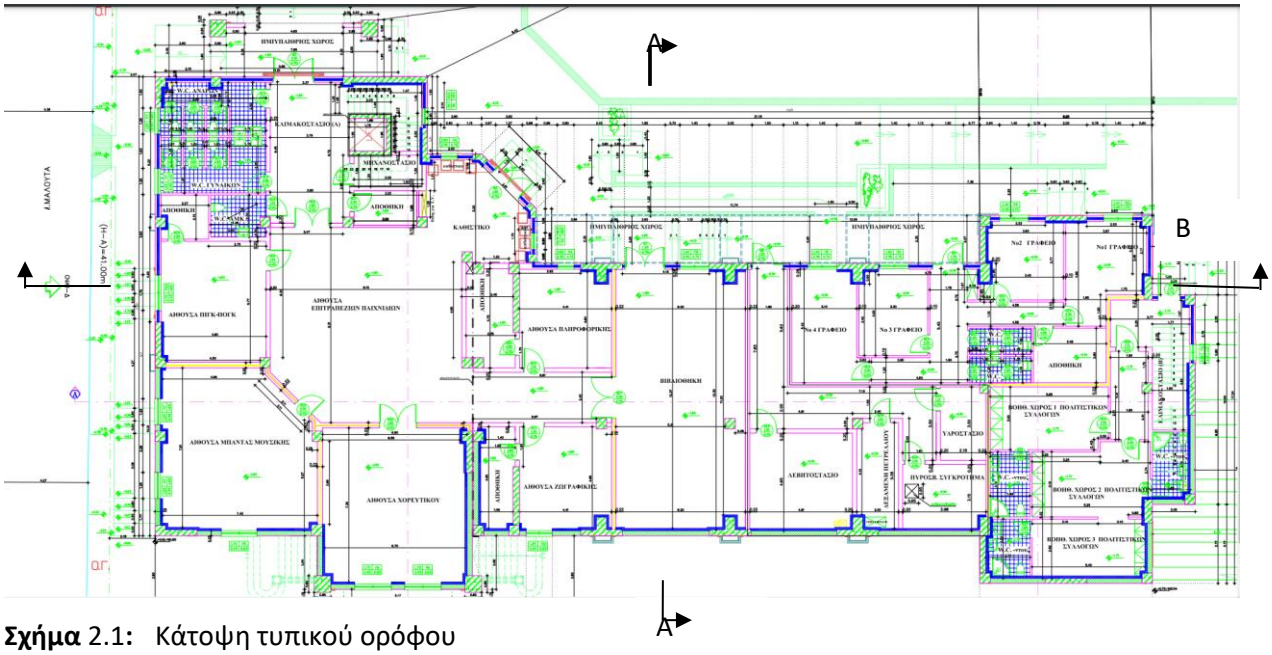
Η κύρια είσοδος του κτιρίου, από τον κεντρικό δρόμο Ανδρέα Παπανδρέου υπερυψώθηκε καταλήγοντας σε Νεοκλασικό αέτωμα. Με τον ίδιο τρόπο αντιμετωπίστηκε και η 2^{η} είσοδος του κτιρίου από την πίσω του πλευρά, αυτήν του ακαλύπτου.

2.3 Αρχιτεκτονική Μελέτη

Το κτίριο που μελετήθηκε στην παρούσα εργασία αποτελείται από **3 επίπεδα** πάνω από το έδαφος και ένα **υπόγειο**:

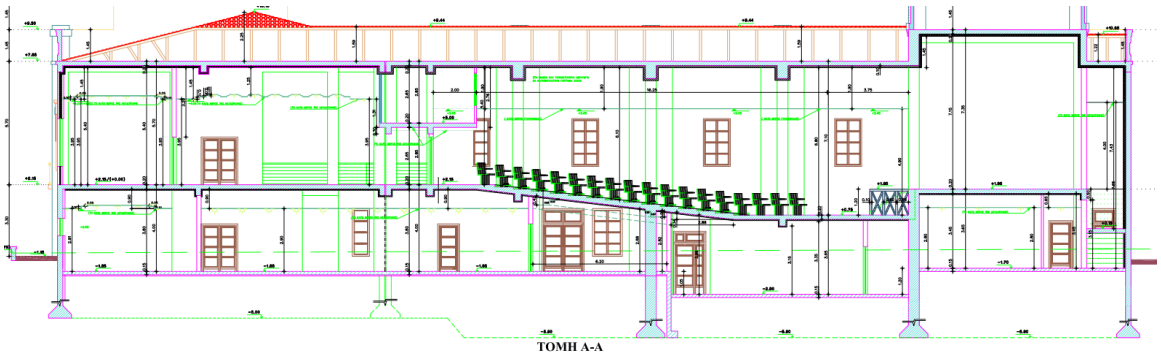
- Επίπεδο -1: Μπετονένιο υπόγειο με αποθήκες και λεβητοστάσιο
- Ισόγειο ως είσοδο, γραφεία, υπηρεσίας Δήμου και αίθουσες διαφόρων συλλόγων
- 1^{ος} Όροφος με αίθουσες πολλαπλών χρήσεων (πινγκ πονγκ, σκάκι, χορός κλπ), βιβλιοθήκη
- 2^{ος} Όροφος με αίθουσες προβολών και ομιλιών
- Επίπεδο 3: ταράτσα, roof garden

Στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζεται η αρχική κάτοψη του τυπικού κτιρίου με φέροντα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε αυτή διακρίνονται οι θέσεις των αρχικών υποστυλωμάτων , των τοιχίων, καθώς και των τοιχωμάτων του κλιμακοστασίου και του περιβλήματος του ανελκυστήρα. Η μεγάλη πλευρά του κτιρίου είναι 49,95m. Η μικρή πλευρά είναι 24,45m.

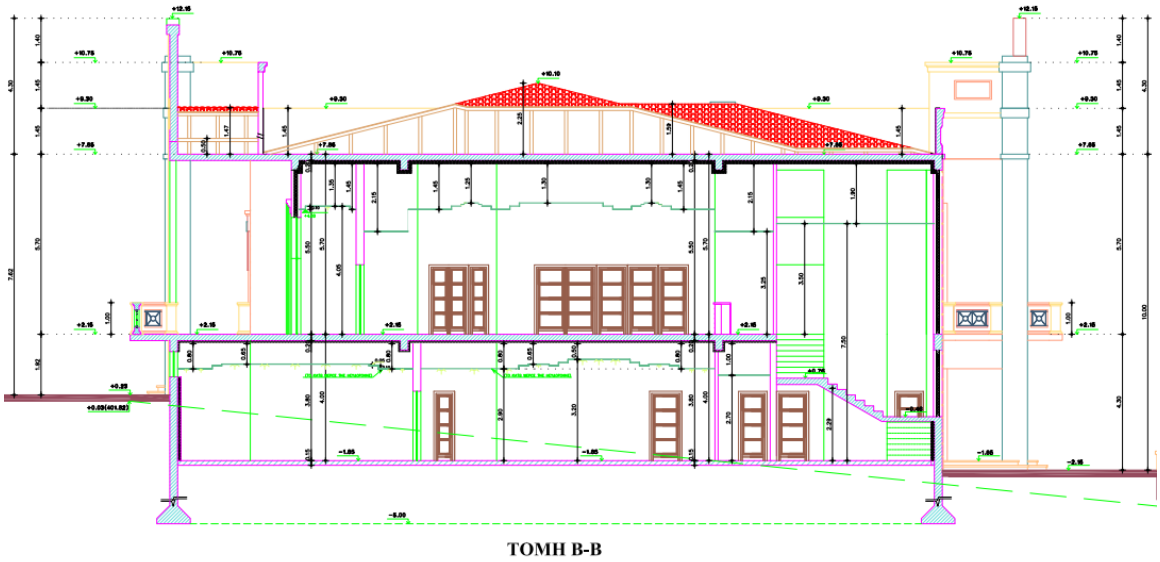


Σχήμα 2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται δύο κάθετες τομές του κτιρίου. Το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται από τρεις υπέργειους ορόφους (ισόγειο-1^{ος} όροφος-2^{ος} όροφος) και έναν υπόγειο. Το ύψος οροφής υπογείου είναι 3 m, ενώ κάθε τυπικός όροφος διαθέτει ύψος 3m.



Σχήμα 2.2: Αρχιτεκτονική τομή κτιρίου Α-Α



Σχήμα 2.3: Αρχιτεκτονική τομή κτιρίου Β-Β

2.4 Μόρφωση μεταλλικού φορέα - Επιλογή στατικού συστήματος

Όσων αφορά τη μόρφωση του μεταλλικού φορέα η προσομοίωση της κατασκευής βασίστηκε στον υπάρχοντα αρχιτεκτονικό, μετατρέποντας τον κάναβο των φερόντων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε μεταλλικό. Στην παρούσα διερεύνηση γίνεται σχεδιασμός και διαστασιολόγηση των τριών υπέργειων ορόφων του κτιρίου και του υπογείου από μπετόν πάνω στα υποστυλώματα του οποίου πατάνε τα μεταλλικά υποστυλώματα του ισογείου.

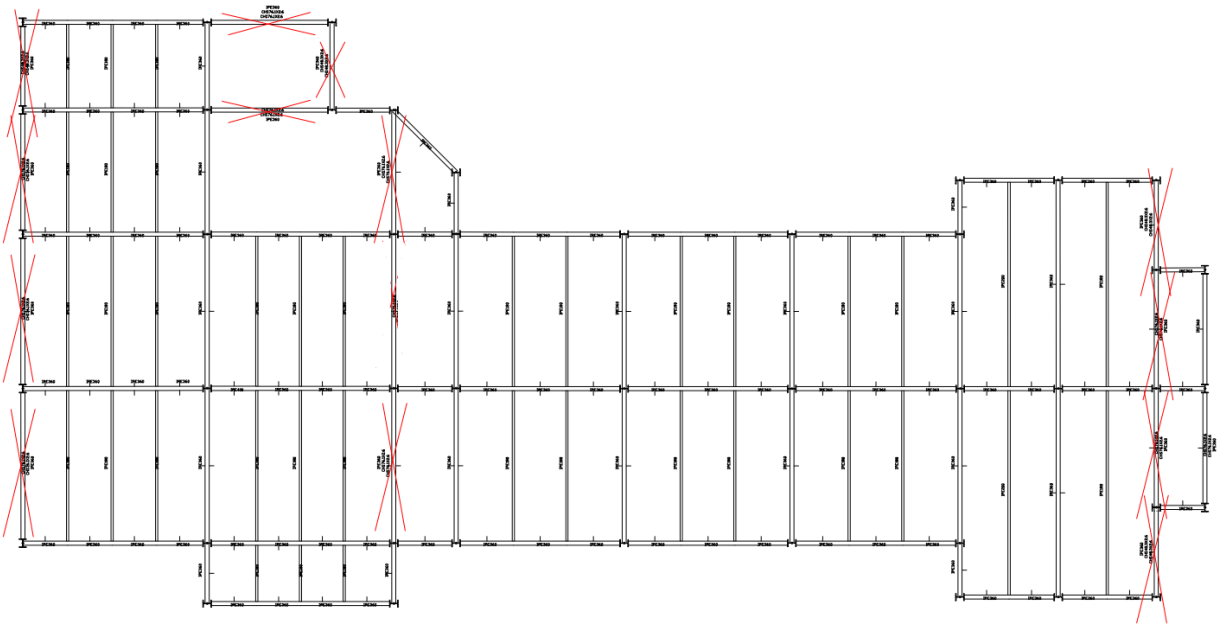
Για τον τελικό σχεδιασμό του φέροντος οργανισμού πραγματοποιήθηκαν τα παρακάτω βήματα:

• Διαμόρφωση του «νέου» χωρικού μεταλλικού πλαισίου των υποστυλωμάτων με τις κύριες δοκούς με βάση την κάτοψη του τυπικού ορόφου και τις χρήσεις.

• Ορισμός του συστήματος των πλακών και των δευτερευουσών δοκών.

• Επιλογή του συστήματος εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων.

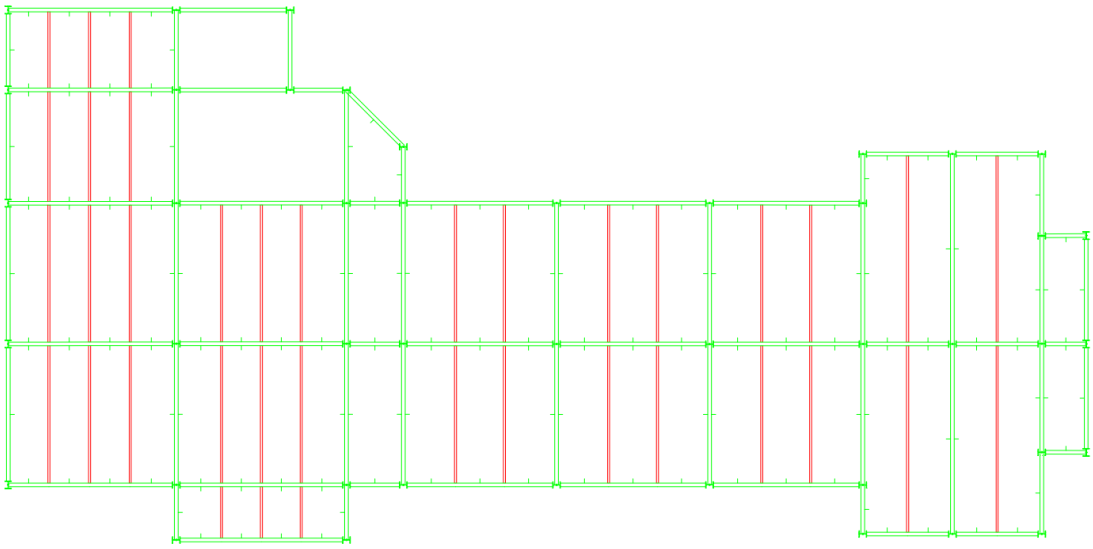
Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται η τελική λύση που επιλέχθηκε για το στατικό σύστημα.



Σχήμα 2.4: Κάτοψη τυπικού ορόφου-στατικό σύστημα

Σε αυτό φαίνεται ο φέροντας οργανισμός του κτιρίου που αποτελείται από μεταλλικές δοκούς και υποστυλώματα. Το σύστημα πλευρικής ευστάθειας περιλαμβάνει στη διεύθυνση Z συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί σε συγκεκριμένα φατνώματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.4. Στην διεύθυνση X το κτίριο αποτελείται από πλαίσια ροπής σε συγκεκριμένες θέσεις περιμετρικά του κτιρίου και στη μεσαία σειρά. Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετηθεί επίσης και καθ' ύψος του πυρήνα του ανελκυστήρα. Ο περιορισμός της μη επέμβασης στις αρχιτεκτονικές διαμορφώσεις αποτέλεσε βασικό παράγοντα για τον καθορισμό του συστήματος πλευρικής ευστάθειας. Έτσι, χρησιμοποιήθηκαν πλαίσια ροπής και σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου χιαστί περιμετρικά και εσωτερικά, σε θέσεις που δεν επηρεάζουν αισθητικά και λειτουργικά τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό.

Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς και μέσω αυτών τα φορτία μεταφέρονται στις κύριες δοκούς. Οι δευτερεύουσες δοκοί εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες και, στις περισσότερες εκ των περιπτώσεων, είναι μεταξύ τους ισαπέχουσες. Στο Σχήμα 2.5 που ακολουθεί παρουσιάζεται το σύστημα των δευτερευουσών δοκών.



Σχήμα 2.5: Κάτοψη τυπικού ορόφου-δευτερεύουσες δοκοί

2.5 Υλικά κατασκευής

Σε αυτό το σημείο περιγράφονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν.

2.5.1 Δομικός χάλυβας S355

Οι ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ ορίζονται στον Ευρωκώδικα 3. Για τα μεταλλικά στοιχεία ο επιλεγμένος χάλυβας είναι κατηγορίας S355..Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ισούται με E=210GPa,το ειδικό βάρος με γ=78.5kN/m^3 ,ο λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή με ν=0.3 και το μέτρο διάτμησης G=81000MPa. Στον Πίνακα 2.1 παρουσιάζονται οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης) f_u του δομικού χάλυβα κατηγορίας S355.

Πίνακας 2.1: : Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ (EN1993-1-1 §3.2.3)

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm²]	f_u [N/mm²]	f_y [N/mm²]	f_u [N/mm²]
EN 10025-2	(Κοινοί χάλυβες – χονδρόκοκκοι)			
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470

2.5.2 Σκυρόδεμα C30/37

Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 , με ειδικό βάρος γ_c=25 KN/m^3 , μέτρο ελαστικότητας E_C =21 GPa και λόγο Poisson στην ελαστική περιοχή ν = 0.2.

Πίνακας 2.2: Ιδιότητες σκυροδέματος

Σκυρόδεμα	**C30/37**
f_{ck} (MPa)	30
f_{cm} (MPa)	38
E_{cm} (GPa)	33
G (GPa)	12.48

2.5.3 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Οι χάλυβες που χρησιμοποιήθηκαν κατά τον σχεδιασμό των σύμμικτων δοκών είναι ποιότητας B500C , με μέτρο ελαστικότητας E_S = 210 GPa , ειδικό βάρος 78.5 kN/m^3 όριο διαρροής $f_{y,s}$ = 500 MPa και λόγο Poisson στην ελαστική περιοχή ν = 0.3.

2.6 Νομικό Πλαίσιο

- Αρχιτεκτονικός σχεδιασμός :

Ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός βασίστηκε στην ισχύουσα ελληνική νομοθεσία :

– Νέος Οικοδομικός κανονισμός - Ν.4067/ΦΕΚ 79/9-4-2012.

– Κτιριοδομικός κανονισμός. – Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτηρίων - Π.Δ. 41 - 2018 ΦΕΚ 80Α 07.05.2018.

– ΤΟΤΕΕ 20702-5/2010: Βιοκλιματικός σχεδιασμός κτιρίων.

– Ο περί πολεοδομίας και χωροταξίας νόμος

- Στατική και Δυναμική ανάλυση :

Η στατική και δυναμική ανάλυση βασίστηκε στην ισχύουσα ευρωπαϊκή νομοθεσία:

– Ευρωκώδικας 0 «Βάσεις Σχεδιασμού».

– Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις στους φορείς»

– Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα».

– Ευρωκώδικας 4 «Σχεδιασμός Σύμμικτων Φορέων από Χάλυβα και Σκυρόδεμα».

– Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός Σχεδιασμός».

3 Δράσεις

3.1 Μόνιμες Δράσεις

Ο μόνιμες δράσεις (permanent actions) περιλαμβάνουν όλες τις δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή των δράσεων λαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που δρουν σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις δαπέδων, σταθερός εξοπλισμός, κιγκλιδώματα), δυνάμεις προέντασης, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.

Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν στην παρούσα διερεύνηση είναι τα παρακάτω:

- Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων (υπολογίζεται από το πρόγραμμα)
- Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών (υπολογίζεται από το πρόγραμμα)
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία ορόφου:
  Εσωτερικών διαχωριστικών : 2kN/m^2.
  Επικαλύψεων,ψευδοροφών : 2kN/m^2.
  Wτοιχοπλήρωσης=1,35kN/m με ύψος 3m

3.2 Μεταβλητές Δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους λαμβάνονται από τους πίνακες του Ευρωκώδικα για χώρους συνάθροισης κοινού σε διοικητικά κτίρια (κατηγορία C3), από όπου προκύπτει μεταβλητό φορτίο με χαρακτηριστική τιμή q_k=5 kN/m^2

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D[1)])	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα
[1)] Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.		

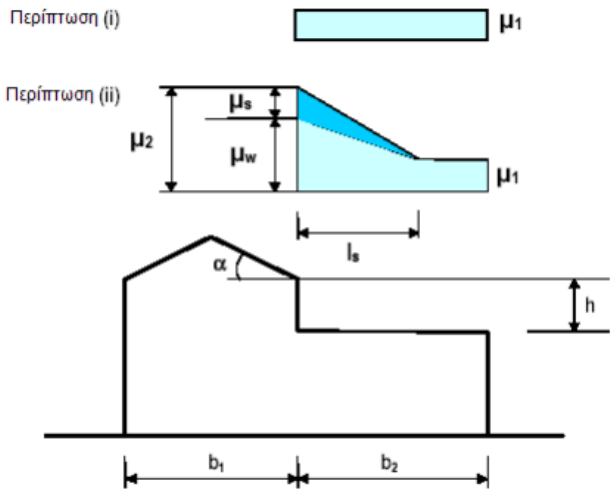
Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα ορόφων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
- **Δάπεδα**	2,0	2,0
- **Σκάλες**	3,5	2,0
- **Μπαλκόνια**	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

3.3 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και οι τιμές του υπολογίζονται με βάση τον Ευρωκώδικα 1,Μέρος 1-3. (EN 1991-1-3).Η χαρακτηριστική του τιμή επί του εδάφους sk είναι συνάρτηση της τοποθεσίας και συγκεκριμένα της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου της. Με βάση το Εθνικό Προσάρτημα, η Κοζάνη ανήκει στη Ζώνη ΙΙΙ και επομένως η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας sk_0 ισούται με 0.8 kN/m^2.Επίσης,δεδομένου πως η περιοχή δεν είναι παραθαλάσσια (A=500m),η τιμή sk_0 ισούται με την τιμή επί του εδάφους s_k.

Λαμβάνοντας υπόψιν πως για την συγκεκριμένη τοποθεσία οι συνθήκες χιονόπτωσης είναι κανονικές, χωρίς εξαιρετικές πτώσεις ή μετατοπίσεις χιονιού λόγω ανέμου, η κατάσταση σχεδιασμού που εξετάζεται είναι η «διάρκειας ή παροδική». Κατ'επέκταση, το φορτίο χιονιού που ασκείται επί της στέγης και το οποίο επιβαρύνει την κατασκευή δίνεται από την σχέση: $s = \mu_i C_e C_t s_k$,όπου με C_e συμβολίζεται ο συντελεστής έκθεσης στον άνεμο, με C_t ο θερμικός συντελεστής και με μ_i ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού. Η τιμή των συντελεστών C_e και C_t λαμβάνεται ίση με 1 (κανονικές συνθήκες έκθεσης σε άνεμο, κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης) ενώ ο συντελεστής μορφής μ_i υπολογίζεται για Στέγες σε επαφή, με ή κοντά σε υψηλότερες κατασκευές όπως φαίνεται παρακάτω :



Σχήμα 3.1: Συντελεστής μορφής μ_i για στέγες σε επαφή,με ή κοντά σε υψηλότερες κατασκευές

Περίπτωση (i):

μ_i=0.8 τόσο για την ψηλότερη στέγη (της απόληξης του κλιμακοστασίου) όσο και για την χαμηλότερη στέγη, καθώς η κλίση και των δύο ισούται με α=0°.

Περίπτωση (ii):

$\mu_2=\mu_s+\mu_w$ όπου

μ_s:ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λόγω ολίσθησης, εξαρτώμενος από την κλίση της υψηλότερης στέγης. Εδώ α=0 επομένως μ_s=0.

μ_w:ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λόγω ανέμου ίσος με $\mu w = \frac{b1+b2}{2h} \leq \frac{\gamma h}{sk}$. Με βάση το Εθνικό Προσάρτημα πρέπει να ισχύει $0.8 \leq \mu_w \leq 4$.Επίσης με γ συμβολίζεται το ειδικό βάρος του χιονιού, ίσο με 2kN/m^2.

Σε κάθε περίπτωση το μήκος απόθεσης l_s ισούται με 2h=5.6m και καλύπτει τον περιορισμό του Εθνικού Παραρτήματος 5m$\leq l_s \leq$15m

Εδώ το πρόγραμμα υπολογίζει μόνο τα φορτία χιονιού αφού ορίσουμε σωστά τις διαστάσεις της στέγης του και μέσω των πινάκων επιλέγουμε με την επιλογή «Ναι» ποια μέλη αναλαμβάνουν φορτία χιονιού

Φορτίο χιονιού [EC1-1-3]

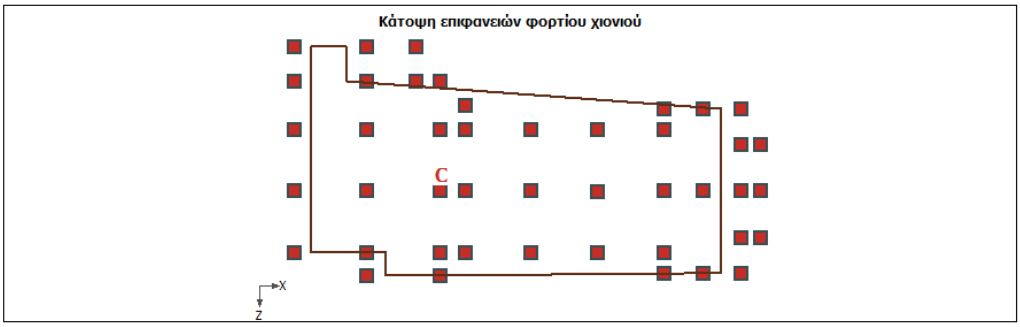
Φορτίο χιονιού στο επίπεδο της θάλασσας Sk,0 (A=0)	=	0.80kPa
Υψόμετρο τοποθεσίας A	=	500.0m
Συντελεστής έκθεσης Ce	=	1.00

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού στο έδαφος για τη δεδομένη περιοχή δίνεται από την εξ.:

$s_k = s_{k,0} \cdot [1 + (A/917)^2] = 1.04$kPa,

Τα φορτία χιονιού στη στέγη δίνονται από την εξ.(5.1), [EC1-1-3]:

$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$



Στοιχεία επιφανειών φορτίου χιονιού

Επιφάνεια [/]	Προβαλλόμενο εμβαδό [m²]	L [m]	B [m]	Γωνία κλίσης α [°]	Συντελεστής σχήματος μ1(α) [/]	Προβαλλόμενο φορτίο χιονιού s [kN/m²]
A	837.1	43.71	24.45	0.0	0.80	0.83
B	837.1	43.71	24.45	0.0	0.80	0.83
C	837.1	43.71	24.45	0.0	0.80	0.83

Σημείωση:

Το φορτίο χιονιού **s** αναφέρεται σε οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, σύμφωνα με τον EC 1-1-3, §5.2(4).

Ενεργοποιήστε τα Windows

3.4 Φορτία Ανέμου

Για κατασκευές ύψους μέχρι 200m, ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-4.Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα).

Εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα x'x (θ=0°) και τη θετική διεύθυνση του άξονα y'y (θ=90°). Ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα θεωρείται πως έχει θεμελιώδη ταχύτητα 27 m/s σε περιοχές με απόσταση πάνω από 10km από την ακτή, όπως είναι η περιοχή της Κοζάνης που εξετάζεται. Η κατηγορία εδάφους είναι III (Περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων). Από τον Πίνακα 2.6 για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει z_0=0.3 m και z_{min}=5m.

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_o m	z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.		

Η *μέση ταχύτητα του ανέμου* $v_{m(z)}$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$vm(z) = cr(z) \cdot c0(z) \cdot vb$$

όπου $C_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$C_0(z)$: είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

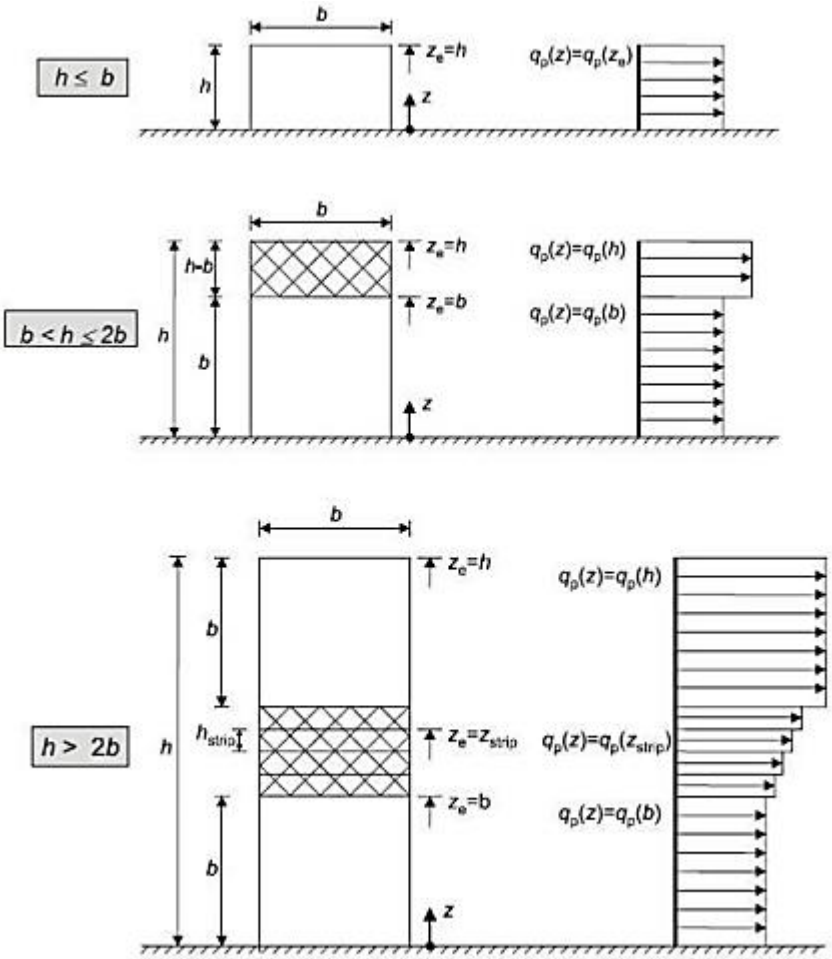
v_b= βασική ταχύτητα ανέμου που υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$vb = cdir \cdot cseason \cdot vb,0$$

με c_{dir}= 1 ο συντελεστής διεύθυνσης

c_{season}= 1 ο συντελεστής εποχής

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους εξαρτάται από τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτιρίου όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 3.4.



Σχήμα 3.2: Ύψος αναφοράς και κατανομή πιέσεων

Για h≤b έχουμε z_e =8.00 m για τον προσήνεμο, υπήνεμο και τους παράπλευρους τοίχους, καθώς και ομοιόμορφη κατανομή πιέσεων σε όλο το ύψος του κτιρίου.

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$Cr(z) = kr \cdot ln\left(\frac{z}{zo}\right) \text{ για zmin} \leq z \leq z\,max = 200m$$

$$Cr(z) = C\,r\,(z\,min) = kr \cdot ln\left(\frac{zmin}{zo}\right) \;, \gamma\iota\alpha\; z < zmin$$

όπου ο συντελεστής εδάφους kr : $kr = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z0}{z0,II}\right)^{0,07}$

με z_0, z_{min}: σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους III

$z_{0,II}$ =0.05 σύμφωνα με τον κανονισμό

z_{max} λαμβάνεται ίσο με 200m

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι ίσος με $C_0(z)=1$, ως προτεινόμενη τιμή για Φ=0 θεωρώντας ότι η κατασκευή είναι σε κοιλάδα.

Η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας είναι ρ =1.25 kg/m^3 .

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

$$Iv(z) = \frac{kI}{c0(z) \cdot ln\left(\frac{z}{z0}\right)}$$

Όπου k_I=συντελεστής στροβιλισμού, λαμβάνεται ίσος με 1.

Επομένως, η πίεση της ταχύτητας αιχμής είναι από τις παραπάνω εξισώσεις:

$$qp(z) = [1 + 7 \cdot Iv(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot vm^2(z)$$

Ορίζονται στο πρόγραμμα οι παράμετροι του ανέμου και εφαρμόζονται στα κατάλληλα μέλη στο προσομοίωμα, δηλαδή στο εξωτερικό περίβλημα του κτιρίου και στις τεγίδες.

Πίνακας 3.4: Αποτελέσματα παραμέτρων και υπολογισμών

Φορτίο ανέμου [EC1-1-4]

Α/Α φόρτισης ανέμου : 1 - Διεύθυνση : +X - Εσωτερική υποπίεση

Βασική ταχύτητα ανέμου Vb	=	27.0m/s
Κατηγορία ανάγλυφου	:	II
Συντελεστής ορεογραφίας Co	=	1.00
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης Cpi	=	-0.30
Υψόμετρο βάσης για εφαρμογή ανεμοπίεσης	=	0.00m
Ύψος κτιρίου από τη βάση εφαρμογής ανεμοπίεσης h	=	9.00m
Διάσταση κτιρίου εγκάρσια στον άνεμο b	=	24.45m
Διάσταση κτιρίου παράλληλη στον άνεμο d	=	49.95m
Διάσταση e = min(b, 2h)	=	18.00m
Ζώνες πλαινών τοίχων για e < d	:	A, B, C
Είδος και γωνία κλίσης στέγης	:	Οριζόντια, 0.0°

Η πίεση ταχύτητας αιχμής δίνεται από την εξ. (4.8), EC1-1-4:

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

Για την υψομετρική ζώνη 1 (z= 9.00m), είναι:

I_v(9.00m) = 0.193, v_m(9.00m) = 26.64m/s, q_p(9.00m) = 1.04kPa.

Ζώνες τοίχων: Διαστάσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	A	B	C	D	E
Διάσταση [m]=	3.60	14.40	31.95	24.45	24.45
Cpe,10 [/]=	-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30
Cp [/]=	-0.90	-0.50	-0.20	1.00	0.00
Z=+9.00m: W [kPa]=	-0.94	-0.52	-0.21	1.04	0.00

Ζώνες στέγης: Διαστάσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	F	G	H	I
LX x LZ [m]=	1.80 x 4.50	1.80 x 15.44	7.20 x 24.44	34.71 x 24.44
Cpe,10 [/]=	-1.80	-1.20	-0.70	-0.20
Cp [/]=	-1.50	-0.90	-0.40	0.10
Z=+9.00m: W [kPa]=	-1.56	-0.94	-0.42	0.10

Οι *συντελεστές εξωτερικής πίεσης* c_{pe}, εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της

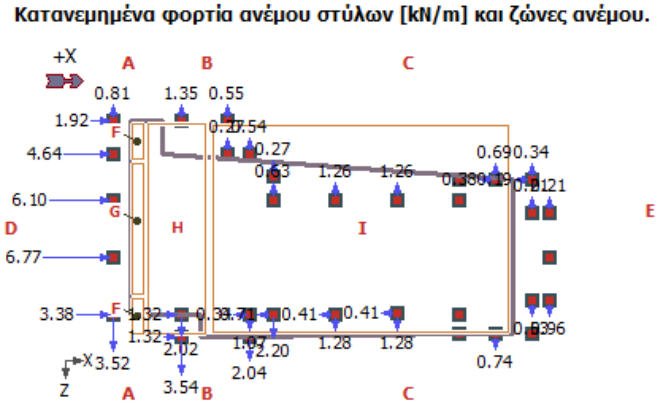
φορτιζόμενης επιφάνειας A, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,1}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από $1m^2$ π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $c_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των $10m^2$, όπως και στην περίπτωση που εξετάζεται.

Στους Πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών c_{pe}, που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες 0°, 90° και 180°, έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά 45° ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Πίνακας 3.5: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών cpe για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	



3.5 Σεισμός

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών και προκαλούν την

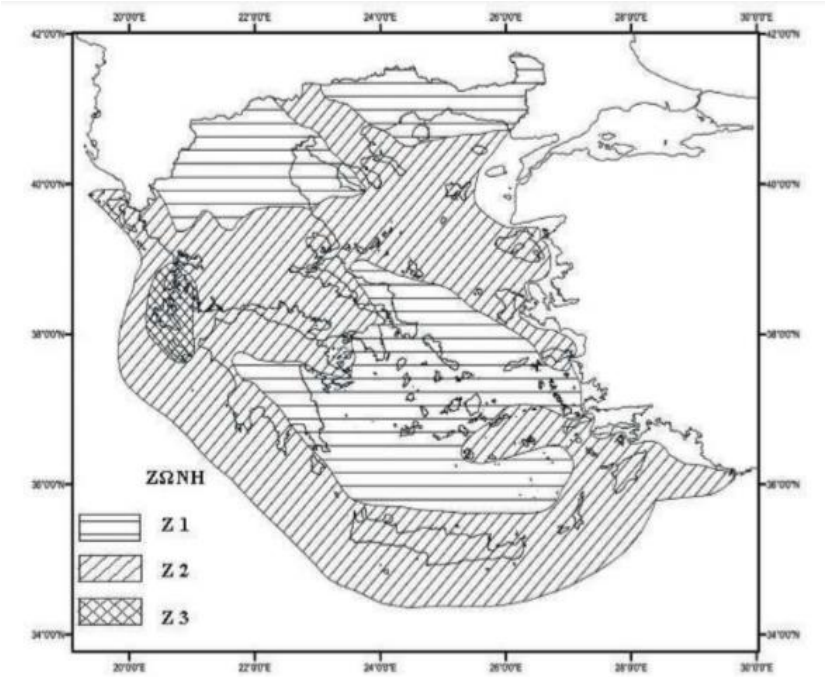
ταλάντωση τους. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Για την ανάλυση των σεισμικών δράσεων που ασκούνται στον φορέα χρησιμοποιείται η μέθοδος φασματικής απόκρισης ή αλλιώς φασματική δυναμική μέθοδος. Μέσω αυτής μελετάται η δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας έναντι σεισμού, χρησιμοποιώντας τις ιδιομορφές και τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους της κατασκευής και εντάσσοντάς τες στο συνολικό προσομοίωμα.

Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας προβλέπεται μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης $a_{gR,}$ που λαμβάνεται από το χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα. Η περιοχή του κτιρίου που εξετάζεται ανήκει στην Ζώνη I, όπου οι παράμετροι σεισμικής δράσης είναι:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας:	Ζώνη 1	α_{gR} = 0,16g
Κατηγορία σπουδαιότητας:	Σ3	γ1 = 1,20
Κατηγορία εδάφους:	B	TB = 0,15s
		TC = 0,50s
		TD = 2,50s
		S = 1,15

Ποσοστό απόσβεσης ζ=5%



Σχήμα 3.3**:** Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Πίνακας 3.6: Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδας

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	**I**	II	III
a_{gR}	**0,16·g**	0,24·g	0,36·g

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει μία ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Το εξεταζόμενο κτίριο εφόσον εξυπηρετεί υπηρεσίες της περιφέρειας και ικανοποιεί πλήθος κοινωνικών παροχών ανήκει στην κατηγορία III – Κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας, όπου ο συντελεστής γ_I=1.2

Πίνακας 3.7: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I κατά EC8

Κατηγορία σπουδαιότητας		Συντελεστής σπουδαιότητας
I	Μικρή σπουδαιότητα	0.8
II	Συνήθης σπουδαιότητα	1.0
III	**Μεγάλη σπουδαιότητα**	**1.2**
IV	Πολύ μεγάλη σπουδαιότητα	1.4

Τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, C, D και E. Το κτίριο μας εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B.

Πίνακας 3.8: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8.

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	**1.20**	**0.15**	**0.50**	**2.50**
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως 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 εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται μέσω του δείκτη συμπεριφοράς q. Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα. Στην περίπτωση μας επιλέγουμε υψηλή πλάστιμη συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται q=4.

Πίνακας 3.9: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q (EN 1998-1 Πιν. 6.2)

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

$$Sd(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \qquad \text{για } 0 \le T \le T_B$$

$$Sd(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \qquad \text{για } T_B \le T \le T_C$$

$$Sd(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \ge \beta \cdot \alpha_g \qquad \text{για } T_C \le T \le T_D$$

$$Sd(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \ge \beta \cdot \alpha_g \qquad \text{για } T_D \le T \le 4\ sec$$

Όπου:

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση του σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού βάσει την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπου σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα η τιμή ορίζεται ως β=0.2.

3.5.1 Σεισμική ανάλυση στο πρόγραμμα

Αναπαρίστανται γραφικά στο φάσμα σχεδιασμού οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου για κάθε διεύθυνση, ενώ σημειώνονται τα ποσοστά των ιδιομορφικών μαζών που ενεργοποιεί η κάθε ιδιομορφή. Γίνεται, λοιπόν, εκτίμηση των σεισμικών επιταχύνσεων που ενεργούν στο κτίριο καθώς και η σημαντικότητα κάθε ιδιομορφής σύμφωνα με το ποσοστό τις μάζας που διεγείρει.

Δεδομένα:

– Σεισμική Ζώνη: Z1 (agr=0.16 m/s2)

– Συντελεστής σπουδαιότητας γIII = 1,2.

– Κατηγορία εδάφους B (συντελεστής εδάφους s=1.20).

– TB = 0,15 , TC = 0,50 , TD = 2,50.

– Κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ).

– Στατικό σύστημα κατά x: πολυώροφα πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων.

– Στατικό σύστημα κατά z: κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι.

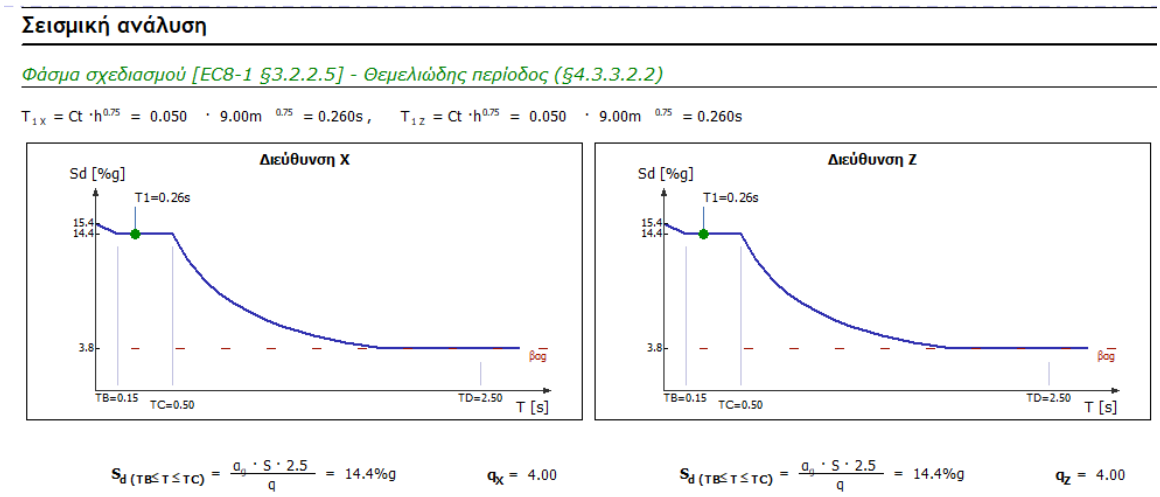
– Το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη.

– Καθ’ύψος στη διεύθυνση κανονικό τις διευθύνσεις x-x και z-z:.

– Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια qx = 4,00.

– Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια qz = 4,00.

– Συντελεστής συμπεριφοράς κατακόρυφα qv = 1,5.



Σχήμα 3.6 Γραφική αναπαράσταση των ιδιοπεριόδων και αντίστοιχων ποσοστών ιδιομορφικών μαζών στο φάσμα σχεδιασμού.

3.6 Συνδυασμοί Δράσεων

3.6.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σε:

- Καταστάσεις Διαρκείας: αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές Καταστάσεις: αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές Καταστάσεις: αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις Σεισμού: αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ) και Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).Οι Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής.

Πίνακας 3.10: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια 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 βάρος οχημάτων ≤ 30kN	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων ≤ 160kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7 0	0,5 0	0,3 0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000 m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Το κτίριο που μελετάται είναι κατηγορίας C ενώ για τα φορτία χιονιού ανήκει σε κράτος μέλος του CEN και για τοποθεσία υψομέτρου H≤1000m.Με βάση τον παραπάνω Πίνακα προκύπτουν οι συντελεστές ψ_i για τους συνδυασμούς των δράσεων.

3.6.2 Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχία του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

β)Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$E_{d,A} = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

γ)Για καταστάσεις σεισμού:

$$E_{d,E} = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.6.3 Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.).

α) Χαρακτηριστικός συνδιασμός (Characteristic combination):

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

β) Συχνός συνδιασμός (Frequent combination):

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

γ) Οιονεί μόνιμος συνδιασμός (Quasi-permanent combination):

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.6.4 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

Στην παρούσα διπλωματική εργασία τα φορτία συνδυασμού θα προκύψουν αυτόματα από το πρόγραμμα και παρουσιάζονται σε μορφή πινάκων μέσω του προγράμματος. Πάντα υπάρχει η δυνατότητα να γίνουν παραμετροποιήσεις σε οποιοδήποτε συνδυασμό, δημιουργία νέου ή και διαγραφή κάποιου συνδυασμού δράσεων, και εξαρτάται από τον μελετητή αναλόγως στο τι στοχεύει να μελετήσει. Εδώ χρησιμοποιήθηκαν συνδυασμοί φορτίσεων που προκύπτουν από τον εφαρμοζόμενο κανονισμό των Ευρωκώδικων.

Φορτίσεις & Συνδυασμοί φορτίσεων στο κτίριο

Πίνακας φορτίσεων

Α/Α	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q
Φ3	Κινητά Α'	QA
Φ4	Κινητά Β'	QB
Φ5	Κινητά C'	QC
Φ6	Κινητά D'	QD
Φ7	Κινητά Ε'	QE
Φ8	[G+ψ2xQ]	[G+ψ2xQ]
Φ9	Άνεμος +x	W[+x]
Φ10	Άνεμος +z	W[+z]
Φ11	Άνεμος -x	W[-x]
Φ12	Άνεμος -z	W[-z]
Φ13	Χιόνι	S

Συνδυασμοί δράσεων

Συνδυασμοί δράσεων

Α/Α	Περιγραφή συνδυασμού	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G+1.05Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.35G+1.05QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ3	1.35G+1.05QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ4	1.35G+1.05QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ5	1.35G+1.05QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ6	1.35G+1.05QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ7	1.15G+1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ8	1.15G+1.50QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ9	1.15G+1.50QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ10	1.15G+1.50QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ11	1.15G+1.50QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ12	1.15G+1.50QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ13	1.15G+1.50Q+0.90W[+x]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ14	1.15G+1.05Q+1.50W[+x]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ15	1.15G+1.05Q+0.90W[+x]+1.50S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ16	1.15G+1.50Q+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ17	1.15G+1.05Q+1.50S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ18	1.00G+1.50W[+x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ19	1.35G+1.05Q+0.90W[+x]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ20	1.35G+1.05Q+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ21	1.15G+1.50Q+0.90W[+z]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ22	1.15G+1.05Q+1.50W[+z]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ23	1.15G+1.05Q+0.90W[+z]+1.50S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ24	1.00G+1.50W[+z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ25	1.35G+1.05Q+0.90W[+z]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ26	1.15G+1.50Q+0.90W[-x]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ27	1.15G+1.05Q+1.50W[-x]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ28	1.15G+1.05Q+0.90W[-x]+1.50S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ29	1.00G+1.50W[-x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ30	1.35G+1.05Q+0.90W[-x]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ31	1.15G+1.50Q+0.90W[-z]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ32	1.15G+1.05Q+1.50W[-z]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ33	1.15G+1.05Q+0.90W[-z]+1.50S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ34	1.00G+1.50W[-z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ35	1.35G+1.05Q+0.90W[-z]+0.75S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ36	1.00G+1.00Q	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι
ΣΦ37	1.00[G+ψ2xQ]	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι

Ενεργοποιήστε τα Windows
Μεταβείτε στις ρυθμίσεις για ενεργοποίηση των Windows.

Σχήμα 3.7 Φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων από το πρόγραμμα ανάλυσης FESPA.

4 Προσομοίωση των στοιχείων του φορέα

4.1 Γενικά

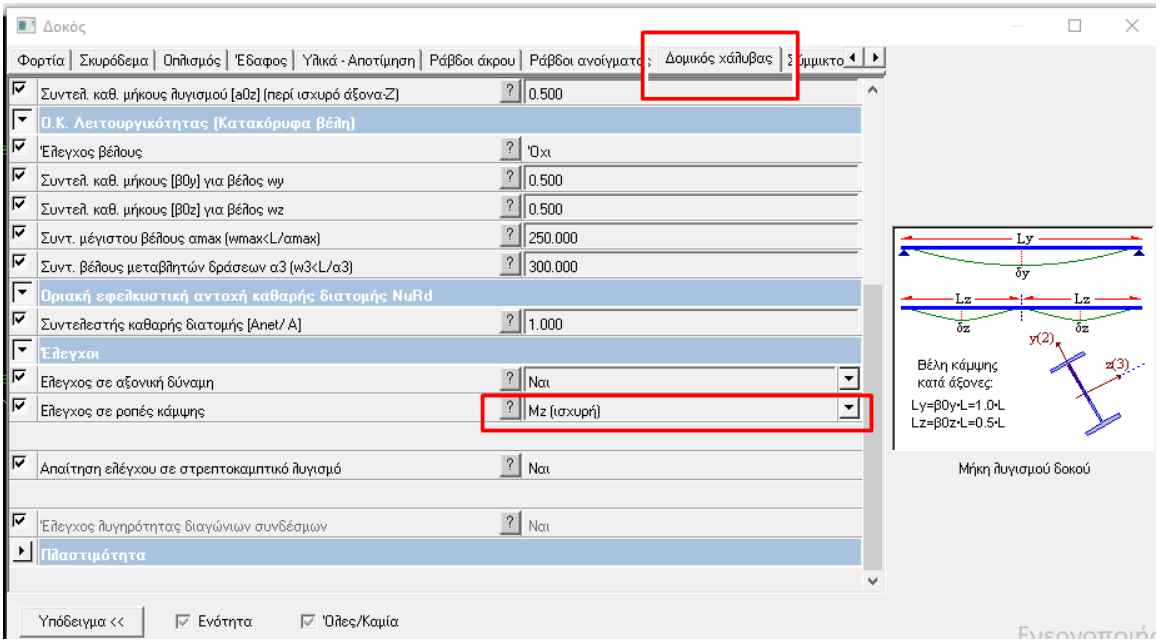
Η ανάλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του προγράμματος FESPA, ενός ευρέως αναγνωρισμένου λογισμικού για την τρισδιάστατη ανάλυση- διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων.

Τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB με έδραση πάνω στα μπετονένια υποστυλώματα του υπογείου. Ο προσανατολισμός των υποστυλωμάτων είναι τέτοιος ώστε οι ισχυροί τους άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός των πλαισίων ροπής, δηλαδή κατά τη διεύθυνση X.

Οι κύριες δοκοί είναι διατομής IPE και συνδέονται με τα υποστυλώματα με συνδέσεις πλήρους αντοχής στα πλαίσια ροπής και αρθρωτά στα υπόλοιπα πλαίσια. Οι δευτερεύουσες δοκοί και οι τεγίδες διατομής IPE είναι σύμμικτες και λαμβάνονται ως αμφιέρειστες δοκοί που εδράζονται στις κύριες.

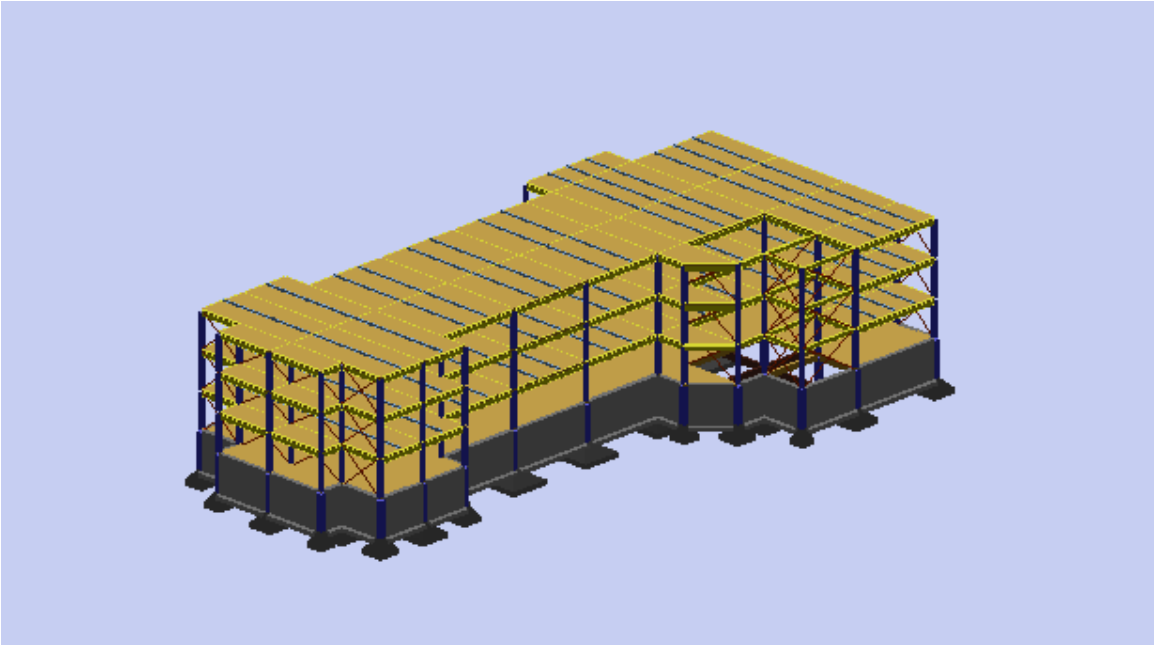
Για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκαν διατομές CHS, οι οποίες συνδέονται αρθρωτά στα υποστυλώματα.

Για την προσομοίωση των πλακών χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης που προηγήθηκε με το λογισμικό SymDeck. Οι πλάκες εισήχθησαν στο FESPA κανονικά ώστε να εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία τους και σε αυτές εφαρμόστηκαν τα αντίστοιχα κατανεμημένα φορτία. Το δάπεδο κάθε ορόφου θεωρείται ότι δρα ως διάφραγμα, με αποτέλεσμα όλοι οι κόμβοι του να κινούνται ως ένας στερεός δίσκος και έτσι οι δοκοί δεν υπόκεινται σε αξονική καταπόνηση. Για να γίνει όμως αυτό από τη στιγμή που το κτίριο μας είναι σύμμικτο οι δοκοί απαλλάσσονται από τον έλεγχο σε ροπές κάμψης στην ασθενή τους διεύθυνση (την Y) λόγω της ισχυρής διατμητικής τους σύνδεσης με τη πλάκα σκυροδέματος. Αυτό γίνεται από τους παραμέτρους των δοκών στην καρτέλα «Δομικός Χάλυβας».



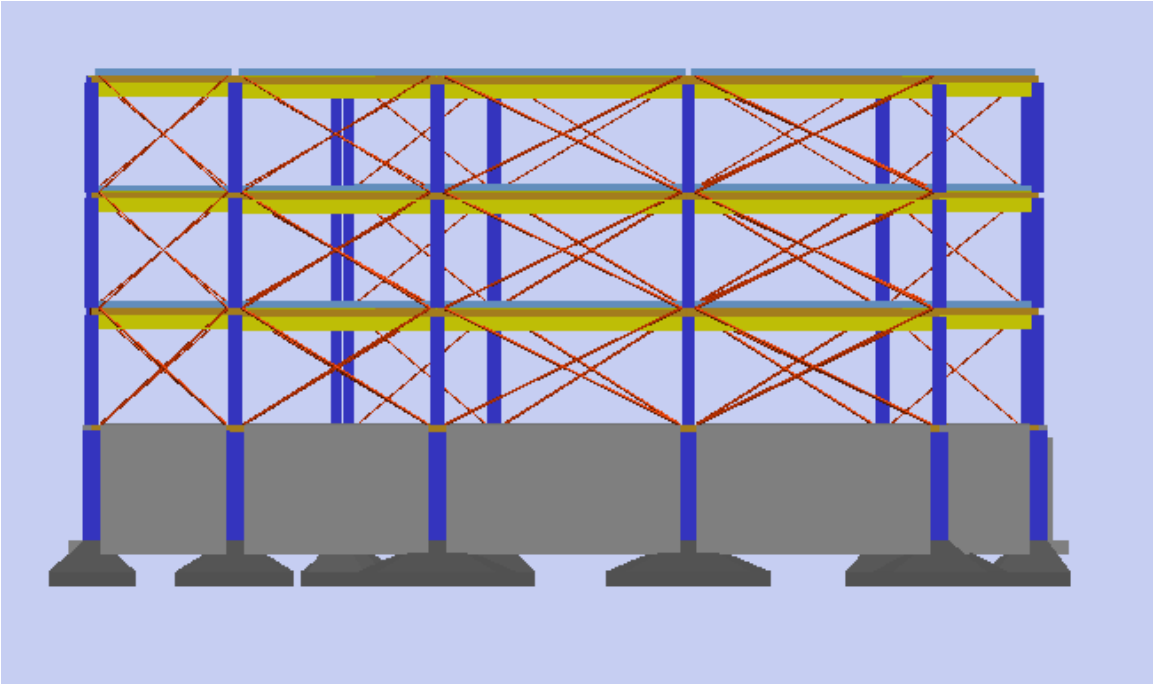
4.2 Προσομοίωμα της κατασκευής

Στο παρακάτω Σχήμα παρουσιάζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής. Σε αυτό φαίνονται οι θέσεις των υποστυλωμάτων, οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι εδράσεις των υποστυλωμάτων πάνω στα υποστυλώματα του υπογείου, τα τοιχώματα του υπογείου και οι πεδιλοδοκοί της θεμελίωσης. Φαίνονται επίσης οι πλάκες, οι οποίες εδράζονται στις σύμμικτες δοκούς με τις νευρώσεις τους κάθετα σε αυτές.

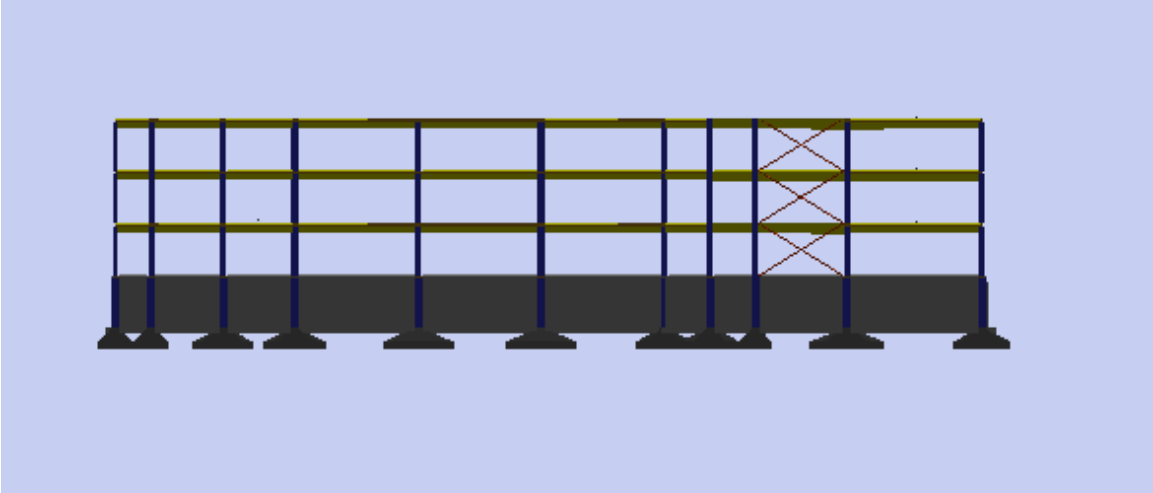


Σχήμα 4.1:Τρισδιάστατο προσομοίωμα κατασκευής

Για την καλύτερη κατανόηση του συστήματος πλευρικής εξασφάλισης της κατασκευής παρουσιάζονται τα παρακάτω σχήματα. Στο Σχήμα 4.2 παρουσιάζονται τα πλαίσια ροπής που αναλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία κατά τη διεύθυνση Χ. Ομοίως στο Σχήμα 4.3 παρουσιάζονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που αναλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία κατά τη διεύθυνση Ζ.

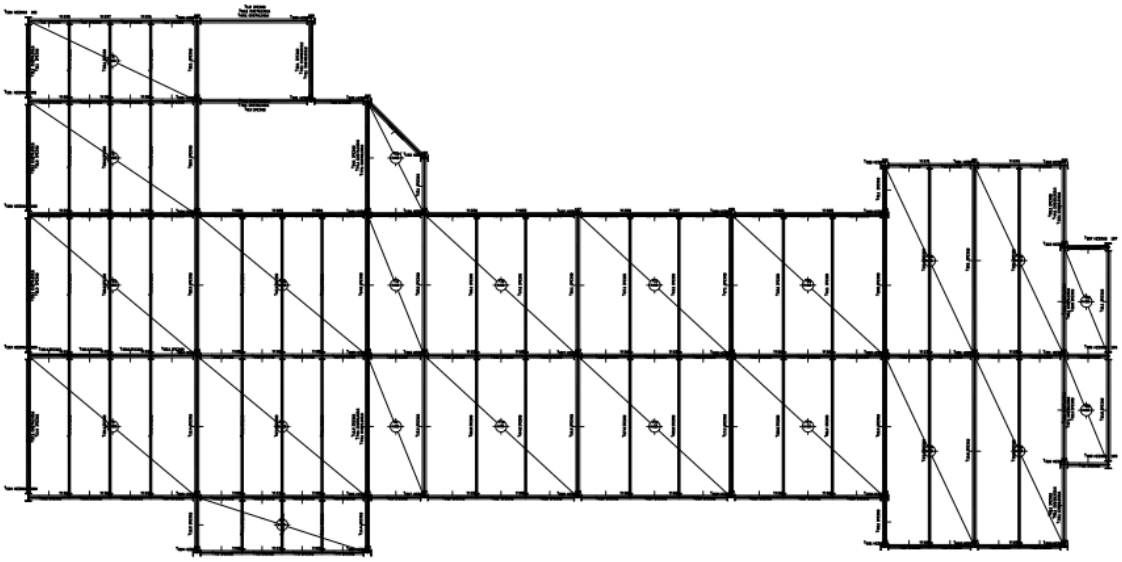


Σχήμα 4.2: Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαψίας τύπου κατά τη διεύθυνση Ζ



Σχήμα 4.3: Πλαίσια ροπής κατά τη διεύθυνση Υ

Στη συνέχεια παρουσιάζεται μια τυπική κάτοψη (κάτοψη ορόφου) στην οποία φαίνεται η θέση και ο προσανατολισμός των σύμμικτων πλακών.



Σχήμα 4.4**:** Κάτοψη τυπικού ορόφου που φαίνεται ο προσανατολισμός των σύμμικτων πλακών

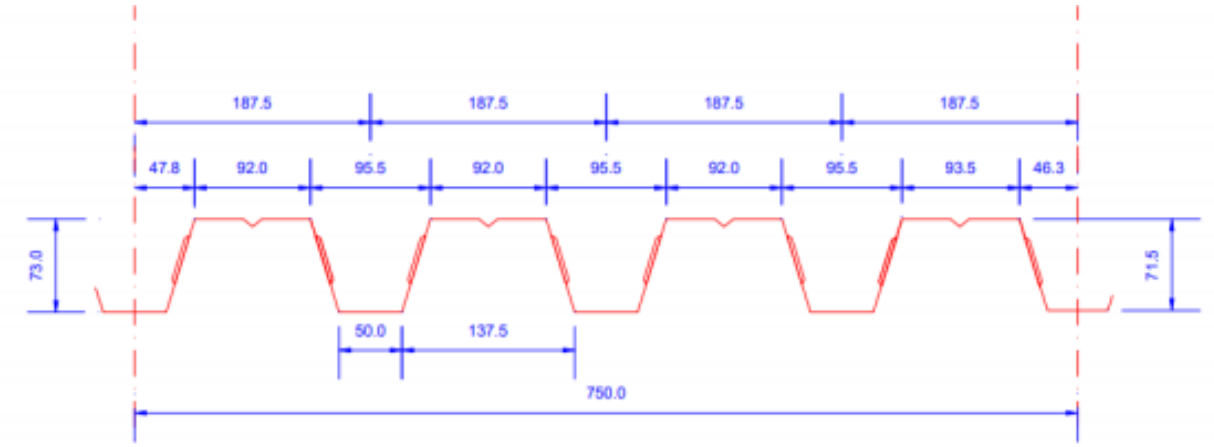
5 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών έγινε με το πρόγραμμα SymDeck Designer, το οποίο αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και χρησιμεύει στον έλεγχο και την διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SymDeck 73.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας».
Στην φάση κατασκευής το χαλυβδόφυλλο είναι αυτό που φέρει το ίδιο βάρος του, το βάρος του υγρού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης. Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 1.5 kN/m^2 που δρα σε επιφάνεια 3m*3m (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.75 kN/m^2 που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης.

Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Τα φορτία που δρουν σε αυτή τη φάση επί της σύμμικτης πλάκας είναι τα ίδιο βάρος G καθώς και ωφέλιμο κινητό φορτίο Q. Γίνεται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (1.35G+1.5Q) και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (G+Q).

Για το παρόν κτίριο, οι σύμμικτες πλάκες έχουν πλάτη κοντά στα 7.5m-8.5m ενώ το μέγιστο άνοιγμα που παρουσιάζεται είναι ίσο με 2.7m. Οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου τοποθετούνται κάθετα στην διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών. Καθώς τα φορτία που φέρει η στέγη οδηγούν στην απαίτηση πλάκας μεγαλύτερων διαστάσεων επιλέχθηκε για λόγους οικονομίας να χρησιμοποιηθούν δύο διαφορετικές πλάκες, μία για τον όροφο και μία για την οροφή του κτηρίου. Σημειώνεται πως στη διαστασιολόγηση της πλάκας της οροφής λήφθηκε τιμή μεταβλητού φορτίου 1.92kN/m^2, ίση με την μέση τιμή του φορτίου του χιονιού (3.2kN/m^2-0.64kN/m^2) καθώς αυτό το σενάριο κρίθηκε δυσμενέστερο από την εφαρμογή κινητού φορτίου για μη προσβάσιμες στέγες q=0.5kN/m^2.



Σχήμα 5.1**:** Γεωμετρία τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SymDeck 73

Όροφος

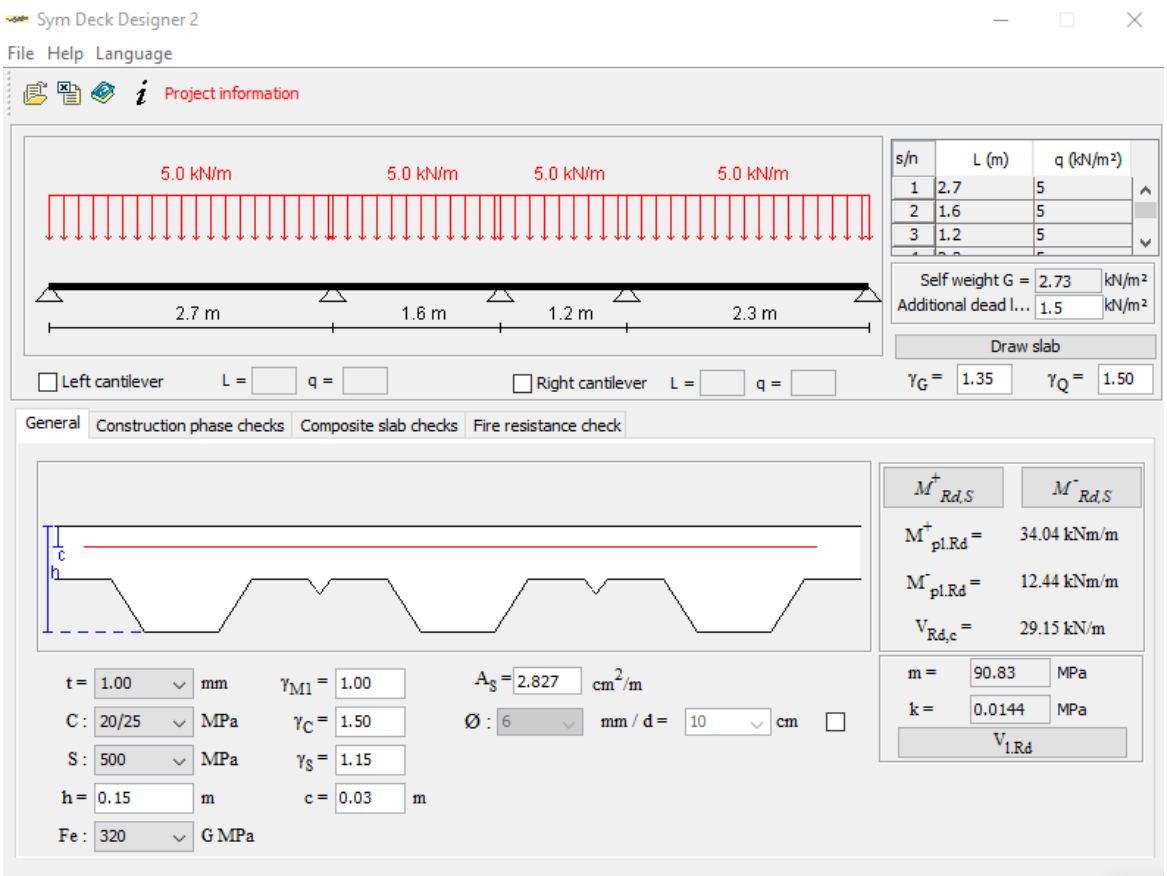
Επιλέχθηκε πλάκα συνολικού πάχους h_{tot}=150mm (h_p=73mm, h_c=77mm) με χαλυβδόφυλλο SymDeck 73 πάχους t= 1.00 mm.

Για να εξασφαλιστεί διαφραγματική λειτουργία πρέπει να ισχύουν οι εξής περιορισμοί:

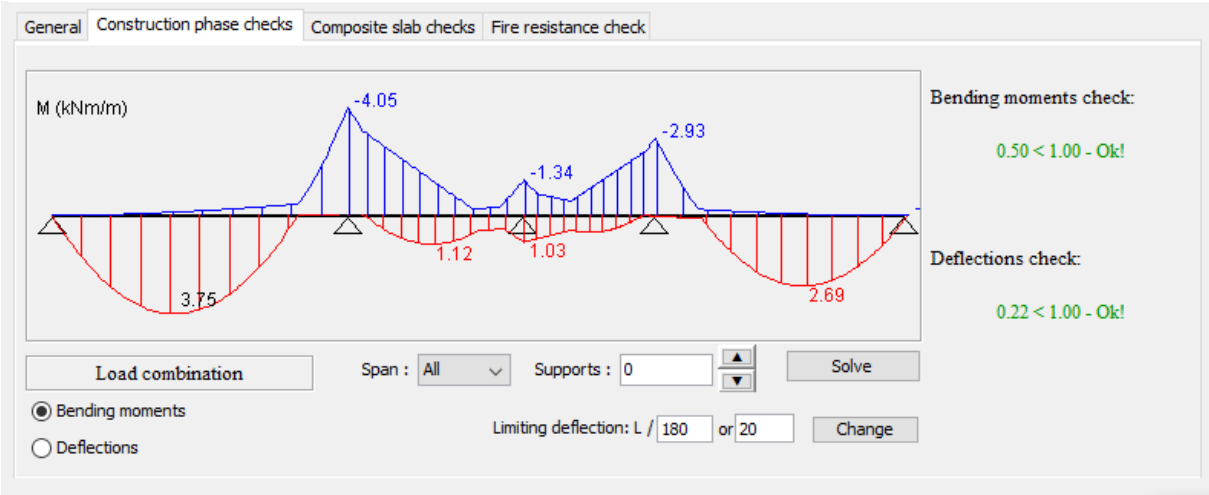
- minh=90 < h_{tot}= 150mm
- minh_c=50 < h_c=77mm

Ο ελάχιστος οπλισμός που απαιτείται πρέπει να έχει εμβαδόν μεγαλύτερο από 80mm^2/m.Οι αποστάσεις των ράβδων του οπλισμού δεν πρέπει να είναι μικρότερες από το 2h και τα 350mm, όπου h το ολικό ύψος της πλάκας. Επιλέγεται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός Φ6mm/100mm ώστε να τηρούνται και οι δύο προϋποθέσεις (A_s=282.7 mm^2/m)

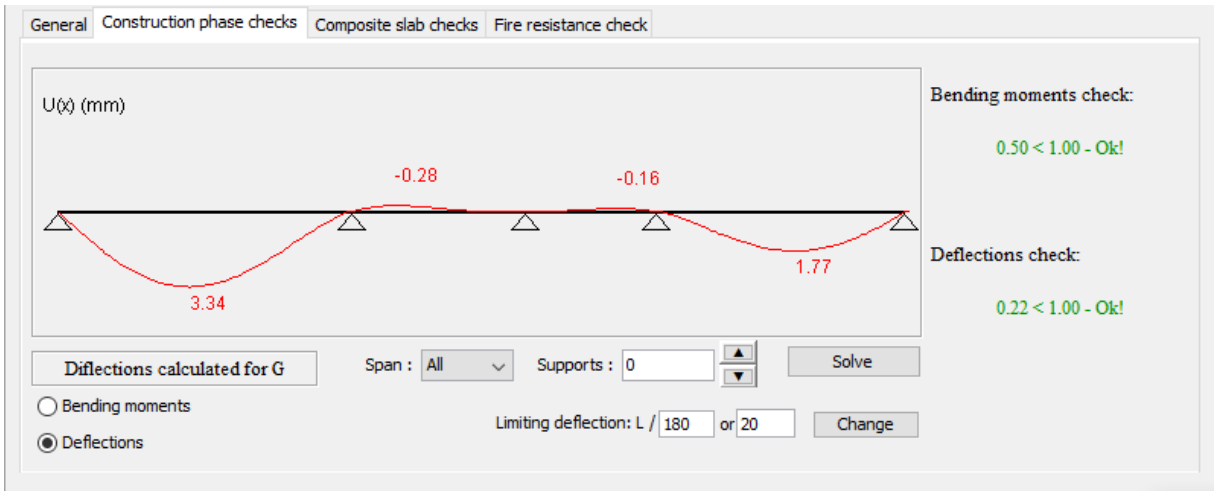
Από το πρόγραμμα προκύπτουν τα εξής ενδεικτικά αποτελέσματα για την δυσμενέστερη πλάκα του ορόφου:



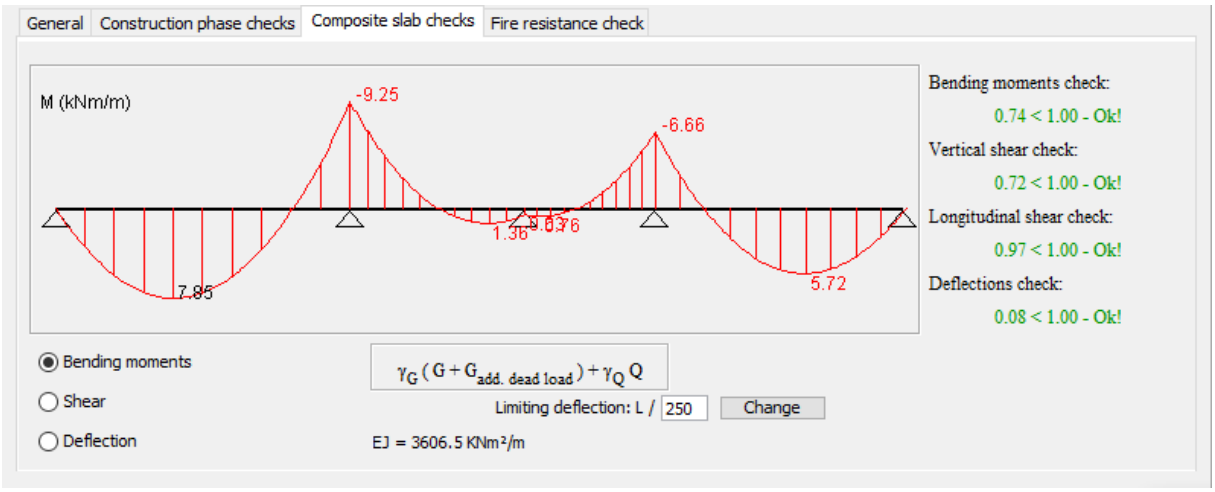
Σχήμα 5.2**:** Γενικά στοιχεία της δυσμενέστερης πλάκας ορόφου



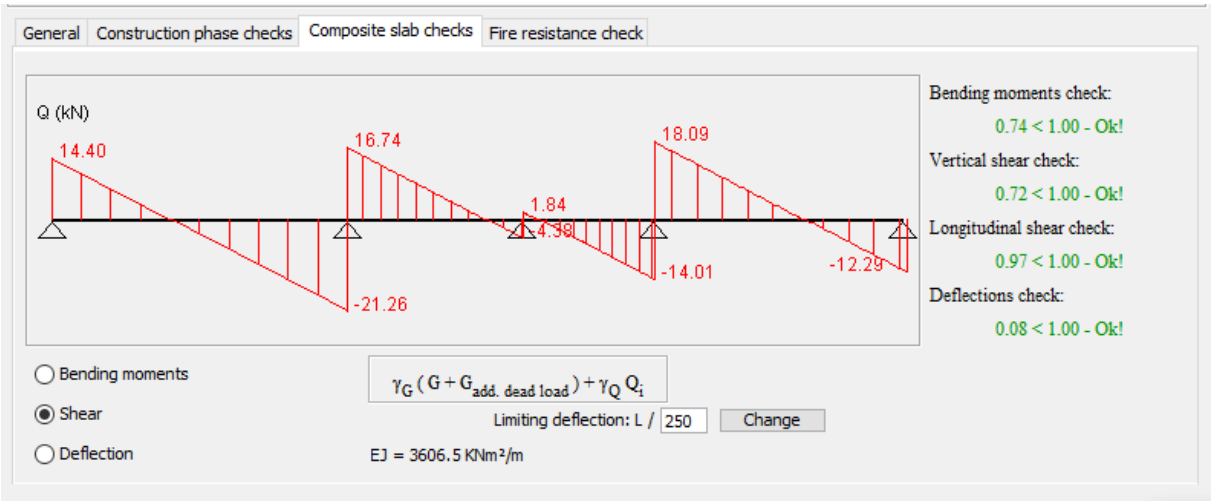
Σχήμα 5.3**:** Αποτελέσματα ελέγχου καμπτικών ροπών για την δυσμενέστερη πλάκα του ορόφου στη φάση κατασκευής



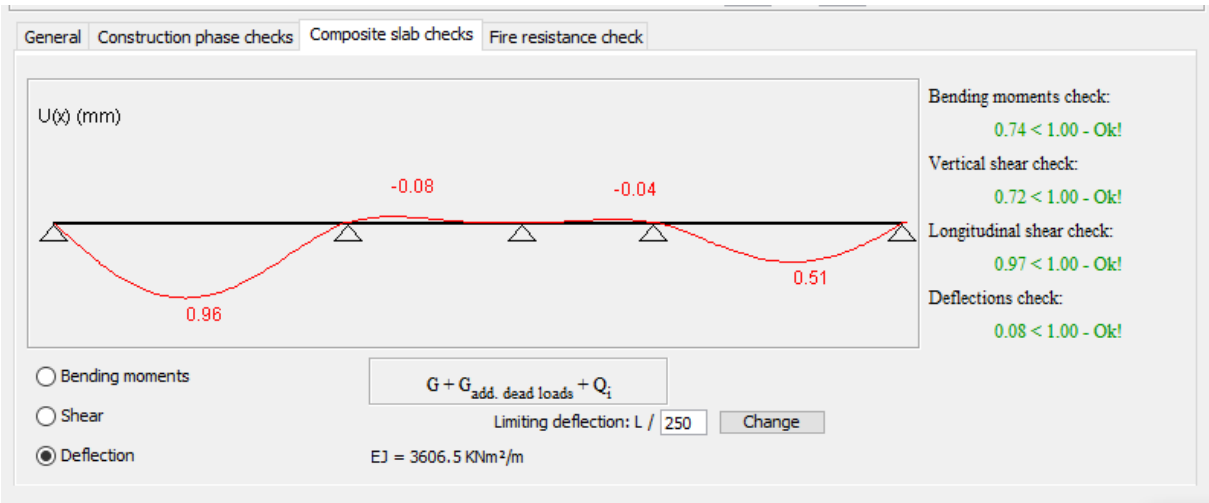
Σχήμα 5.4: Αποτελέσματα ελέγχου βέλους για την δυσμενέστερη πλάκα του ορόφου στη φάση κατασκευής



Σχήμα 5.5: Αποτελέσματα ελέγχου καμπτικών ροπών για την δυσμενέστερη πλάκα του ορόφου στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 5.6: Αποτελέσματα ελέγχου τέμνουσας για την δυσμενέστερη πλάκα του ορόφου στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 5.7**:** Αποτελέσματα ελέγχου βέλους για την δυσμενέστερη πλάκα του ορόφου στη φάση λειτουργίας

Δώμα

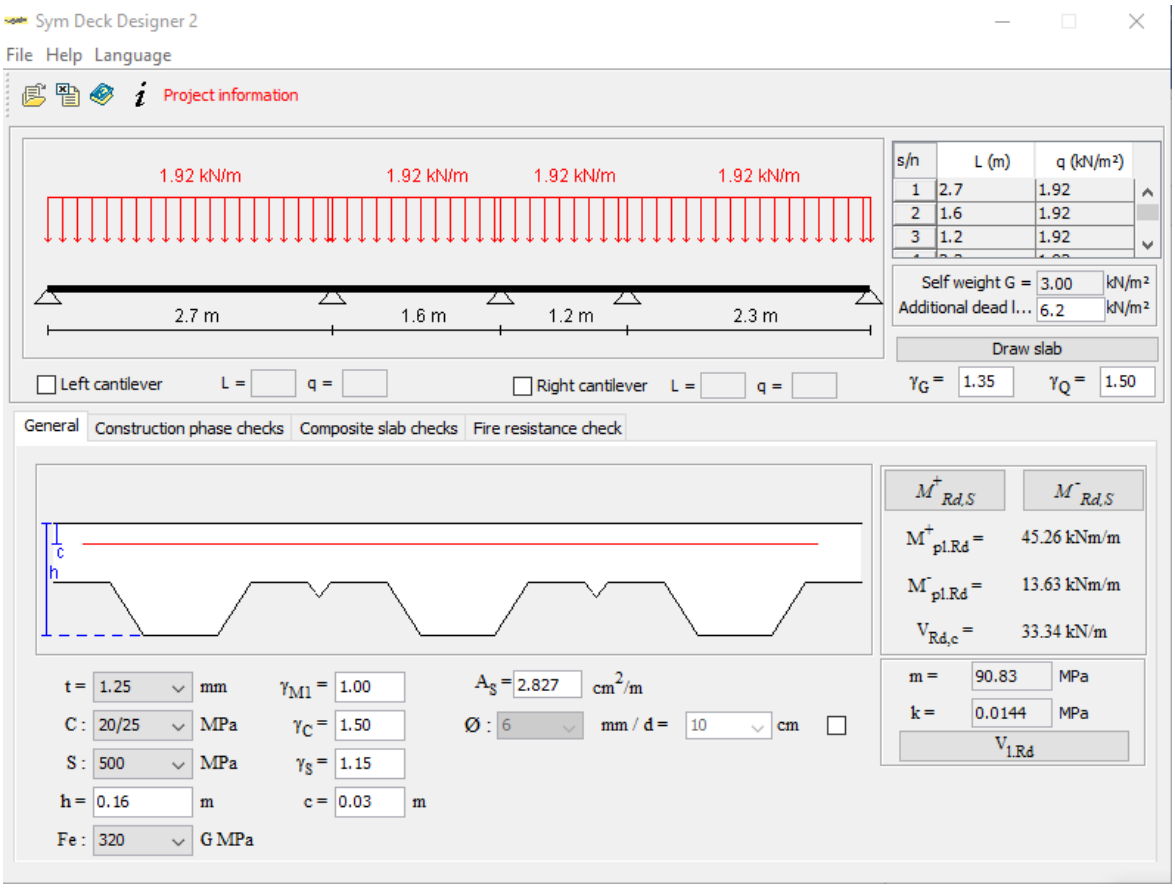
Επιλέχθηκε πλάκα συνολικού πάχους h_{tot}=160mm (h_p=73mm, h_c=87mm) με χαλυβδόφυλλο SymDeck 73 πάχους t= 1.25 mm.

Για να εξασφαλιστεί διαφραγματική λειτουργία πρέπει να ισχύουν οι εξής περιορισμοί:

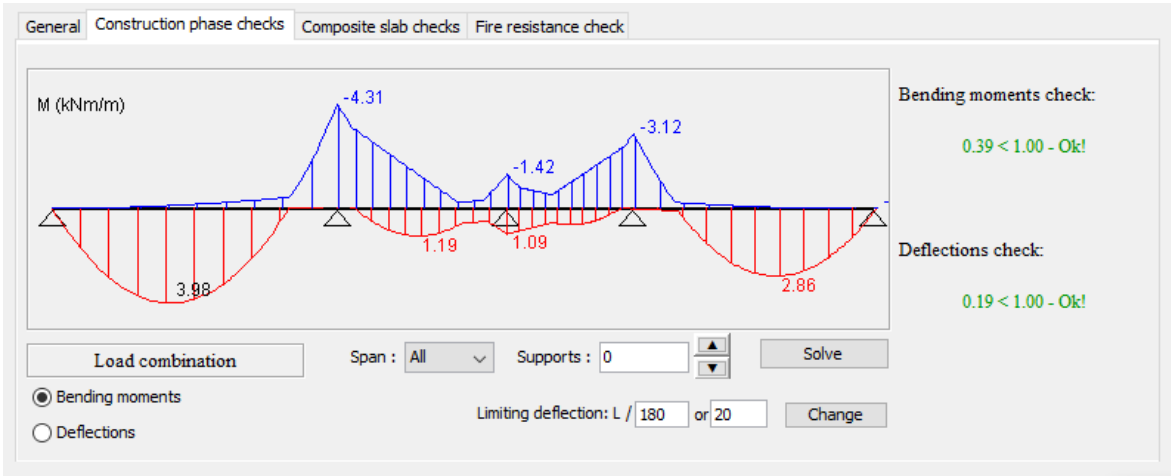
- minh=90 < h_{tot}= 160mm
- minh_c=50 < h_c=87mm

Ο ελάχιστος οπλισμός που απαιτείται πρέπει να έχει εμβαδόν μεγαλύτερο από 80mm^2/m.Οι αποστάσεις των ράβδων του οπλισμού δεν πρέπει να είναι μικρότερες από το 2h και τα 350mm, όπου h το ολικό ύψος της πλάκας. Επιλέγεται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός Φ6mm/100mm ώστε να τηρούνται και οι δύο προϋποθέσεις (A_s=282.7 mm^2/m)

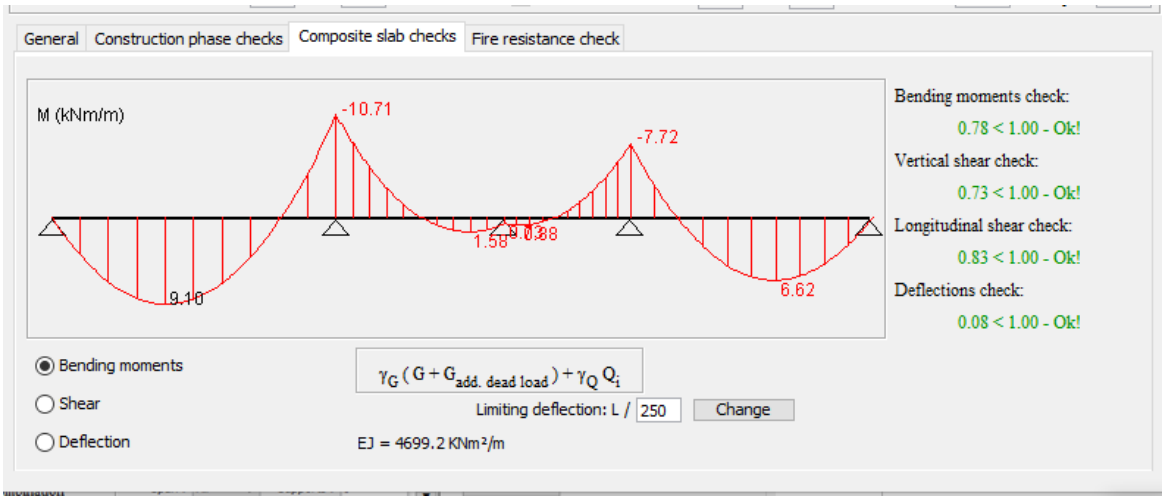
Από το πρόγραμμα προκύπτουν τα εξής ενδεικτικά αποτελέσματα για την δυσμενέστερη πλάκα του δώματος:



Σχήμα 5.8**:** Γενικά στοιχεία της δυσμενέστερης πλάκας δώματος



Σχήμα 5.9**:** Αποτελέσματα ελέγχων για την δυσμενέστερη πλάκα του δώματος στη φάση κατασκευής



Σχήμα 5.10**:** Αποτελέσματα ελέγχων για την δυσμενέστερη πλάκα του δώματος στη φάση λειτουργίας

Και στις δύο περιπτώσεις που παρουσιάστηκαν πιο πάνω, το χαλυβδόφυλλο είναι ποιότητας χάλυβα Fe320,το σκυρόδεμα C20/25 και ο χάλυβας οπλισμού B500C.

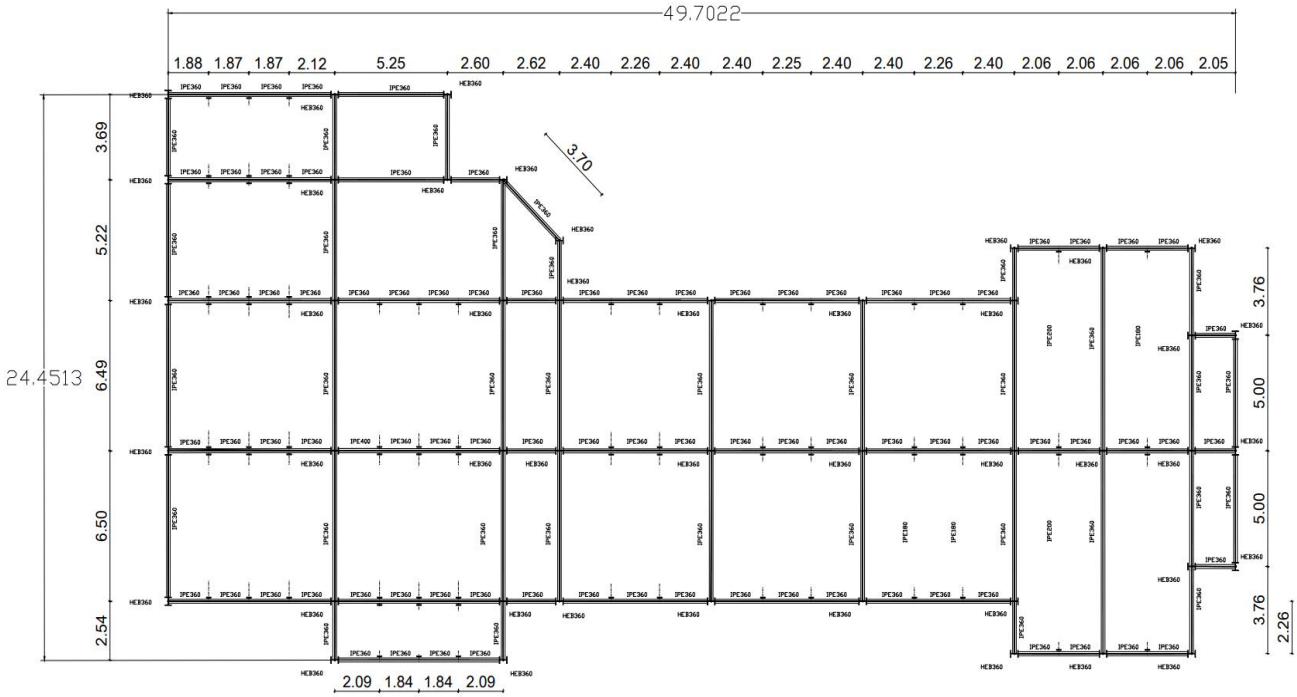
Μετά την διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών με το SymDeck Designer,έγινε εισαγωγή των στοιχείων τους στο λογισμικό FESPA ώστε να ληφθεί υπόψιν το ίδιο βάρος τους στη διαστασιολόγηση των μεταλλικών μελών με σωστή κατανομή των φορτίων καθώς επίσης και για την προσομοίωση της σύμμικτης λειτουργίας των δοκών. Για να γίνει όμως αυτό από τη στιγμή που το κτίριο μας είναι σύμμικτο οι δοκοί απαλλάσσονται από τον έλεγχο σε ροπές κάμψης στην ασθενή τους διεύθυνση (την Y) λόγω της ισχυρής διατμητικής τους σύνδεσης με τη πλάκα σκυροδέματος. Αυτό γίνεται από τους παραμέτρους των δοκών στην καρτέλα «Δομικός Χάλυβας».

6 Διαστασιολόγηση μελών φορέα

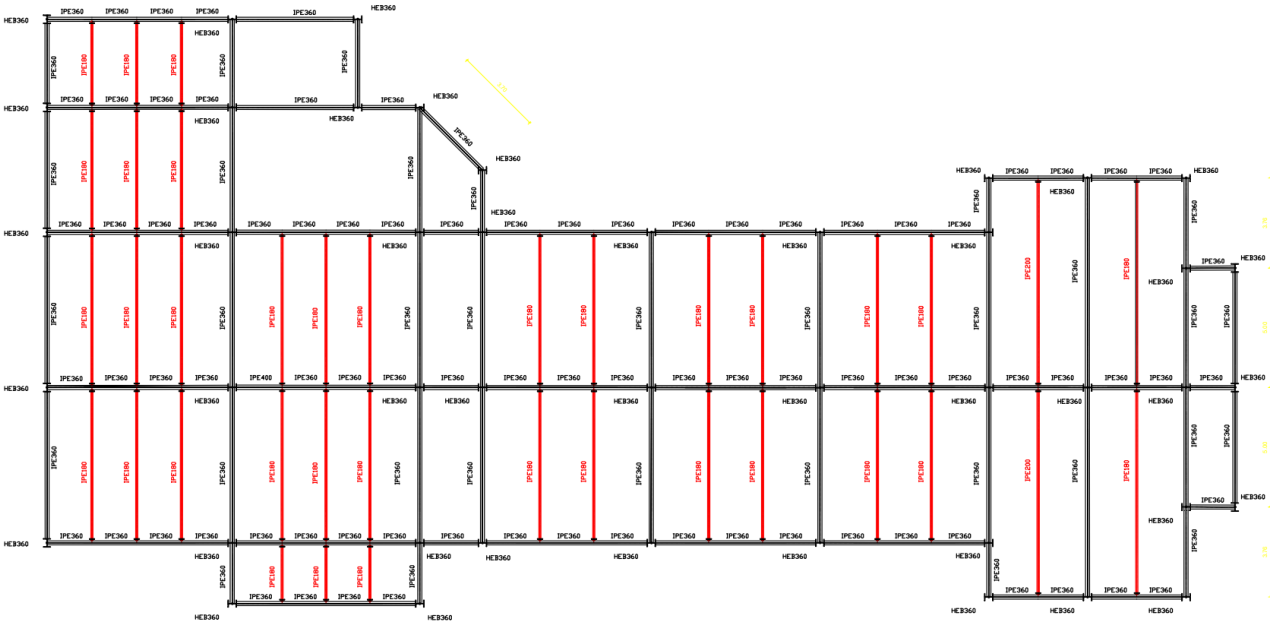
6.1 Μέλη στατικού φορέα

Σε αυτό το σημείο παρουσιάζεται η διαδικασία για την επιλογή της κατάλληλης διατομής των μελών των υποστυλωμάτων, των κύριων και δευτερεύουσων δοκών καθώς και των διαγώνιων μελών των συνδέσμων δυσκαμψίας. Το αποτέλεσμα της διαστασιολόγησης προέκυψε μέσα από μια επαναληπτική διαδικασία δοκιμής συνδυασμών διατομών στα διάφορα μέλη έως ότου να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα (EC3 & EC8). Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων έχοντας θεωρήσει τις παρακάτω διατομές μελών:

- Υποστυλώματα : HEB 360
- Κύριες δοκοί κατά τη διεύθυνση Z : IPE 360
- Κύριες δοκοί κατά τη διεύθυνση X : IPE 400
- Δευτερεύουσες δοκοί : IPE 180
- Τεγίδες: IPE 200
- Διαγώνια μέλη συνδέσμων δυσκαμψίας» - Ισόγειο και Όροφοι : CHS 48.3X3.2, CHS 76.1X3.2

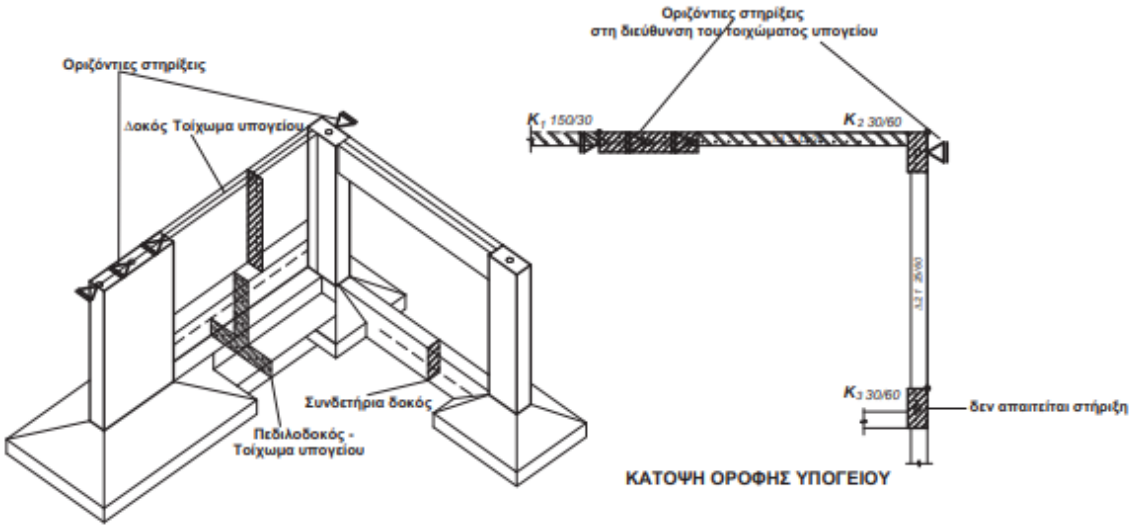


Σχήμα 6.1:Κάτοψη συστήματος κύριων δοκών τυπικού ορόφου

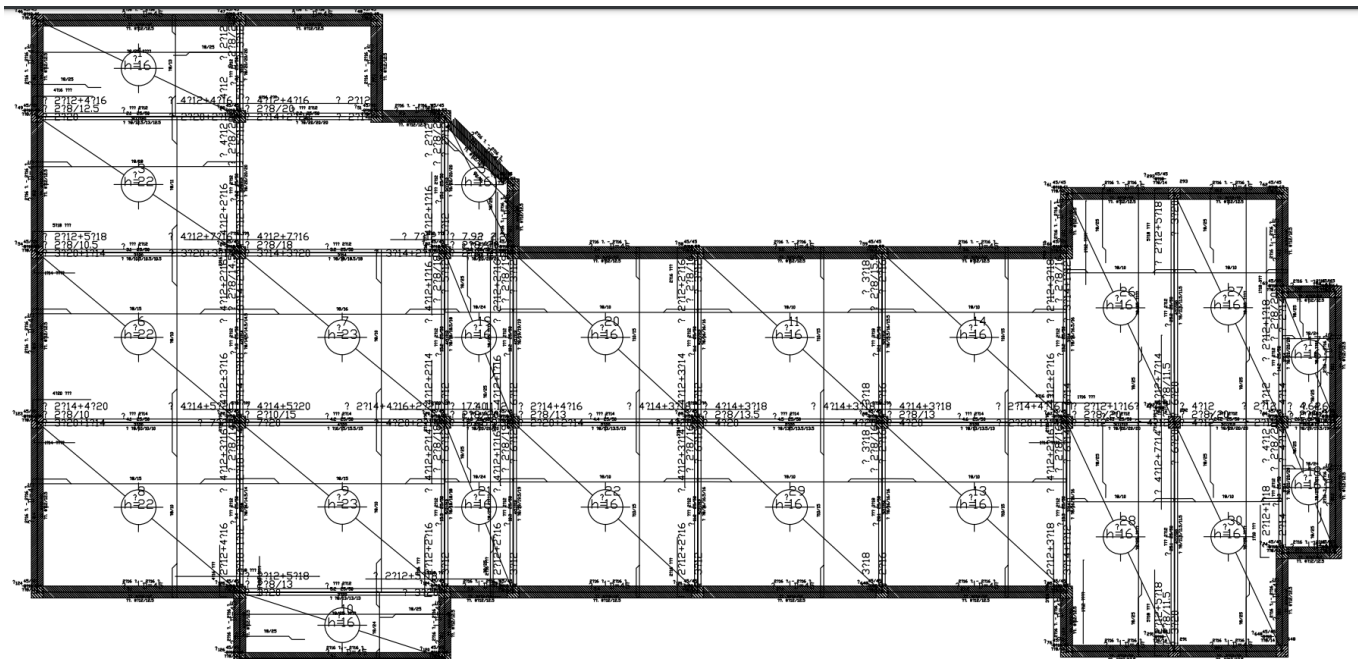


Σχήμα 6.2:Κάτοψη συστήματος κύριων και δευτερεύουσων δοκών τυπικού ορόφου

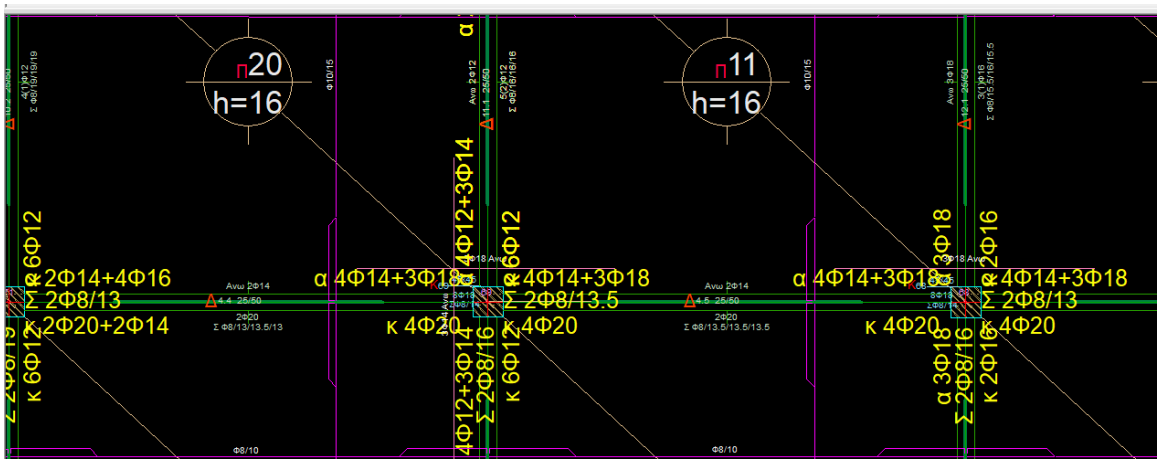
Το κτίριο διαθέτει και **υπόγειο** το οποίο κατασκευάζεται από οπλισμένο σκυρόδεμα εξ' Ολοκλήρου. Αποτελείται από τοιχώματα υπογείου οπλισμένου σκυροδέματος με παραγωγή οποιουδήποτε τύπου θεμελίωσης με βάση τον όροφο 0, κάτω από τα τοιχώματα υπογείου παράγονται αυτόματα δοκοί τύπου «Πεδιλοδοκός – Τοίχωμα υπογείου». Κάτω από δοκούς τύπου «Ανωδομής» παράγονται κατά περίπτωση πεδιλοδοκοί ή συνδετήριες. Καθορίζεται ως «Όροφος θεμελίωσης» ο όροφος -2. Με αυτόν τον τρόπο μηδενίζεται η ομάδα δ διαφράγματος όλων των κόμβων από την θέση αυτή και χαμηλότερα, έτσι ώστε να πραγματοποιούνται μόνο οι διατάξεις του EC2 και όχι έλεγχοι δυστρεψίας, φαινομένων P-Δ κλπ.



Παρακάτω φαίνεται ο ξυλότυπος του υπογείου όπως προέκυψε μετά την διαστασιολόγηση του στο πρόγραμμα άλλα και οι λεπτομέρειες οπλισμών σε πλάκες δοκούς και υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι πλάκες οπλίζονται με σίδερα Φ10/15 στη κάθετη διεύθυνση και με Φ8/10 στην οριζόντια. Τα τοιχώματα του υπογείου έχουν πλάτος 0,45 m και οπλίζονται με 2Φ16 άνω και 2Φ16 κάτω και οριζόντια Φ12/12 και κάθετα Φ12/12.5. Τα υποστυλώματα του υπογείου είναι από Ω/Σ με διαστάσεις 60x60 ώστε να χωράει να στηριχτεί πάνω τα μεταλλικά υποστυλώματα από το ισόγειο και πάνω και οπλίζονται με 8Φ18 και ΣΦ8/14.

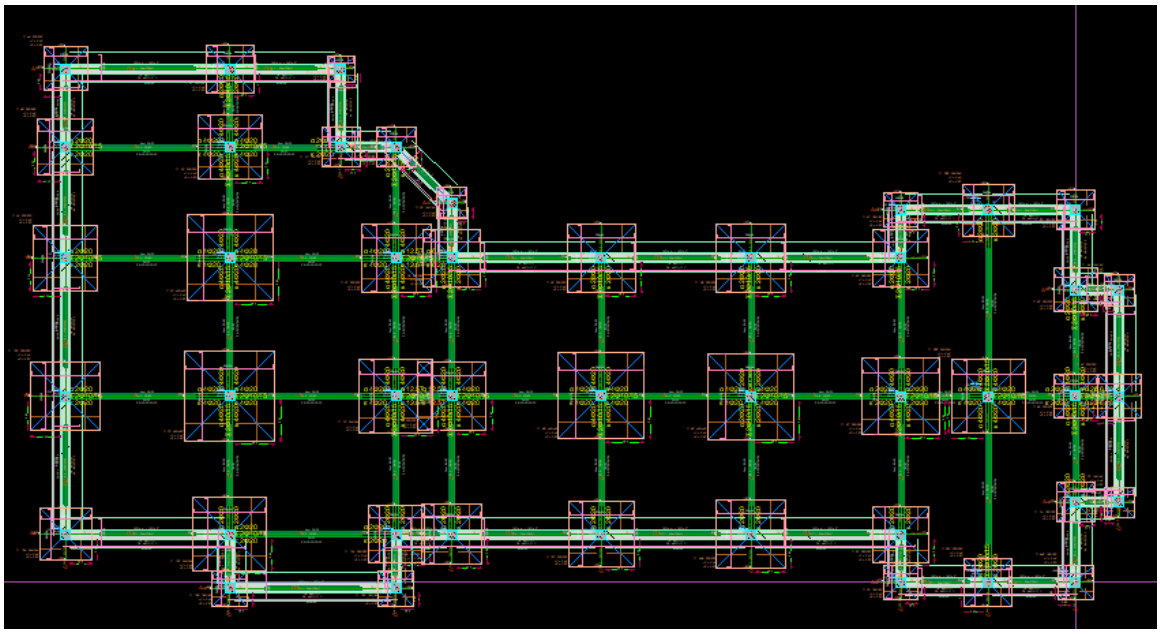


Σχήμα 6.3 Ξυλότυπος υπογείου

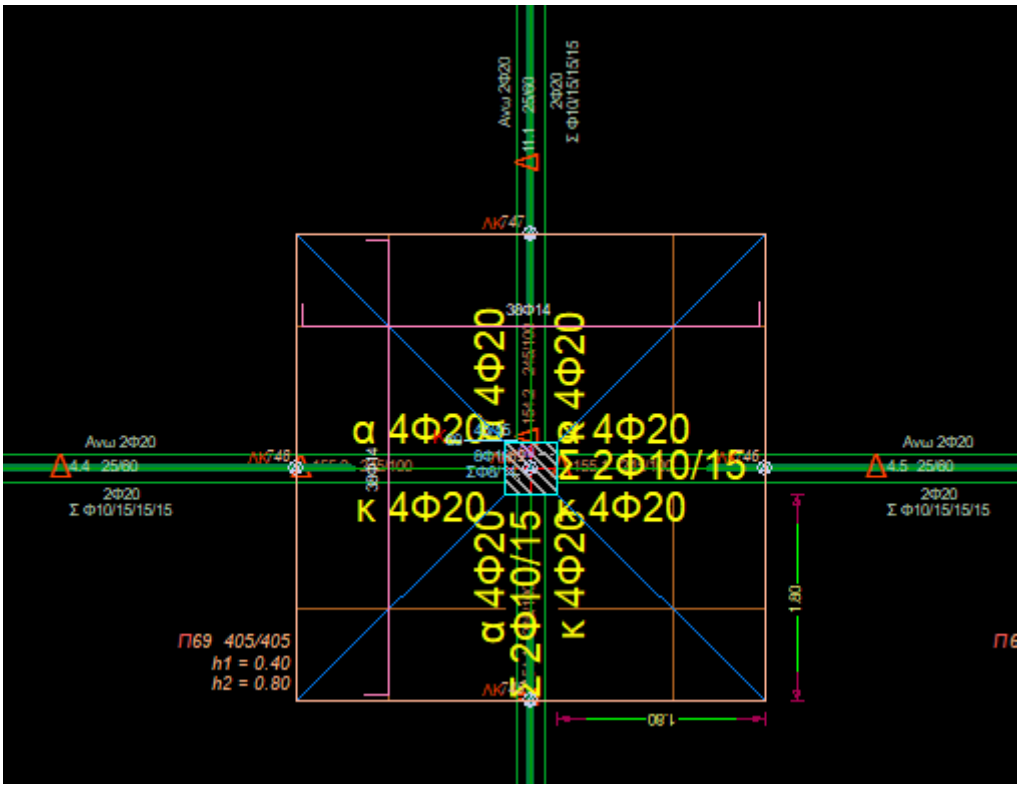


Σχήμα 6.4 Λεπτομέρειες –οπλισμοί υπογείου

Επίσης, στο επίπεδο -2 παράγεται η **θεμελίωση** του κτιρίου οι οποία γίνεται με πεδιλοδοκούς και παρακάτω φαίνεται η γενική διάταξη των πεδιλοδοκών σε όψη και κάτοψη και η λεπτομέρειες ενός από αυτών.



Σχήμα 6.5 Θεμελίωση κτιρίου



Σχήμα 6.6 Λεπτομέρεια πεδίλου

6.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Για την σεισμική απόκριση της κατασκευής επιλέχθηκε η Δυναμική Φασματική ανάλυση ως μέθοδος «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές οι οποίες δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, επιλέχθηκε στο πρόγραμμα οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος να συνδυάζονται με τη μέθοδο SRSS (Square Root of the Sum of Squares). Σύμφωνα με τον EC8 η μάζα της κατασκευής θα υπολογισθεί από τον συνδυασμό G+0.6Q. Στο πρόγραμμα ορίστηκε το φάσμα σχεδιασμού κατά τη διεύθυνση X με συντελεστή συμπεριφοράς q=4 και κατά τη διεύθυνση Z με συντελεστή συμπεριφοράς q=4.

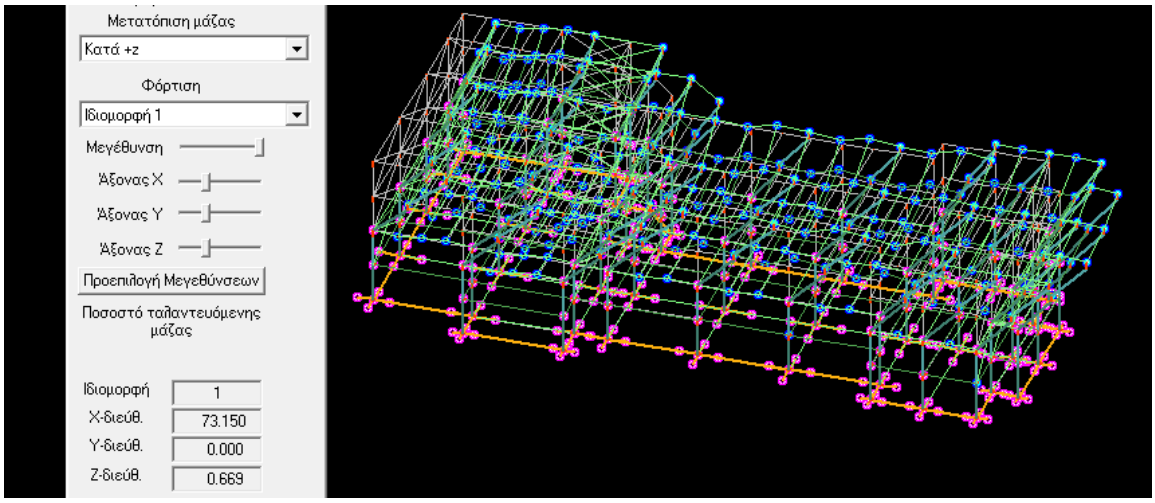
Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα χρησιμοποιήθηκαν οι εννιά πρώτες ιδιομορφές παρόλο που οι πρώτες έξι ιδιομορφές ήταν επαρκείς προκειμένου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας

του συστήματος. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

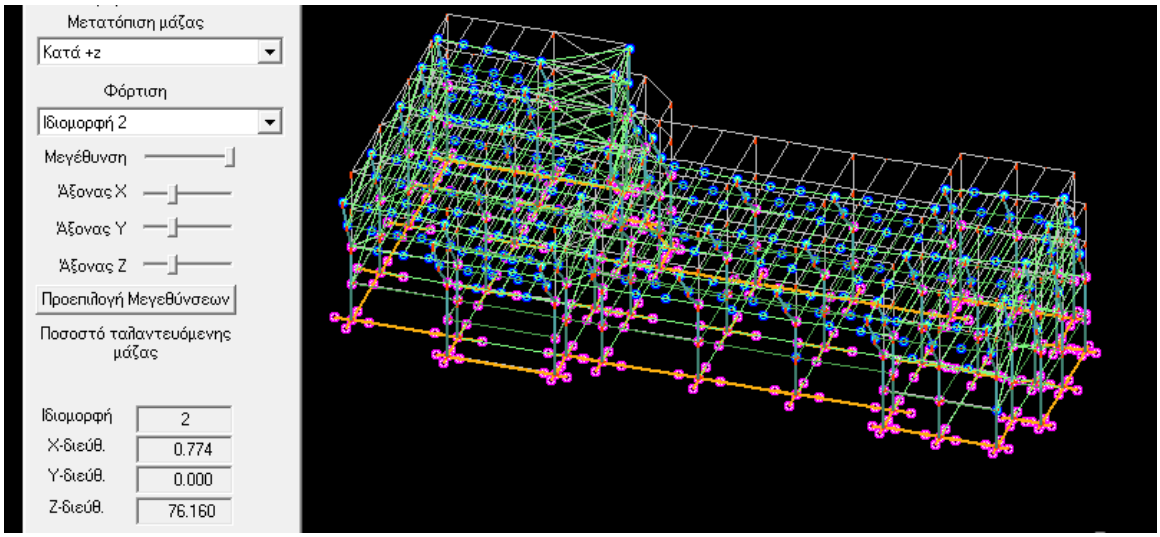
Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφών. Η πρώτη είναι κυρίως μεταφορική κατά τη διεύθυνση X, η δεύτερη είναι κυρίως μεταφορική κατά τη διεύθυνση Z, ενώ η τρίτη είναι κυρίως περιστροφική.

	Ιδιοπερίοδος(T)	Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά X	Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά Z	Δρώσα ιδιομορφική μάζα γύρω από Y
	(sec)	(%)	(%)	(%)
1η Ιδιομορφή	0.3933	73.149	0.669	0
2η Ιδιομορφή	0.3611	0.774	76.156	0
3η Ιδιομορφή	0.27	1.573	0.291	0

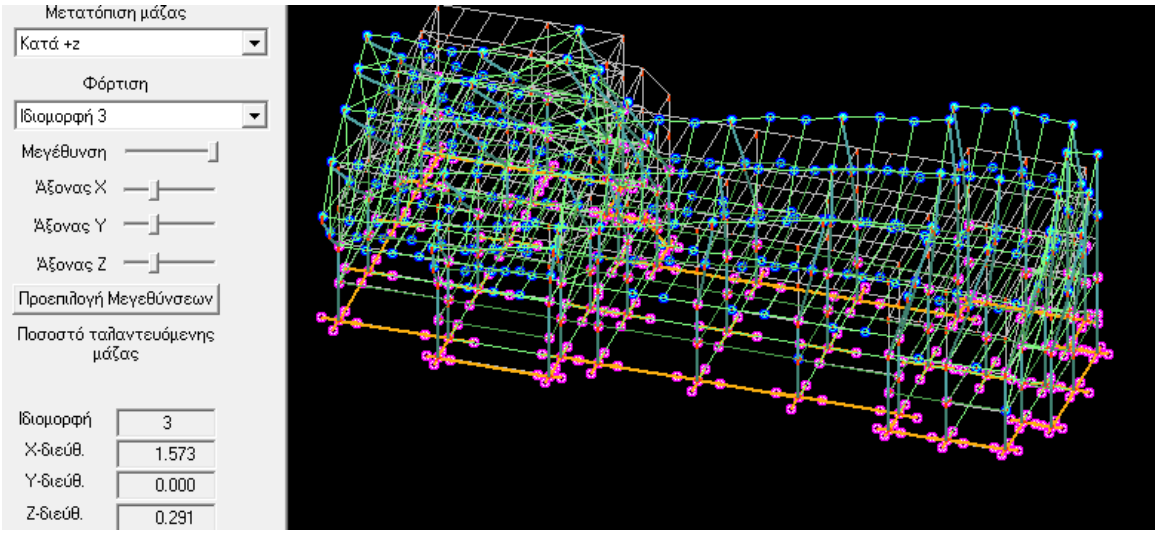
Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα ιδιοπεριόδων κατασκευής και δρώσα ιδιομορφική μάζα



Σχήμα 6.2: Παραμόρφωση κατα την πρώτη ιδιομορφή



Σχήμα 6.3: Παραμόρφωση κατα τη δεύτερη ιδιομορφή



Σχήμα 6.4: Παραμόρφωση κατα την τρίτη ιδιομορφή

6.3 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχία και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

6.3.1 Κατάταξη διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

• Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική

άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.

• Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.

• Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

• Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

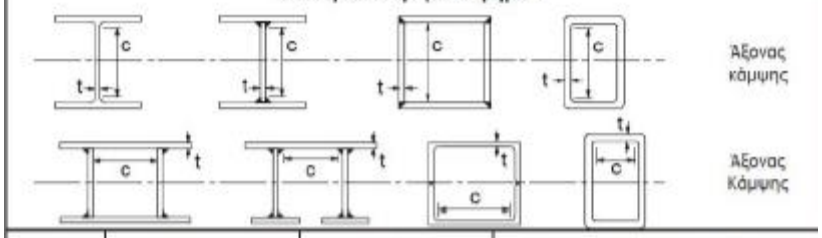
Κατηγορία	**Ροπή αντοχής**	
1 και 2	πλαστική ροπή	$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
3	ελαστική ροπή	$M_{el} = W_{el} \cdot f_y$
4	ροπή τοπικού λυγισμού	$M_0 < M_{el}$

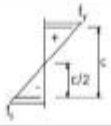
Πίνακας 6.1: Οριακή κατάσταση αστοχίας.

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

Πίνακας 6.2: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων[EN1993-1-1 § 5.5 Πιν.5.2α].

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	$c/t \le 72 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 33 \cdot \varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 38 \cdot \varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5 \cdot \varepsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 124 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 42 \cdot \varepsilon$	$\psi > -1$: $c/t \le \frac{42 \cdot \varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33 \cdot \psi}$ $\psi \le -1$*): $c/t \le 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

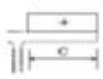
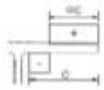
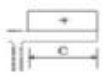
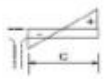
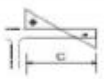
*) $\psi \le -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η ελαστικιστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 6.3: Κατάταξη προεξεχόντων ελασμάτων

[EN1993-1-1 § 5.5 Πιν.5.2β].

Προεξέχοντα πέλματα

Ελατές διατομές — Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη: Άκρο σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη: Άκρο σε εφελκυσμό
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \le 9 \cdot \varepsilon$	$c/t \le \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \le 10 \cdot \varepsilon$	$c/t \le \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 14 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 21 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5	

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 6.4: Κατάταξη σωληνωτών διατομών

[EN1993-1-1 § 5.5 Πιν.5.2γ].

Σωληνωτές διατομές

Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη
1	$d/t \le 50 \cdot \varepsilon^2$
2	$d/t \le 70 \cdot \varepsilon^2$
3	$d/t \le 90 \cdot \varepsilon^2$ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ** Για $d/t > 90 \cdot \varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

➢ Μονοαξονικός Εφελκυσμός:

Για τα εφελκυόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης NEd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

1,0

Ned/Nt,Rd <1

$$N_{t,Rd} = \min\{ N_{pl,Rd} \; ; \; N_{u,Rd} \} = \min\left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \; ; \; \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\}$$

Όπου:

• Nt,Rd είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής,

λαμβανόμενη ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής: NplRd=Afy/γM0

Όπου:

• A το εμβαδόν της πλήρους διατομής

• fy το όριο διαρροής του χάλυβα

• γMO ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα.

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

κοχλιών:Npl,Rd= 0,9*AnetFu/γM2

Όπου:

• Anet το εμβαδόν της καθαρής διατομής

• Fu η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

• $\gamma M2$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

➢ Θλίψη:

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης NEd σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: Ned/Nc,Rd<1,0

Όπου:

• Nc,Rd η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη, και είναι ίση με:

α) για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3: Nc,Rd=A*fy/γM0

β) για διατομές κατηγορίας 4: Nc,Rd=Aeff*fy/γM0

➢ Τέμνουσα:

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης VEd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

VEd/Vc,Rd<1,0

Όπου:

• Vc,Rd είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό Vc,Rd είναι η πλαστική διατμητική αντοχή Vpl,Rd η οποία δίνεται από τη σχέση: Vpl,Rd= Av* (fy/ sqrt(3))/γM0

Όπου:

• Αν είναι η επιφάνεια διάτμησης.

➢ Κάμψη:

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης MEd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1{,}0$$

Όπου:

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

α) για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

β) για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

γ) για διατομές κατηγορίας 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

➢ Κάμψη και Τέμνουσα:

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στην παραλαβή τέμνουσας.

Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται.

Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται.

Όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη Ved είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής

διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης Αν τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής: (1 – ρ) fy

$$\text{όπου } \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

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

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{αλλά } M_{y,V,Rd} \le M_{y,c,Rd}$$

➢ Κάμψη και Αξονική Δύναμη:

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

MEd<MN,Rd

Όπου:

• MN,Rd είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης NEd.

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

$$N_{Ed} \le 0{,}25 N_{pl,Rd} \quad \text{και}$$

$$N_{Ed} \le \frac{0{,}5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H-, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1-n)/(1-0,5a)$ αλλά $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$

για $n \leq a$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

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

όπου :

- $n = N_{Ed} / N_{pl.Rd}$
- $a = (A-2bt_f)/A$ αλλά $a \leq 0,5$

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

$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0,5a_w)$ αλλά $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$

$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1 - n)/(1 - 0,5a_f)$ αλλά $M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$

όπου :

- $a_w = (A - 2bt)/A$ αλλά $a_w \leq 0,5$ για κοίλες διατομές
- $a_f = (A - 2ht)/A$ αλλά $a_f \leq 0,5$ για κοίλες διατομές

➢ Διαξονική Κάμψη:

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

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1$$

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

- I και H διατομές:

  $\alpha = 2$; $\beta = 5n$ αλλά $\beta \geq 1$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

  $\alpha = 2$; $\beta = 2$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

  $\alpha = \beta = \dfrac{1{,}66}{1 - 1{,}13n^2}$ αλλά $\alpha = \beta \leq 6$

  όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

6.3.2 Έλεγχοι μελών

Η **Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας** αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους

αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

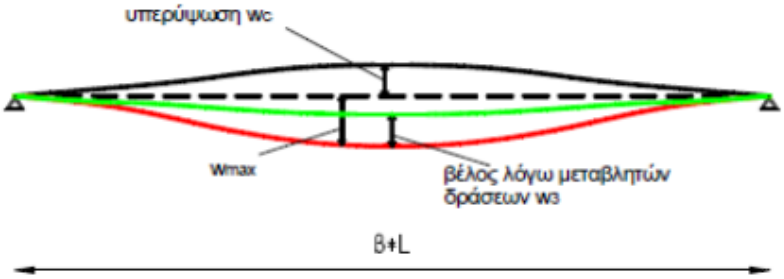
Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος τον φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για να πληρούνται οι έλεγχοι παραμορφώσεων, θα πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$w_{max} = w_1 + w_2 + w_c < \frac{L}{a_{max}} \qquad \text{και} \qquad w_3 < \frac{L}{a_3}$$

Όπου:

- w_{max} μέγιστο βέλος μετρούμενο ως προς τις στηρίξεις
- w_3 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- w_c αρνητικό βέλος στο αφόρτιστο δομικό μέλος
- a_{max} συντελεστής μέγιστου βέλους
- a_3 συντελεστής βέλους μεταβλητών δράσεων

Αν w1 + w1 > L / 250 υπολογίζεται αντιβέλος w_c που πρέπει να δοθεί στη φάση της κατασκευής. Πρέπει $w_c <$ L/250.



Σχήμα 5.2: Βέλη κάμψης.

Το συνολικό βέλος ισούται με: **δmax = δ₁ + δ₂ – δ₀**

όπου:

- **δmax** είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις
- **δ₁** είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων
- **δ₂** είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- **δ₀** είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές για πατώματα και βατές στέγες δmax<L/250 και δ2<L/300 για δοκούς και τεγίδες.

Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: wmax < β0*L/250 , w3 < β0*L/300

Φόρτ [/]	wmaxy < 16 [mm]	απαιτ.αντιβέλος wcy [mm]	w3y < 13 [mm]	wmaxz [mm]
G	3			0
1.00[G+ψ2xQ]	4		1	

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Πίνακας ικανοποίησης κριτηρίου βελών κάμψης μέσα από το πρόγραμμα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων λαμβάνοντας επιπλέον υπόψιν τη σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση X και Z, δηλαδή για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας που εισήχθησαν στο πρόγραμμα και αναφέρονται αναλυτικότερα στην Παράγραφο 3.6.

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Οροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB360	1	0.03	0.08	0.42	0.43	0.49	HEB240
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE360	1	0.50	0.01	0.95	0.54	0.28	IPE360
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE400	1	0.32	0.01	0.76	0.48	0.25	IPE400
0	ΤΕΓΙΔΑ	IPE180	1	0.11		0.47			IPE160
0	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0.11		0.75			IPE200
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			0.12			CHS76.1X2.6
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS48.3X2.6	1			0.05			CHS48.3X2.6
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB360	1	0.05	0.16	0.48	0.36	0.41	HEB260
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE360	1	0.50	0.07	0.91	0.91	0.47	IPE360
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE400	1	0.32	0.02	0.75	0.83	0.43	IPE400
1	ΤΕΓΙΔΑ	IPE180	1	0.11		0.47			IPE160
1	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0.11		0.75			IPE200
1	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS48.3X2.6	1			0.71			CHS48.3X2.6
1	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			0.75			CHS76.1X2.6
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB360	1	0.05	0.13	0.52	0.30	0.43	HEB260
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE360	1	0.50	0.13	0.88	0.94	0.53	IPE360
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE400	1	0.32	0.04	0.78	0.88	0.47	IPE400
2	ΤΕΓΙΔΑ	IPE180	1	0.11		0.47			IPE160
2	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0.11		0.75			IPE200
2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS48.3X2.6	1			0.60			CHS48.3X2.6
2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			0.63			CHS76.1X2.6

Σχήμα 6.3: Αποτελέσματα ανάλυσης για τα μεταλλικά μέλη του φορέα με τους δυσμενέστερος λόγους ικανότητας ανά όροφο

Στις **δοκούς** τώρα στη καρτέλα «Γενικά δεδομένα δοκού» αναφέρονται γενικά χαρακτηριστικά της συγκεκριμένης δοκού που σχετίζονται με τη γεωμετρία, τη διατομή, το είδος των στηρίξεων και το υλικό.

Δοκός: 5, Άνοιγμα 16, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 208	Τέλος: 264	Μέλος: 519		**ΣΠΕΜ** = 1.00	
Διατομή	IPE360		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ		**Ελαστικές Αρθρώσεις**	
Υλικά	Δομικός χάλυβας S355		Μήκος |cl=2.22		**Αρχή**	**Τέλος**
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός		**Οχι**	**Οχι**
Συντελεστές	Ky =1.00	Kz = 1.00	a0y =0.50	a0z =0.50	β0y =0.50	β0z =0.50

Γενικα δεδομένα δοκού

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[208] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[264] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
G	21.64			-93.40	78.31			32.35	26.29				32.35
Q	17.55			-74.19	62.54			25.45	20.33				25.45
QA	17.55			-68.48	61.67			29.06	19.46				29.06
QB				-5.71	0.87			-3.61	0.87				-3.61
QC	17.55			-70.44	61.90			27.67	19.69				27.67
QD				-2.96	0.43			-1.93	0.43				-1.93
QE	17.55			-74.98	62.75			25.16	20.54				25.16
[G+ψ2xQ]	26.90			-115.66	97.07			39.99	32.38				39.99
1.35G+1.05Q	47.64			-203.99	171.39			70.40	56.83				70.40
1.35G+1.05QA	47.64			-197.99	170.47			74.19	55.92				74.19
1.35G+1.05QB	29.21		0.01	-132.09	106.63			39.89	36.40				39.89
1.35G+1.05QC	47.64		0.01	-200.05	170.72		0.01	72.73	56.16			0.01	72.73
1.35G+1.05QD	29.21			-129.20	106.17			41.66	35.94				41.66
1.35G+1.05QE	47.64			-204.82	171.60			70.09	57.05				70.09
1.15G+1.50Q	51.16			-218.46	183.67			75.30	60.66				75.30
1.15G+1.50QA	51.16			-209.90	182.37			80.72	59.35				80.72
1.15G+1.50QB	24.83		0.01	-115.74	91.17		0.01	31.71	31.47			0.01	31.71
1.15G+1.50QC	51.16		0.01	-212.83	182.72		0.01	78.63	59.70			0.01	78.63
1.15G+1.50QD	24.83			-111.61	90.50		-0.01	34.24	30.80			-0.01	34.24
1.15G+1.50QE	51.16			-219.65	183.98			74.86	60.97				74.86
ΣΣ:+x	26.90		4.44	-129.14	100.85	3.03	-11.73	44.39	28.61	-3.03	5.26	-5.90	44.39
ΣΣ:+x	26.90		-4.44	-102.18	93.30	-3.03	11.74	35.59	36.16	3.03	-5.26	11.74	35.59
ΣΣ:+z	26.90		5.49	-128.90	100.78	3.84	-14.72	44.31	28.67	-3.84	4.96	-7.33	44.31
ΣΣ:+z	26.90		-5.49	-102.41	93.36	-3.84	14.73	35.67	36.10	3.84	-4.96	14.73	35.67
ΣΣ:-x	26.90		4.10	-127.97	100.52	2.77	-10.76	44.00	28.93	-2.77	3.64	-5.43	44.00
ΣΣ:-x	26.90		-4.10	-103.35	93.62	-2.77	10.76	35.98	35.83	2.77	-3.64	10.76	35.98
ΣΣ:-z	26.90		5.22	-127.71	100.45	3.63	-13.96	43.92	29.01	-3.64	3.19	-6.96	43.92
ΣΣ:-z	26.90		-5.22	-103.61	93.70	-3.64	13.96	36.06	35.76	3.63	-3.19	13.96	36.06
W[+x]				-1.18	0.88			0.94	0.88				0.94
W[+z]				-1.55	0.96			0.75	0.96				0.75
W[-x]				3.20	-1.69			-0.87	-1.69				2.38
W[-z]				6.96	-4.38			-3.56	-4.38				4.86
S				-37.58	23.63			19.25	23.63				19.25
1.15G+1.50Q+0.90W[+x]+0.75S	51.16			-247.70	202.19			90.58	79.17				90.58
1.15G+1.05Q+1.50W[+x]+0.75S	43.26			-215.02	174.57			79.69	70.55				79.69
1.15G+1.05Q+0.90W[+x]+1.50S	43.26		0.01	-242.50	191.77		0.01	93.56	87.75			0.01	93.56

Ενεργοποιήστε τα Windows
Μεταβείτε στις ρυθμίσεις για ενεργοποίηση των Windows.

Η αντοχή του μέλους σε λυγισμό λόγω αξονικής φόρτισης υπολογίζεται για τους δύο άξονες της διατομής του μέλους εφόσον η διατομή ανήκει σε μια εκ των κατηγοριών 1, 2 και 3.

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

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	a	0.21	3.36	22.46	76.41	0.294	0.979	29917.78	2527.47
y	b	0.34	1.11	29.35	76.41	0.384	0.932	17472.29	2407.21

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Αντοχή διατομής (Ed/Rd < 1)	
$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$, $m_y = \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}}$, $v_y = \frac{V_{yEd}}{V_{yRd}}$, $m_z = \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}}$, $v_z = \frac{V_{zEd}}{V_{zRd}}$	$m_{yN} = \frac{M_{yEd}}{M_{yNRd}}$, $m_{zN} = \frac{M_{zEd}}{M_{zNRd}}$
Κάμψη με Αξονική [EC3 (6.2)]:	$\kappa\Delta = n + m_y + m_z < 1$
Κάμψη με Αξονική [EC3 (6.41)]:	$\lambda\Delta = m_{yN}^{\alpha} + m_{zN}^{\beta} < 1$, $\lambda\Delta > n$
Διάτμηση [EC3 (6.17)]:	v_y , $v_z < 1$
Αντοχή των μελών σε λυγισμό	
$n_y = \frac{n}{X_y}$, $m_{yy} = \frac{k_{yy} \cdot m_y}{x_{LT}}$, $m_{yz} = k_{yz} \cdot m_z$	$n_z = \frac{n}{X_z}$, $m_{zy} = \frac{k_{zy} \cdot m_y}{x_{LT}}$, $m_{zz} = k_{zz} \cdot m_z$
Λυγισμός [EC3 (6.61)]:	$n_y + m_{yy} + m_{yz} < 1$
Λυγισμός [EC3 (6.62)]:	$n_z + m_{zy} + m_{zz} < 1$

Για διάφορους συνδυασμούς φόρτισης υπολογίζονται οι μέγιστοι λόγοι δράσης προς αντοχή Ed/Rd για κάθε μια εκ των τριών ελέγχων του EC3 που αναλύθηκαν προηγουμένως και όπως φαίνεται παρακάτω το mz έχει μέγιστη τιμή 0,47<1 και vy=0,28<1.

Μέγιστα ελέγχων Ed/Rd

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+myz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
1.15G+1.50Q+0.90W[+x]+0.75S	208	1		0.28			0.68	0.47		
ΣΣ:+x	208	1		0.27			0.36	0.13	0.35	0.18

Στα **υποστυλώματα** τώρα επιλέχθηκαν διατομές HEB διότι τα ακραία υποστυλώματα δέχονται ταυτόχρονα μεγάλη αξονική δύναμη και ροπές Myy και Mzz λόγω των προβόλων των εξωστών και ειδικά στους χαμηλότερους ορόφους. Κάθε όροφος έχει υποστυλώματα με ίδια διατομή.

Έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν αυτόματα για κάθε συνδυσμό από το πρόγραμμα FESPA:

✓ Αξονική θλίψη

✓ Κάμψη

✓ Τέμνουσα

✓ Κάμψη και διάτμηση

✓ Κάμψη και αξονική δύναμη (επίπεδο διατομής)

✓ Καμπτικός λυγισμός

✓ Κάμψη και θλίψη (έλεγχος μέλους)

Ενδεικτικά παρατίθενται κάποια στοιχεία από το τεύχος υπολογισμών του προγράμματος ανάλυσης:

K182, Όροφος 2

Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 182(1)	Τέλος: 182(2)	Μέλος: 48			
Διατομή	HEB360				Υψος = 3.00 [m]	
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S355				**Ελαστικές αρθρώσεις**	
Κανονισμός	Πλαστιμότητα :ΚΠΜ		Κύριο Μέλος		**Αρχή:** Οχι	**Τέλος:** Οχι
Συντελεστές	Ky=1.00	Kz=1.00	a0y=1.00	a0z=1.00		
ΣΠΕΜ	[X]= 1.00	[Z]= 1.00				

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	182(1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	182(2) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
G			-8.64	64.11	-59.48	8.56	12.75	-84.59	-59.48	8.56	-173.84	-8.64	-84.59
Q			-5.51	41.12	-38.18	5.44	8.08	-54.34	-38.18	5.44	-109.53	-5.51	-54.34
QA			-6.87	25.58	-10.71	-1.79	-11.35	-1.19	-10.71	-1.79	-17.20	-11.35	-1.19
QB			1.36	15.54	-27.48	7.23	19.43	-53.15	-27.48	7.23	-92.34	1.36	-53.15
QC			7.17	40.89	-37.94	-7.03	-10.40	-53.96	-37.94	-7.03	-83.49	-10.40	-53.96
QD			-5.95	0.16	-0.26	5.86	8.69	-0.50	-0.26	5.86	-42.87	-5.95	-0.50
QE			-12.24	41.19	-38.17	12.05	17.88	-54.23	-38.17	12.05	-92.70	-12.24	-54.23
[G+ψ2xQ]			-10.30	76.45	-70.94	10.19	15.18	-100.89	-70.94	10.19	-206.70	-10.30	-100.89
1.35G+1.05Q			-17.46	129.73	-120.39	17.26	25.71	-171.26	-120.39	17.26	-349.70	-17.46	-171.26
1.35G+1.05QA			-18.88	113.41	-91.54	9.67	5.30	-115.45	-91.54	9.67	-252.74	-18.88	-115.45
1.35G+1.05QB			-10.25	102.87	-109.15	19.15	37.62	-170.01	-109.15	19.15	-331.64	-10.25	-170.01
1.35G+1.05QC			-4.14	129.49	-120.14	4.17	6.30	-170.86	-120.14	4.17	-322.36	-4.14	-170.86
1.35G+1.05QD			-17.92	86.72	-80.58	17.70	26.34	-114.72	-80.58	17.70	-279.70	-17.92	-114.72
1.35G+1.05QE			-24.53	129.80	-120.38	24.21	35.99	-171.14	-120.38	24.21	-332.03	-24.53	-171.14
1.15G+1.50Q			-18.18	135.25	-125.53	17.98	26.76	-178.58	-125.53	17.98	-363.79	-18.18	-178.58
1.15G+1.50QA			-20.22	111.94	-84.32	7.13	-2.39	-98.85	-84.32	7.13	-225.28	-20.22	-98.85
1.15G+1.50QB			-7.88	96.88	-109.47	20.67	43.79	-176.80	-109.47	20.67	-337.99	-7.88	-176.80
1.15G+1.50QC			0.84	134.91	-125.17	-0.72	-0.97	-178.01	-125.17	-0.72	-324.73	-0.97	-178.01
1.15G+1.50QD			-18.85	73.81	-68.65	18.61	27.67	-97.81	-68.65	18.61	-263.79	-18.85	-97.81
1.15G+1.50QE			-28.29	135.35	-125.51	27.90	41.46	-178.41	-125.51	27.90	-338.54	-28.29	-178.41
ΣΣ:+x			-4.11	66.76	-60.27	27.60	-22.22	-83.91	-81.61	-7.22	-196.58	-22.22	-117.88
ΣΣ:+x			-16.48	86.14	-81.61	-7.22	52.58	-117.88	-60.27	27.60	-216.83	-5.81	-83.91
ΣΣ:+z			-6.00	66.69	-60.09	23.13	-12.96	-83.53	-81.78	-2.75	-198.74	-14.59	-118.25
ΣΣ:+z			-14.59	86.21	-81.78	-2.75	43.31	-118.25	-60.09	23.13	-214.66	-6.49	-83.53
ΣΣ:-x			-4.07	66.45	-59.48	28.17	-23.55	-82.26	-82.39	-7.79	-194.52	-23.55	-119.53
ΣΣ:-x			-16.53	86.45	-82.39	-7.79	53.90	-119.53	-59.48	28.17	-218.89	-5.99	-82.26
ΣΣ:-z			-5.94	66.38	-59.32	23.88	-14.69	-81.92	-82.56	-3.50	-196.26	-14.69	-119.87
ΣΣ:-z			-14.66	86.52	-82.56	-3.50	45.05	-119.87	-59.32	23.88	-217.15	-6.78	-81.92
W[+x]	6.10		-0.28	-7.61	12.80	-0.20	-0.79	5.33	-2.45	-0.20	3.30	-0.28	5.79
W[+z]	-3.05		-0.65	1.54	-4.28	-0.39	-1.64	0.38	3.35	-0.39	0.72	-1.64	-1.44
W[-x]	-3.05		0.47	2.42	-5.13	-0.12	0.17	-0.87	2.50	-0.12	-0.32	0.17	-1.89
W[-z]	-6.06		0.38	4.44	-9.67	0.55	1.75	-0.81	5.47	0.55	0.74	0.38	-3.25
S			0.01	11.28	-10.58			15.17	-10.58		-13.19		-15.17
1.15G+1.50Q+0.90W[+x]+0.75S	5.49		-18.43	136.87	-121.95	17.79	26.06	-185.16	-135.68	17.79	-370.71	26.06	136.87
1.15G+1.05Q+1.50W[+x]+0.75S	9.15		-16.12	113.80	-97.08	15.23	21.95	-157.51	-119.96	15.23	-319.44	21.95	113.80
1.15G+1.05Q+0.90W[+x]+1.50S	5.49		-15.94	126.82	-112.70	15.35	22.42	-172.09	-126.43	15.35	-331.31	22.42	126.82
1.15G+1.50Q+0.75S			-18.18	143.71	-133.47	17.98	26.76	-189.96	-133.47	17.98	-373.68	-18.18	-189.96

Ενεργοποιήστε τα Windows
Μεταβείτε στις ρυθμίσεις υπολογιστή για ενεργοποίηση των Windows.

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

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	b	0.34	2.50	16.17	76.41	0.212	0.996	143226.10	6384.87
z	c	0.49	2.50	33.38	76.41	0.437	0.878	33626.14	5626.95

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Αντοχή διατομής (Ed/Rd < 1)	
$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$, $m_y = \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}}$, $v_y = \frac{V_{yEd}}{V_{yRd}}$, $m_z = \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}}$, $v_z = \frac{V_{zEd}}{V_{zRd}}$	$m_{yN} = \frac{M_{yEd}}{M_{yNRd}}$, $m_{zN} = \frac{M_{zEd}}{M_{zNRd}}$
Κάμψη με Αξονική [EC3 (6.2)]:	$\kappa\Delta = n + m_y + m_z < 1$
Κάμψη με Αξονική [EC3 (6.41)]:	$\lambda\Delta = m_{yN}^{\alpha} + m_{zN}^{\beta} < 1$, $\lambda\Delta > n$
Διάτμηση [EC3 (6.17)]:	v_y , $v_z < 1$
Αντοχή των μελών σε λυγισμό	
$n_y = \frac{n}{X_y}$, $m_{yy} = \frac{k_{yy} \cdot m_y}{x_{LT}}$, $m_{yz} = k_{yz} \cdot m_z$	$n_z = \frac{n}{X_z}$, $m_{zy} = \frac{k_{zy} \cdot m_y}{x_{LT}}$, $m_{zz} = k_{zz} \cdot m_z$
Λυγισμός [EC3 (6.61)]:	$n_y + m_{yy} + m_{yz} < 1$
Λυγισμός [EC3 (6.62)]:	$n_z + m_{zy} + m_{zz} < 1$

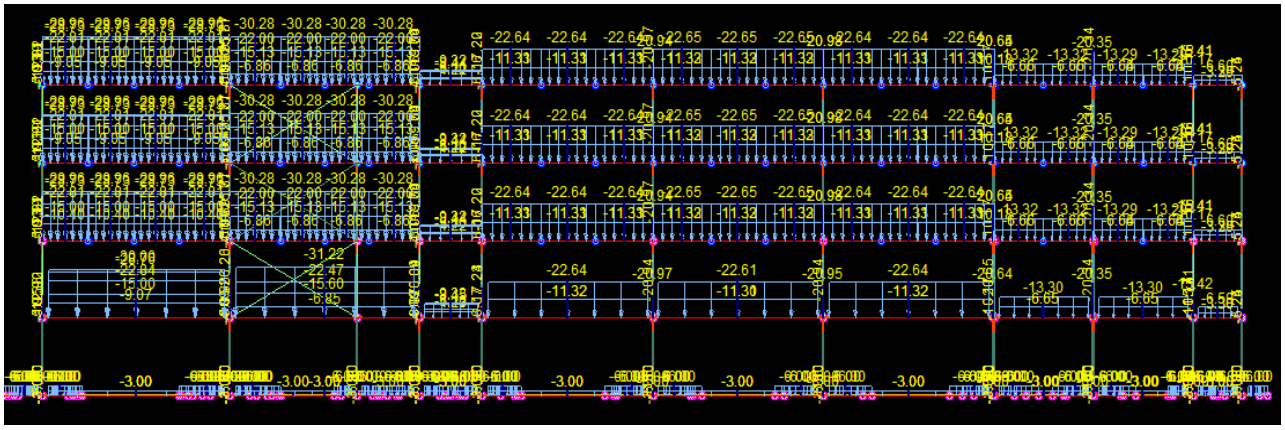
Μέγιστα ελέγχων Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γονΩn = 2.27

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+myz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
1.15G+1.50Q+0.75S	182(2)	1	0.06	0.05	0.01	0.03	0.52	0.52	0.29	0.41
1.15G+1.50QB	182(2)	1	0.05	0.04	0.02	0.05	0.48	0.48	0.30	0.43
1.15G+1.50Q	182(1)	1	0.06	0.05	0.01	0.02	0.37	0.37	0.22	0.31
ΣΣ:+x	182(1)	1	0.04	0.03	0.05	0.01	0.22	0.22	0.13	0.17

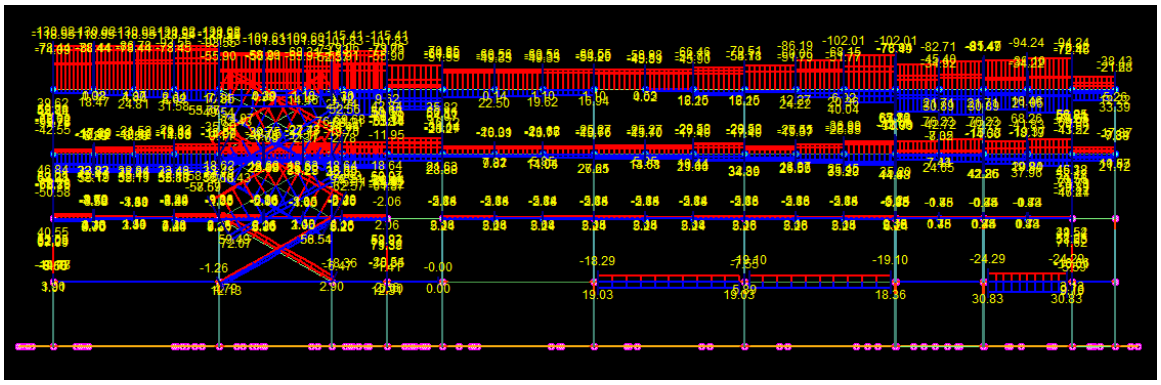
Τα μέγιστα Ed/Rd δινουν άθροισμα ny+myy+myz=0,30<1 και nz+mzy+mzz=0,43<1

Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, το κτίριο επαρκεί για τους ελέγχους σε ΟΚΑ και ΟΚΛ.

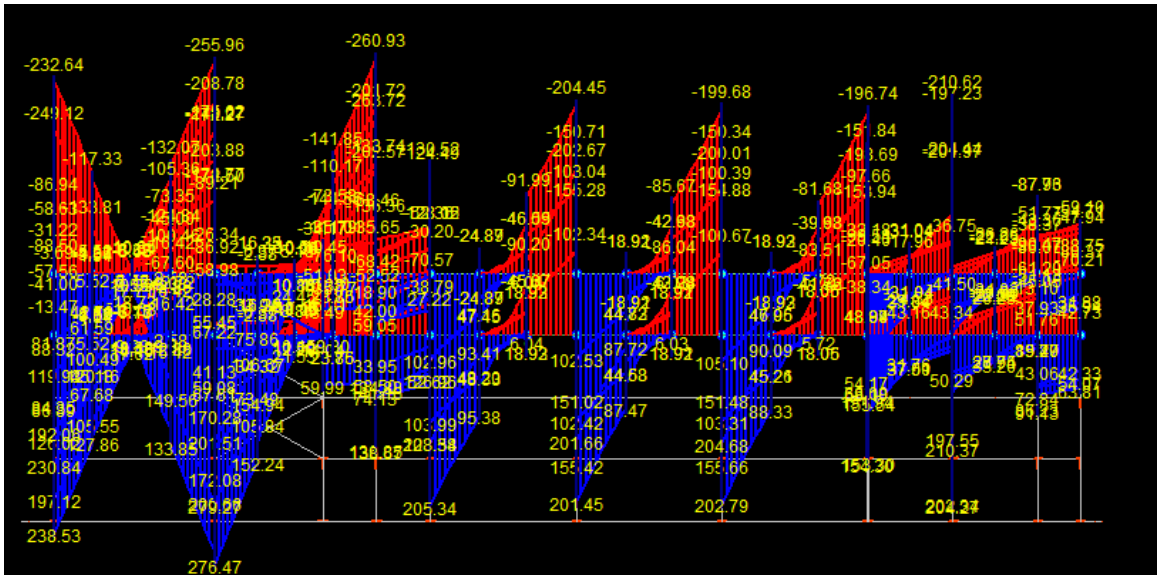
6.4 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών



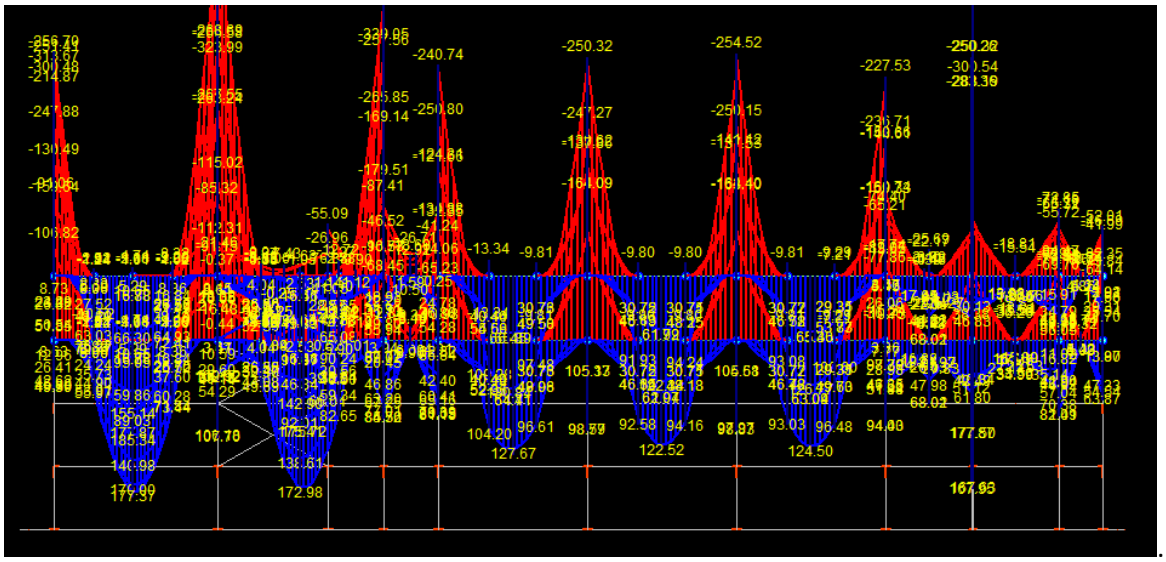
Διάγραμμα φορτίσεων για τις δοκούς του φορέα



Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τις δοκούς του φορέα.



Διάγραμμα τεμνουσών για τις δοκούς του τελευταίου ορόφου



Διάγραμμα ροπών για τις δοκούς του τελευταίου ορόφου

6.5 Έλεγχοι αντισεισμικών απαιτήσεων

Σε αυτό το σημείο παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν με βάση τις απαιτήσεις που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 8.

Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας:

Για τον μελετούμενο φορέα επιλέγεται μεικτό σύστημα, όπου στην διεύθυνση Χ διαμορφώνονται πλαίσια και στην διεύθυνση Ζ τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις ώστε να περιορίζονται όσο το δυνατόν φαινόμενα στρέψης κατά τις πλευρικές δράσεις.

→ Διεύθυνση Χ : Πλαίσια παραλαβής ροπών. Τα πλαίσια λειτουργούν μέσω κάμψης των υποστυλωμάτων και των κυρίων δοκών. Οι κόμβοι δοκών υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως κόμβοι ροπής. Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας σχηματίζονται με πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς έτσι ώστε η ενέργεια να αποσβένεται μέσω ανακυκλικής κάμψης.

→ Διεύθυνση Ζ : Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Λόγω περιορισμών από την αρχιτεκτονική μελέτη τοποθετούνται κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι σε συγκεκριμένες θέσεις οι οποίοι παραλαμβάνουν την ένταση μέσω αξονικών δυνάμεων των μελών τους. Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται σε 3 σειράς στην κάτοψη κατά Ζ(2 στις ακραίες πλευρές και μία σχεδόν στη μέση ώστε να μην παρεμβαίνει στο αρχιτεκτονικό των αιθουσών) και συνεχή καθ'ύψος του κτιρίου.

Στατική κανονικότητα - Κανονικότητα καθ' ύψος:

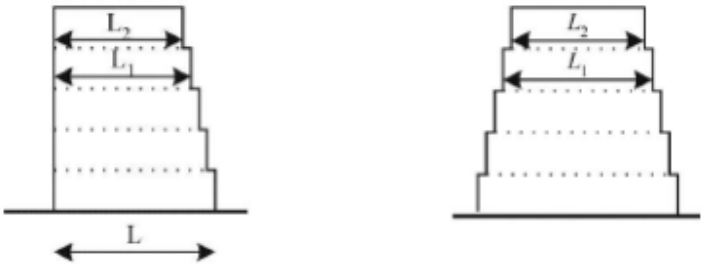
Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό καθ' ύψος σύμφωνα με τον EC8, εάν ικανοποιεί όλα τα παρακάτω κριτήρια:

1) Όλα τα δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία, όπως πυρήνες, τοιχώματα και πλαίσια, πρέπει να διατρέχουν χωρίς να διακόπτονται όλο το ύψος του κτιρίου, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτηρίου.

2) Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα καθενός ορόφου πρέπει να είναι συνεχής ή να μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση έως την κορυφή του κτιρίου.

3) σε πλαισιωτές κατασκευές, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ενός ορόφου προς την απαιτούμενη από την ανάλυση δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα μεταξύ γειτονικών ορόφων.

4) Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος.



Σχήμα 6.1: Στατική κανονικότητα.

Για το υπό μελέτη κτίριο δεν παρουσιάζονται μεταβολές του μήκους στους ορόφους του επομένως το κτίριο χαρακτηρίζεται ως κανονικό καθ'ύψος κατά χ και z.

Πίνακας 6.1: Κριτήρια κανονικότητας καθ'ύψος όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος [EC8-1 §4.2.3.3 (3)]

Επίπεδο i [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	Ύψος ορόφου [m]	Δυσκαμψία KXi [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Δυσκαμψία KZi [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Μάζα mi [ton]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]
4	9.00	3.00	0.50060E+06	-29%	0.53547E+06	-18%	0.60587E+03	-2%
3	6.00	3.00	0.70384E+06		0.64909E+06		0.61822E+03	

6.5.1 Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2ας τάξης

Τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{Ptot * dr}{Vtot * h} \leq 0.10$$

Όπου:

- θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου.
- P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων.
- d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων ds των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την: $d_s = d_e * q_d$

  Όπου:

  - d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού.
  - q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά.
  - d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης.
- V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.
- h είναι το ύψος του ορόφου.

Τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2 και προκύπτει ότι δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψιν τα φαινόμενα δευτέρας τάξης στις αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν.

Πίνακας 6.2:Έλεγχος επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξεως κάτα τη διεύθυνση X

Όροφος	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	h(mm)	d_e (mm)	d_r (mm)	θ
4	233.2552	105.0134	3000	39,1	35,0	0.028
3	23683.94	5482.889	3000	19,2	19,3	**0.032**
2	42629.07	7370.293	3000	0	0	0

Φαινόμενα 2ας τάξης EC8-1 §4.4.2.2(2) - Σεισμικός αρμός EC8-1 §4.4.2.7
Σχετική παραμόρφωση ορόφου EC8-1 §4.4.3.2 - Ποσοστό δυσκαμψίας Δευτερευόντων Σεισμικών μελών EC8-1 §4.2.2(4)

Επίπεδο [/]	Θήτα [/]	ds (X) [cm]	ds (Z) [cm]	Μέσο(drX*v)/h [/]	Μέσο(drZ*v)/h [/]	Κ-ΔΣΜ(X) [%]	Κ-ΔΣΜ(Z) [%]
4	0.028	3.91	3.50	0.0022	0.0016	0.00	0.00
3	0.032	1.92	1.93	0.0021	0.0020	0.00	0.00
2:πν	0.000	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00
1	0.000	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00

Σημείωση
* Τα Θ, dr, ds έχουν υπολογιστεί με d = q * de (qx = 4.00/ qz = 4.00). Συντελεστής μείωσης v = 0.40
* (ds: Απόλυτες μετακινήσεις, dr: Σχετικές μετακινήσεις).
* ΚΔΣΜ: Ακαμψία Δευτερευόντων μελών <=15.0%

6.5.2 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Τα όρια της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία είναι:

$$dr * v \leq 0.0075 * h$$

Όπου:

- d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου
- h είναι το ύψος του ορόφου
- ν είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Για κατηγορία σπουδαιότητας κτηρίου ΙΙΙ λαμβάνεται με βάση το Εθνικό Προσάρτημα ίσος με 0.4.

Παρακάτω παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.4 και στον Πίνακα 6.5 τα αποτελέσματα του ελέγχου της σχετικής παραμόρφωσης των ορόφων. Ο έλεγχος ικανοποιείται τόσο για την διεύθυνση Χ των πλαισίων παραλαβής ροπών όσο και για την διεύθυνση Z.

Πίνακας 6.3:Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου κάτα τη διεύθυνση Χ

Όροφος	d_{el}(mm)	d_r(mm)	h(mm)	dr*v/h
4	39,1	35,0	3000	**0,0022**
3	19,2	19,3	3000	0.0021
2	0	0	3000	0.0000
≤0.0075				

Πίνακας 6.4:Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου κάτα τη διεύθυνση Z

Όροφος	d_{el}(mm)	d_r(mm)	h(mm)	dr*v/h
4	4.871969	9.743939	3000	0.0016
3	3.148708	6.297416	3000	**0.0020**
2	0	0	3000	0.0000
≤0.0075				

Επίσης παρουσιάζονται και τα αποτελέσματα αυτά όπως εξήχθησαν από το πρόγραμμα στην σχετική καρτέλα του τεύχους.

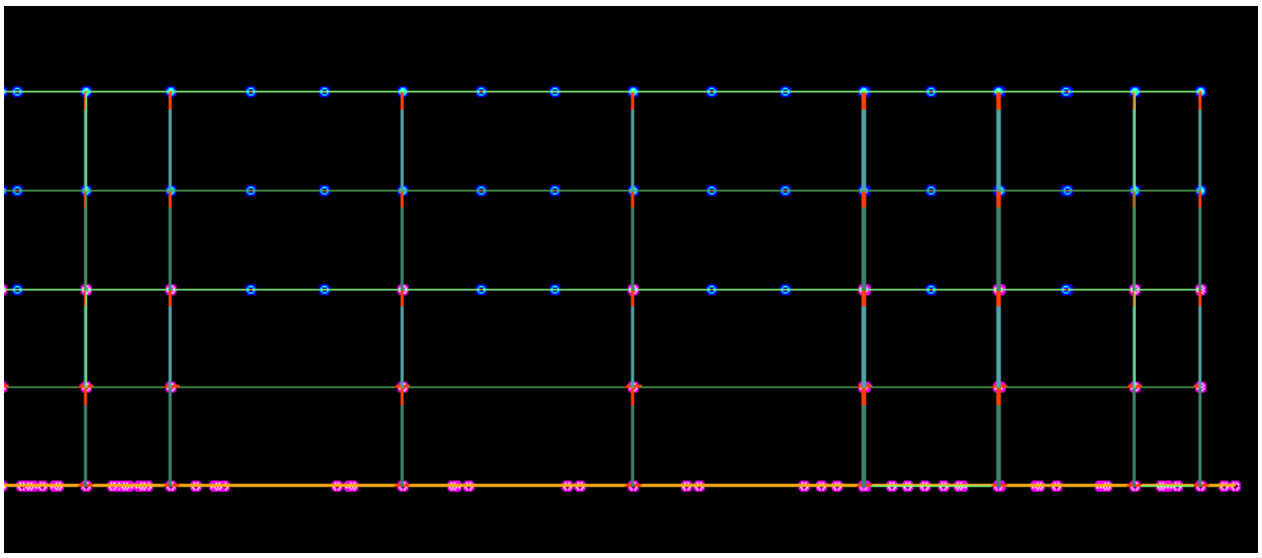
6.6 Σεισμική επάρκεια Μελών

Με τον ικανοτικό σχεδιασμό επιδιώκεται:

- Η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού με ευρεία ανακατανομή των παραμορφώσεων μεταξύ των θυσιάσιμων στοιχείων.
- Η αποφυγή μηχανισμών κατάρρευσης με συμμετοχή μη θυσιάσιμων στοιχείων. Προκειμένου να επιτευχθεί εξασφαλίζουμε επαρκή υπεραντοχή των μη πλάστιμων μελών και μορφών αστοχίας έτσι ώστε οι πλάστιμες μορφές αστοχίας των θυσιάσιμων στοιχείων να προηγούνται.
- Η εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ απαιτούμενης και διαθέσιμης πλαστιμότητας θυσιάσιμων στοιχείων.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι όψεις των πλαισίων παραλαβής ροπών και οι διατομές οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν. Για τις δοκούς των πλαισίων ροπής επιλέχθηκαν διατομές IPE360

και για τα υποστυλώματα HEB360. Οι απαιτήσεις σε ικανοτικό σχεδιασμό και συγκεκριμένα η αναγκαία αύξηση της διατομής των υποστυλωμάτων ώστε να μην αστοχούν στον προσαυξημένο σεισμικό συνδυασμό ήταν που καθόρισε την τελική επιλογή των διατομών.



Σχήμα 6.4:Όψη πλαισίων ροπής στο επίπεδο XZ και για Z=0m

6.6.1 Έλεγχος δοκών

Για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων των δοκών, πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες (έλεγχοι διατομής):

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,\,Rd}} \leq 1,00 \qquad \frac{N_{ed}}{N_{pl,\,Rd}} \leq 1,00 \qquad \frac{V_{ed,\,G} + V_{ed,\,M}}{V_{pl,\,Rd}} \leq 0,50$$

Όπου $M_{pl,Rd}$,$N_{pl,Rd}$,$V_{pl,Rd}$ είναι οι πλαστικές αντοχές αξονικής, ροπής και τέμνουσας της διατομής στη θέση της πλαστικής άρθρωσης. Για να μπορέσει η δοκός να αναπτύξει τα παραπάνω μεγέθη πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2.Στη περίπτωσή μας για την διατομή IPE360 και για έλεγχο σε καθαρή κάμψη ισχύει:

-Άνω & Κάτω πέλμα:

$$\frac{c}{t} = \frac{(360-2*18-8)*0.5}{12.7} = 4.62 \leq 9\varepsilon = 7.29 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

-Κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{(360-2*18-2*12.7)}{8} = 41.76 \leq 72\varepsilon = 58.32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Πίνακας 6.5:Χαρακτηριστικά δοκών πλαισίων ροπής

	h (mm)	b (mm)	t_s (mm)	t_g (mm)	r (mm)	A (cm^2)	$W_{pl.y}$ (cm^3)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)
IPE360	360	170	8	12.7	18	72.7	1019	361.745

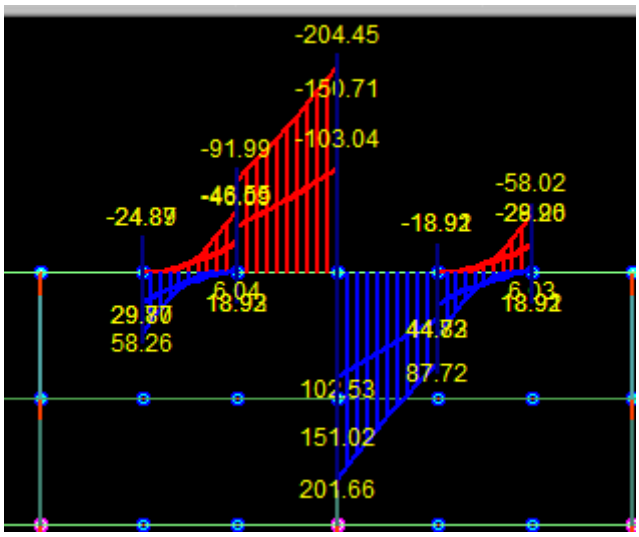
Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών, δεν αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις στις δοκούς και επομένως η δεύτερη ανισότητα ικανοποιείται.

Για τον έλεγχο της τρίτης ανισότητας υπολογίζεται η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών $V_{Ed,G}$ δηλαδή για την φόρτιση G + 0.6Q.H $V_{Ed,M}$ ορίζεται επί το δυσμενέστερο ως η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω της εφαρμογής με αντίθετη φορά των πλαστικών ροπών αντοχής της διατομής στα άκρα A και B των δοκών.Ο

έλεγχος ικανοποιείται για όλες τις διατομές και στον Πίνακα 5.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την δυσμενέστερη περίπτωση.

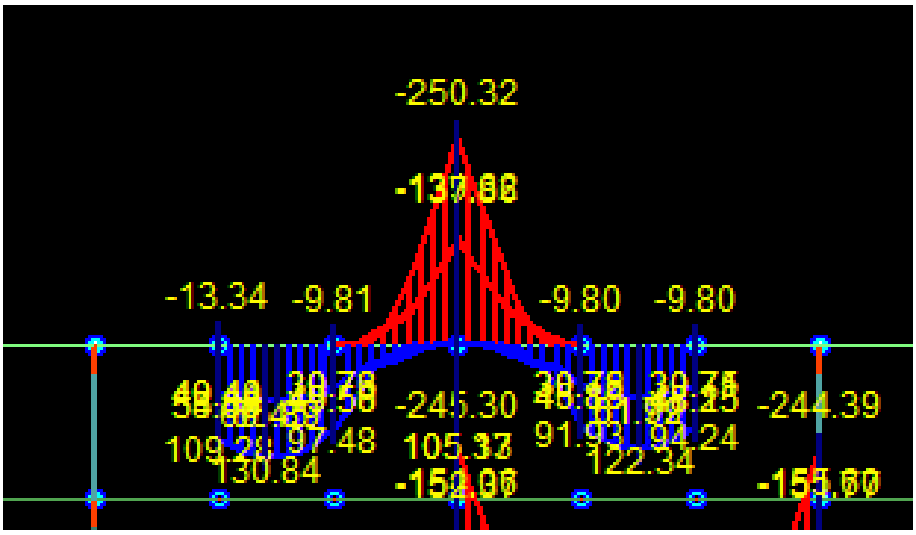
Πίνακας 6.6:Ικανοτικός έλεγχος $V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.5$ για την δυσμενέστερη περίπτωση

	$V_{Ed,G}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	L (m)	$V_{Ed,M}$ (kN)	A (cm^2)	A_v (cm^2)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed,G+}V_{ed,M}/V_{pl,Rd}$ ≤ 0.5
IPE360	204.45	362	7.81	169.45	72.7	46	942.8	**0.40**



Σχήμα 6.5**:** Διάγραμμα τεμνουσών για τον συνδυασμό G+0.6Q για την δυσμενέστερη δοκό για τον ικανοτικό έλεγχο $V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.5$

Στη συνέχεια υπολογίστηκε η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται στις δοκούς των πλαισίων ροπής στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για τον υπολογισμό της υπεραντοχής των δοκών Ω.



Σχήμα 6.6**:** Διάγραμμα ροπών για τον σεισμικό συνδυασμό και για την δοκό των πλαισίων ροπής όπου αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή.

Ισχύει ότι:

$M_{Ed,max}$ = 250.32 kNm

$M_{pl,Rd}$=362 kNm

Επομένως η υπεραντοχή των δοκών ισούται με Ω=1.448.

6.6.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε θλίψη και κάμψη για τον πιο δυσμενή συνδυασμό των ικανοτικών εντατικών μεγεθών, τα οποία υπολογίζονται ως:

$N_{Ed}=N_{Ed,G}+1.1*\gamma ov*\Omega$

$M_{Ed}=M_{Ed,G}+1.1*\gamma ov*\Omega$

$V_{Ed}=V_{Ed,G}+1.1*\gamma ov*\Omega$

Όπου:

- N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} είναι αντίστοιχα η θλιπτική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα στο υποστύλωμα που οφείλεται στις μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

- $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ είναι αντίστοιχα η θλιπτική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμή στο υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.
- γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχή ίσος με 1.25.
- Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλάστιμες ζώνες. $M_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

Τα σεισμικά μεγέθη κατά X & Z προσαυξάνονται κατά $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} == 2.27$. Επομένως ο σεισμικός συνδυασμός για τα εντατικά μεγέθη είναι: $G+0.6 \cdot Q+2.27 \cdot E_z+0.3 \cdot E_x$. Οι έλεγχοι γίνονται από το πρόγραμμα και όλα τα υποστυλώματα επαρκούν σε θλίψη και κάμψη. Στο Σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Ελεγχοι Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γονΩn = 2.27

Φορτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+myz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
1.35G+1.05Q	46(-1)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.06	0.06	0.09	0.11
1.35G+1.05Q	180(0)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.10	0.10	0.10	0.13
1.35G+1.05QA	46(-1)	1	0.04	0.01		0.01	0.04	0.04	0.06	0.07
1.35G+1.05QA	180(0)	1	0.04	0.01		0.01	0.06	0.06	0.07	0.08
1.35G+1.05QB	46(-1)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.07	0.07	0.08	0.10
1.35G+1.05QB	180(0)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.12	0.12	0.10	0.13
1.35G+1.05QC	46(-1)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.06	0.06	0.09	0.10
1.35G+1.05QC	180(0)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.10	0.10	0.10	0.13
1.35G+1.05QD	46(-1)	1	0.04	0.01		0.01	0.04	0.04	0.06	0.07
1.35G+1.05QD	180(0)	1	0.03	0.01		0.01	0.07	0.07	0.07	0.09
1.35G+1.05QE	46(-1)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.06	0.06	0.09	0.10
1.35G+1.05QE	180(0)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.10	0.11	0.10	0.13
1.15G+1.50Q	46(-1)	1	0.06	0.01	0.01	0.01	0.07	0.07	0.09	0.11
1.15G+1.50Q	180(0)	1	0.06	0.01	0.01	0.01	0.11	0.11	0.11	0.14
1.15G+1.50QA	46(-1)	1	0.04			0.01	0.03	0.04	0.06	0.06
1.15G+1.50QA	180(0)	1	0.04				0.04	0.04	0.06	0.07
1.15G+1.50QB	46(-1)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.08	0.08	0.08	0.11
1.15G+1.50QB	180(0)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.13	0.13	0.11	0.14
1.15G+1.50QC	46(-1)	1	0.06	0.01	0.01	0.01	0.07	0.07	0.09	0.11
1.15G+1.50QC	180(0)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.11	0.11	0.11	0.14
1.15G+1.50QD	46(-1)	1	0.03	0.01		0.01	0.04	0.04	0.05	0.06
1.15G+1.50QD	180(0)	1	0.03	0.01		0.01	0.06	0.06	0.06	0.07
1.15G+1.50QE	46(-1)	1	0.06	0.01	0.01	0.01	0.07	0.07	0.09	0.11
1.15G+1.50QE	180(0)	1	0.05	0.01	0.01	0.01	0.11	0.11	0.11	0.14
ΣΣ:+x	46(-1)	1	0.08	0.01	0.03	0.02	0.03	0.08	0.12	0.13
ΣΣ:+x	180(0)	1	0.02	0.01	0.03	0.06	0.07	0.07	0.09	0.09
ΣΣ:+x	46(-1)	1	0.02	0.01	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05
ΣΣ:+x	180(0)	1	0.08	0.01	0.03	0.05	0.06	0.08	0.15	0.16
ΣΣ:+x	46(-1)	1	0.08	0.01	0.03	0.02	0.03	0.08	0.11	0.13
ΣΣ:+x	180(0)	1	0.08	0.01	0.03	0.05	0.06	0.08	0.14	0.15
ΣΣ:+x	46(-1)	1	0.02	0.01	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05
ΣΣ:+x	180(0)	1	0.02	0.01	0.03	0.06	0.07	0.07	0.09	0.08
ΣΣ:+x	46(-1)	1	0.04	0.01	0.03		0.02	0.04	0.06	0.06
ΣΣ:+x	180(0)	1	0.04	0.01	0.03		0.03	0.04	0.06	0.07
ΣΣ:+x	46(-1)	1	0.02	0.01	0.03	0.01	0.05	0.05	0.05	0.06
ΣΣ:+x	180(0)	1	0.02	0.01	0.03	0.01	0.09	0.09	0.07	0.09
ΣΣ:+z	46(-1)	1	0.07	0.01	0.02	0.02	0.03	0.07	0.10	0.11
ΣΣ:+z	180(0)	1	0.01	0.01	0.02	0.05	0.08	0.08	0.09	0.09

Ενεργοποιήστε τα Windows
Μεταβάση στις ρυθμίσεις για ενεργοποίηση των Windows.

Για τα **μεταλλικά πλαίσια**: Ο έλεγχος της διατομής ενός τυπικού υποστυλώματος πλαισίου πραγματοποιείται σύμφωνα με τους ελέγχους που περιγράφηκαν στον EC3 πολλαπλασιάζοντας όπως επεξηγήθηκε στους προαναφερθέντες πίνακες τα εντατικά μεγέθη με το συντελεστή 1.1γονΩn.

Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών πλαισίων παραλαβής ροπών EC8-1 §6.6

Πλάστιμες δοκοί EC8-1 §6.6.1(1), §6.6.3(1)

Ορόφος	Z/X	Όνομα	Διατομή	Είδος μέλους	1,1 γον Ωi
0	X	Δ1.1	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	7.65
	X	Δ1.4	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	6.68
	X	Δ1.5	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	32.08
	X	Δ2.5	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	30.19
	X	Δ2.6	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	18.60
	X	Δ3.5	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	4.62
	X	Δ3.8	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	4.92
	X	Δ3.9	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	14.64
	X	Δ3.10	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	7.23
	X	Δ3.12	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	6.98
	X	Δ3.13	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	7.05
	X	Δ3.15	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	7.13
	X	Δ3.16	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	6.93
	X	Δ3.18	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	7.45
	X	Δ4.1	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	15.37
	X	Δ4.2	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	19.52
	X	Δ4.3	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	18.20
	X	Δ4.4	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	16.22
	X	Δ5.9	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	13.55
	X	Δ5.10	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	3.97
	X	Δ5.12	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	3.86
	X	Δ5.13	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	3.90
	X	Δ5.15	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	3.92
	X	Δ5.16	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	3.85
	X	Δ5.18	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	4.01
	X	Δ5.19	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	9.88
	X	Δ5.20	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	12.69
	X	Δ5.21	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	12.32
	X	Δ5.22	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	10.62
	X	Δ5.23	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	13.89
	X	Δ6.9	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	13.74
	X	Δ6.10	IPE360	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	7.10

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+myz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
1.35G+1.05Q	180	1	0.02	0.10			0.22	0.05	0.23	0.13
1.35G+1.05Q	298	1	0.02	0.05			0.07	0.02	0.08	0.05
1.35G+1.05QA	180	1	0.02	0.06			0.15	0.02	0.16	0.09
1.35G+1.05QA	298	1	0.02	0.03			0.04	0.02	0.05	0.03
1.35G+1.05QB	180	1	0.02	0.10			0.22	0.05	0.22	0.13
1.35G+1.05QB	298	1	0.02	0.05			0.07	0.02	0.09	0.05
1.35G+1.05QC	180	1	0.02	0.10			0.22	0.05	0.23	0.13
1.35G+1.05QC	298	1	0.02	0.05			0.07	0.02	0.08	0.05
1.35G+1.05QD	180	1	0.01	0.06			0.14	0.02	0.15	0.08
1.35G+1.05QD	298	1	0.01	0.03			0.04	0.01	0.05	0.03
1.35G+1.05QE	180	1	0.02	0.10			0.22	0.05	0.23	0.13
1.35G+1.05QE	298	1	0.02	0.05			0.07	0.02	0.08	0.05
1.15G+1.50Q	180	1	0.02	0.11			0.24	0.06	0.25	0.14
1.15G+1.50Q	298	1	0.02	0.05			0.07	0.02	0.09	0.06
1.15G+1.50QA	180	1	0.01	0.06			0.13	0.02	0.14	0.08
1.15G+1.50QA	298	1	0.01	0.03			0.03	0.01	0.04	0.03
1.15G+1.50QB	180	1	0.02	0.11			0.23	0.05	0.24	0.13
1.15G+1.50QB	298	1	0.02	0.05			0.08	0.02	0.09	0.06
1.15G+1.50QC	180	1	0.02	0.11			0.24	0.06	0.25	0.14
1.15G+1.50QC	298	1	0.02	0.05			0.07	0.02	0.09	0.06
1.15G+1.50QD	180	1	0.01	0.05			0.12	0.01	0.13	0.07
1.15G+1.50QD	298	1	0.01	0.03			0.03	0.01	0.04	0.03
1.15G+1.50QE	180	1	0.02	0.11			0.24	0.06	0.25	0.14
1.15G+1.50QE	298	1	0.02	0.05			0.07	0.02	0.09	0.06
ΣΣ:+x	180	1		0.07	0.06		0.09	0.01		
ΣΣ:+x	298	1		0.02	0.06		0.06			
ΣΣ:+x	180	1	0.02	0.19	0.06		0.17	0.03	0.17	0.10
ΣΣ:+x	298	1	0.02	0.03	0.06		0.02	0.02	0.04	0.03
ΣΣ:+z	180	1		0.07	0.05		0.08	0.01		
ΣΣ:+z	298	1		0.02	0.04		0.06			
ΣΣ:+z	180	1	0.03	0.19	0.04		0.17	0.03	0.17	0.10
ΣΣ:+z	298	1	0.03	0.03	0.05		0.02	0.03	0.04	0.03
ΣΣ:-x	180	1		0.07	0.06		0.07	0.01		
ΣΣ:-x	298	1		0.02	0.06		0.06			
ΣΣ:-x	180	1	0.03	0.19	0.06		0.18	0.03	0.18	0.11
ΣΣ:-x	298	1	0.03	0.04	0.06		0.01	0.03	0.04	0.03

Ενεργοποιήστε τα Windows
Μεταβαση στις ρυθμίσεις για ενεργοποίηση των Windows.

Ενδεικτικοί έλεγχοι δομικών μελών για διάφορες φορτίσεις, όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

'Έλεγχος αδιάστατης λυγηρότητας [EC8-1 §6.7.3]

Αξονας [/]	[a0 * K * l] [m]	i [cm]	min(λ/λ1) [/]		(λ/λ1) [/]		max(λ/λ1) [/]
z	2.84	2.60	1.30	<	1.43	<	2.00
y	2.84	2.60	1.30	<	1.43	<	2.00

Ενδεικτικός έλεγχος αδιάστατης λυγηρότητας σύμφωνα με τον EC8- 1-1 §6.7.3

Εκτός των ελέγχων μέλους, η δυσμενέστερη τέμνουσα των υποστυλωμάτων για τους σεισμικούς συνδυασμούς πρέπει να ικανοποιεί την συνθήκη $V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.5$.Όλα τα υποστυλώματα έχουν διατομή HEB360 με A_v=46.01 cm^2 και $V_{pl,Rd}$=942.8kN.Επίσης, η δυσμενέστερη τέμνουσα ισούται με V_{Ed} =241.21kN.Επομένως ισχύει ότι $V_{Ed,max}/V_{pl,Rd}$ = 0.26 $\leq$ 0.5 και ο απαιτούμενος έλεγχος ικανοποιείται.

6.6.3 Έλεγχος κόμβων

Για την αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε στύλους οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου προσαυξημένη κατά 1.30. Εξαίρεση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων.Στην προκειμένη περίπτωση,τα πλαίσια παραλαβής ροπών είναι δύο ορόφων ενώ οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων είναι ίδιες και συγκεκριμένα IPE500 και HEB550 αντίστοιχα.Επομένως αρκεί να εξεταστούν δύο περιπτώσεις,ενός εσωτερικού και ενός εξωτερικού κόμβου στον 1° όροφο της κατασκευής.

HEB360: $W_{pl,y}$= 2683 cm^3 $M_{pl,Rd}$= 952,47 kNm

IPE360: $W_{pl,y}$ =1019 cm^3 $M_{pl,Rd}$= 361,75 kNm

- Εξωτερικός κόμβος,ανάμεσα σε 2 υποστυλώματα και 1 δοκό.
  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3*\Sigma M_{Rb}$ → 1904,63kNm ≥ 469,95kNm
- Εσωτερικός κόμβος,ανάμεσα σε 2 υποστυλώματα και 2 δοκούς.
  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3*\Sigma M_{Rb}$ → 1904,63kNm ≥ 939,9kNm

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

6.7 Σεισμική επάρκεια χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Στην περίπτωση των διαγωνίων συνδέσμων τύπου Χ, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται μόνο από τις εκάστοτε εφελκυόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβόμενων διαγωνίων. Το αξονικό φορτίο με το οποίο ελέγχονται οι εφελκυόμενες διαγώνιοι λαμβάνεται διπλάσιο του NEd της ανάλυσης.

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος του δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής CHS76.1X2.6 που ανήκει σε πλαίσιο κατά τη διεύθυνση Z του ισογείου. Όπως προέκυψε από τη στατική και τη δυναμική ανάλυση του φορέα ο κρίσιμος συνδυασμός για τον εξεταζόμενο διαγώνιο σύνδεσμο είναι ο συνδυασμός: ΣΣ:=+x. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκυόμενες διαγώνιοι.

Κατάταξη διατομής:

Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό γι' αυτό και δε χρειάζεται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό:

Η τιμή σχεδιασμού NEd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $NEd/Nt,Rd \leq 1$
Όπου : $Nt, Rd = Npl, Rd\ A*fy/YMO$

Στη πραγματικότητα η σεισμική δύναμη δεν ισομοιράζεται στις δύο διαγώνιους εφόσον δεν λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου. Συνεπώς η αξονική σχεδιασμού των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι ίση με τη διπλάσια τιμή από αυτή που εμφανίζει το πρόγραμμα.

Έλεγχος λυγηρότητας:

Σε πλαίσια με Χ διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα λ, όπως ορίζεται στο EN1993-1-1 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$.Το κάτω όριο ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκυόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων σε περίπτωση που το εξεταζόμενο κτήριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους. Το κτήριο της παρούσας εργασίας αποτελείται από τρεις ορόφους γι' αυτό και ελέγχεται η λυγηρότητα ως προς το άνω όριο. Το κρίσιμο μήκος λυγισμού της διαγωνίου είναι: Lcr =$\sqrt{l\ 2 + h\ 2} = 3.08\ m$ (οι διαγώνιες ράβδοι ενώνονται στη μέση) Η αδιάστατη λυγηρότητα ως προς την διεύθυνση z-z και y-y είναι:

$\lambda = 1,71<2.00$

min(λ/λ1) [/]		(λ/λ1) [/]		max(λ/λ1) [/]
1.30	<	1.71	<	2.00
1.30	<	1.71	<	2.00

6.7.1 Έλεγχος διαγώνιων μελών

Ελέγχονται τα διαγώνια μέση ως προς την αντοχή τους σε εφελκυσμό και λυγισμό και υπολογίζεται από το πρόγραμμα η υπεραντοχή $\Omega = N_{pl,Rd}$ (kN)/ N_{ED}(kN) .

Για να εξασφαλιστεί η ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%:

Z	Δ33.1	CHS76.1X2.6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3.90
Z	Δ34.1	CHS76.1X2.6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3.62
Z	Δ35.1	CHS76.1X2.6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	4.08
Z	Δ36.1	CHS76.1X2.6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	4.26
Z	Δ37.1	CHS76.1X2.6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3.74

Είναι $\frac{\Omega\, max - \Omega min}{\Omega miv} = \frac{4{,}26-3{,}62}{3{,}62} = 0.018 < 0.025$, άρα ικανοποιείται.

6.7.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών

Σύμωνα με τις απαίτησεις του Ευρωκώδικα 8 πρέπει οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις να πληρούν τον παρακάτω έλεγχο:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}(M_{Ed})$$

Όπου:

- $N_{ed,G}$: η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα που οφείλεται στις μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- $N_{ed,E}$: η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού
- $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$: η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό σύμφωνα με το EN1993, η οποία λαμβάνει υπόψιν την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης M_{Ed}, τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- γ_{ov} : ο συντελεστής υπεραντοχή ίσος με 1.25

Όσων αφορά τις δοκούς, αυτές δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, οπότε ο παρακάτω έλεγχος παραλείπεται.

Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη και θλίψη, όπου τα σεισμικά μεγέθη κατά X & Y προσαυξάνονται κατά $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min}$. Επομένως ο σεισμικός συνδυασμός για τα εντατικά μεγέθη είναι: $G+0.6 \cdot Q+1{,}1 * \gamma ov * \Omega min \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y$. Οι έλεγχοι γίνονται από το πρόγραμμα και όλα τα υποστυλώματα επαρκούν σε θλίψη και κάμψη.

7 Σχεδιασμός συνδέσεων

7.1 Γενικά

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης οι συνδέσεις των μελών των μεταλλικών κατασκευών διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, πείρους, ήλους) και
- Συγκολλήσεις (εσωρραφές και εξωρραφές)

Οι συγκολλήσεις, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν στις συνδέσεις είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμούς. Οι συνηθέστερες περιπτώσεις είναι οι συνδέσεις πλήρους συγκόλλησης ή συνδυασμός συγκόλλησης και κοχλίωσης. Επίσης, οι συνδέσεις διακρίνονται ως προς τον τρόπο σύνδεσής τους, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε αυτές αλλά και την αντοχή τους σε τρείς κατηγορίες:

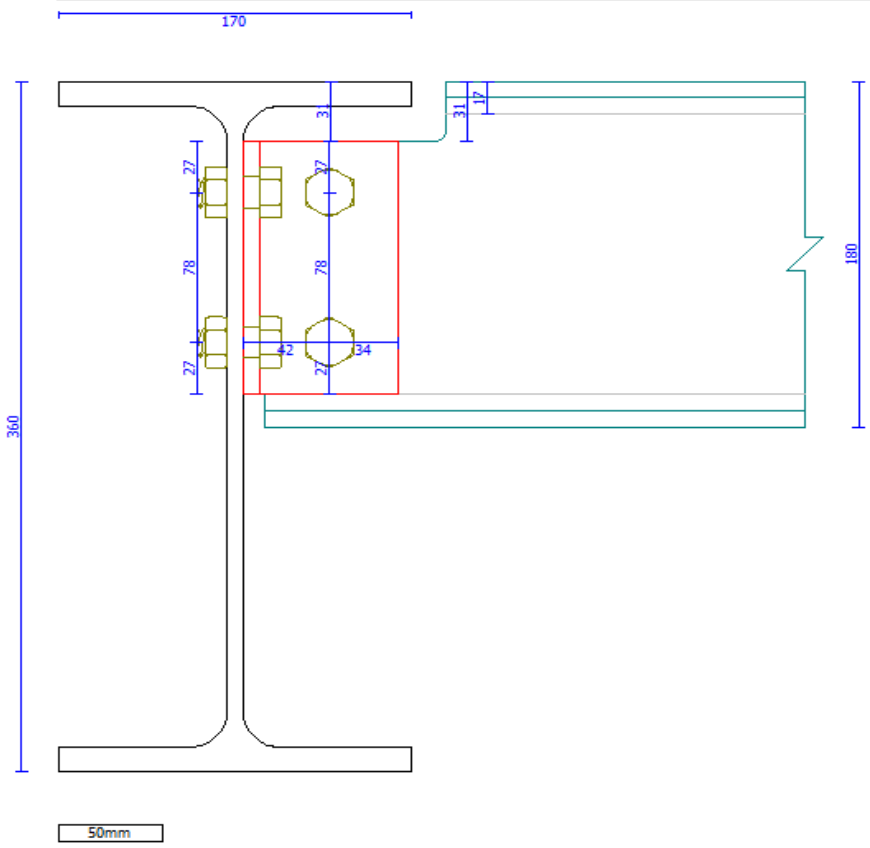
- Ως προς τον τρόπο σύνδεσης των μελών, οι συνδέσεις δύνανται να υλοποιηθούν με μηχανικά μέσα (κοχλίες, πείρους, ήλους) ή να είναι συγκολλήσεις (εσωρραφές και εξωρραφές).
- Ως προς τα εντατικά μεγέθη, που αναπτύσσονται στη σύνδεση μπορούν να διακριθούν σε απλές συνδέσεις (τέμνουσας ή αξονικής) και σε συνδέσεις ροπής.
- Ως προς την αντοχή τους οι συνδεσεις διακρίνονται σε πλήρους αντοχής και σε μερικής αντοχής.

7.2 Συνδέσεις μελών

7.2.1 Απλή Σύνδεση Τέμνουσας κύριας και δευτερεύουσας δοκού

Κατά την ανάλυση και διαστασιολόγηση των μεταλλικών κατασκευών η υλοποίηση αρθρωτών συνδέσεων κυρίως μεταξύ κυρίων-δευτερευουσών δοκών αλλά και μεταξύ υποστυλωμάτων-δοκών είναι αρκετά συχνή. Στις συνδέσεις αυτές πραγματοποιείται μεταφορά μόνο τεμνουσών δυνάμεων και σε ελάχιστες περιπτώσεις μικρών αξονικών δυνάμεων. Οι συνδέσεις αυτές πραγματοποιούνται μέσω μετωπικών πλακών, που τοποθετούνται στα συνδεόμενα μέλη. Παρακάτω ακολουθούν η διαμόρφωση και ο έλεγχος των συνδέσεων, τα οποία έγιναν μέσω του προγράμματος «Συνδέσεις» του FESPA. Σχεδιάζοντας την διαμόρφωση της σύνδεσης και εισάγοντας τα εντατικά μεγέθη από τις αναλύσεις, το πρόγραμμα κάνει όλους τους ελέγχους που προβλέπονται από τον κανονισμό EC3.

Σχήμα 7.1: Αρθρωτή σύνδεση δοκού με δευτερεύουσα δοκό-3D



Σχήμα 7.2: Αρθρωτή σύνδεση δοκού με δευτερεύουσα δοκό-ΟΨΗ

1.1.1 Τυπολόγιο

Μέγιστη διατμητική δύναμη κοχλία: $V_{b,max} = \frac{V_{sd}}{n_b}$

όπου n_b: ο αριθμός των κοχλιών στον κύριο μέλος

Μέγιστη διατμητική δύναμη κοχλία δυσμενέστερου κοχλία στηριζόμενης δοκού:

$$V_{b,max} = \sqrt{\left[\frac{V_{sd}}{n_b} + \frac{M_{sd,e}}{I_p} \cdot \frac{(n_x-1)\cdot A_x}{2}\right]^2 + \left[\frac{M_{sd,e}}{I_p} \cdot \frac{(n_z-1)\cdot A_z}{2}\right]^2}$$

όπου I_p: Πολική ροπή αδράνειας = $\sum r_i^2$

όπου V_{sd}: η εφαρμοζόμενη διατμητική δύναμη
όπου $M_{sd,e}$: η εφαρμοζόμενη ροπή λόγω εκκεντρότητας $= V_{sd} \cdot e$
όπου n_x: αριθμός στηλών κοχλιών
όπου n_z: αριθμός σειρών κοχλιών
όπου Δ_x: απόσταση μεταξύ στηλών κοχλιών
όπου Δ_z: απόσταση μεταξύ σειρών κοχλιών

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία: $F_{Rd} = n \cdot \frac{c1 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} \geq V_{b,max}$

n: ο αριθμός των επιφανειών διάτμησης
c1: Συντελεστής εξαρτόμενος από την ποιότητα των κοχλιών

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας: $F_{b,Rd} = \frac{K_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{m2}} \geq V_{b,max}$

Αντοχή γωνιακού σε διάτμηση: $V_{p,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \geq \frac{V_{sd}}{n_A}$

Αντοχή γωνιακού σε απόσχιση: $V_{eff,Rd} = \frac{0.50 \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{A_{v,eff} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \geq \frac{V_{sd}}{n_A}$

όπου $A_{v,eff} = L_{v,eff} \cdot t$

2.1 Δεδομένα σύνδεσης

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία Κύριας Δοκού

Όνομα διατομής	IPE360
Ύψος διατομής [h]	360.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	170.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	12.70 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18.00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού

Όνομα διατομής	IPE180
Ύψος διατομής [h]	180.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	91.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5.30 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8.00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9.00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

2.1.3 Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	75x75x8
Ύψος διατομής [h]	75.00 mm
Πάχος κορμού [t]	8.00 mm
Επιφάνεια [A]	11.40 cm²
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.4 Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	132.30 mm
Ανοχή γωνιακού [a]	10.00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	30.70 mm

2.1.5 Δεδομένα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

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 mm²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157.00 mm²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	78
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

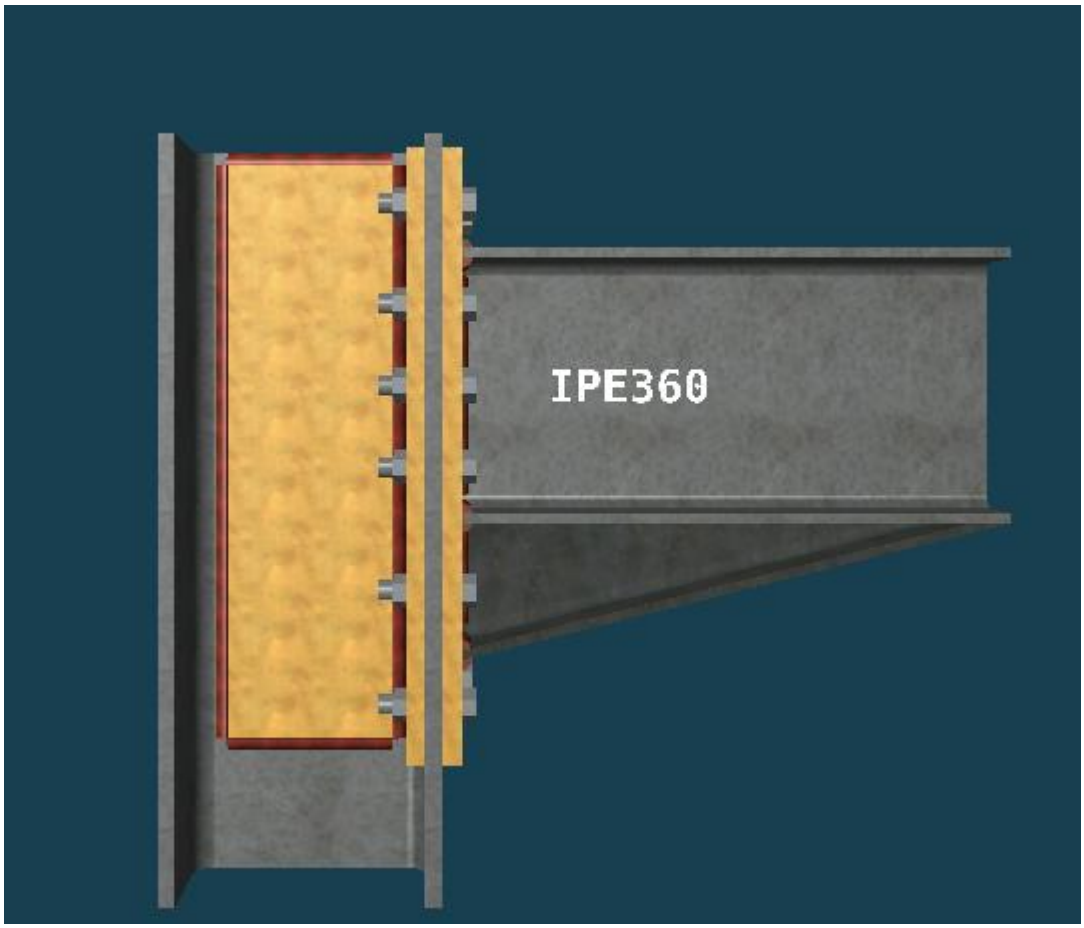
2.1.6 Δεδομένα κοχλιών (επί της δοκού)

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 mm²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157.00 mm²

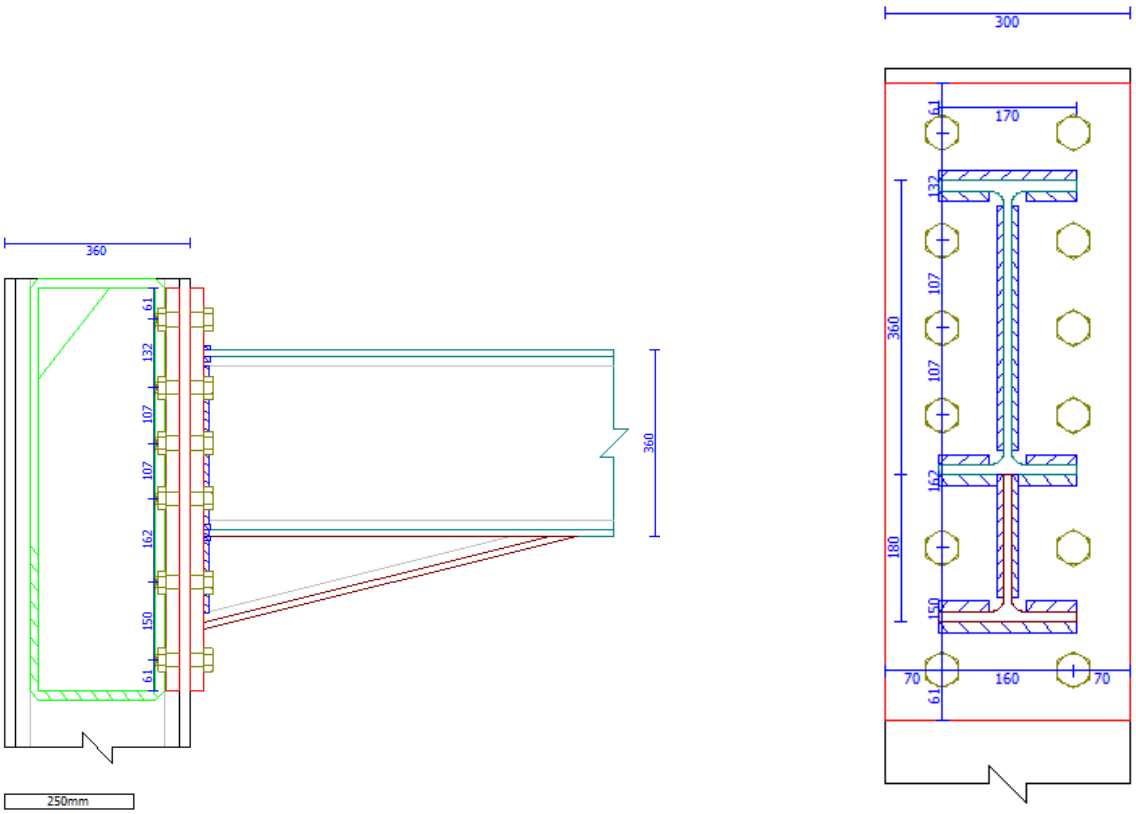
Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

7.2.2 Συνδέσεις Ροπής υποστυλώματος και κύριας δοκού

Στην υφιστάμενη κατασκευή τα πλαίσια ροπής κατασκευάστηκαν ώστε να αναλάβουν τις δράσεις που αντιστοιχούν σε αυτά. Σε αυτά μέσω της πλαισιακής λειτουργίας αναπτύσσονται ροπές στους κόμβους, οπότε οι συνδέσεις θα πρέπει να διαμορφώνονται με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η ομαλή μεταφορά των φορτίων από τις δοκούς στα υποστυλώματα. Ακολουθεί ενδεικτικό παράδειγμα με λεπτομέρειες για τη σύνδεση ροπής μεταξύ δοκού και υποστυλώματος και μάλιστα παρατίθεται στο παράρτημα ο αναλυτικός υπολογισμός της σύνδεσης αυτής με βάση τις διατάξεις του EC3.



Σχήμα 7.3**:** Σύνδεση ροπής υποστυλώματος δοκού-3D



Σχήμα 7.4: Σύνδεση ροπής υποστυλώματος δοκού-Όψεις

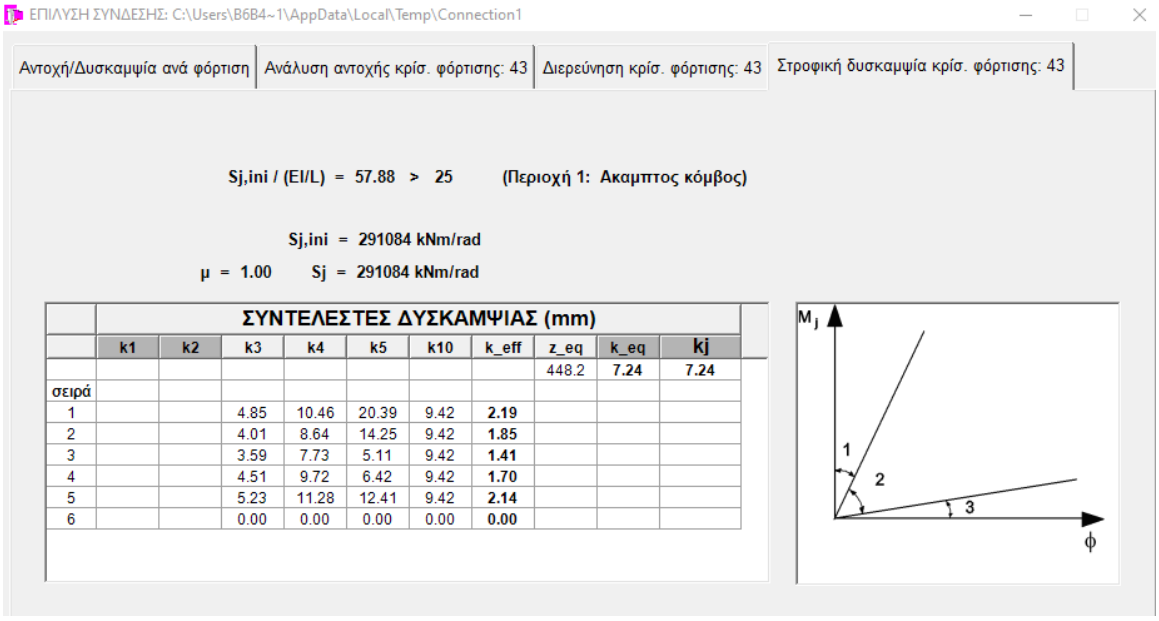
ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: C:\Users\B6B4~1\AppData\Local\Temp\Connection1

Αντοχή/Δυσκαμψία ανά φόρτιση | Ανάλυση αντοχής κρίσ. φόρτισης: 43 | Διερεύνηση κρίσ. φόρτισης: 43 | Στροφική δυσκαμψία κρίσ. φόρτισης: 43

Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	κ,wc	Mb2 (kNm)	Mb1 (kNm)	β	Vb1 (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd	Sj,ini / (EI/L)
43	-221...	6.14	1.00	0.00	-321.43	1.00	-286.87	-625.39	1618.12	0.51	0.18	238.80	49.95	0.83	0.24	57.88
44	-221...	4.40	1.00	0.00	-257.69	1.00	-231.87	-625.39	1618.12	0.41	0.14	191.44	40.37	0.66	0.19	57.88
45	-121...	4.08	1.00	0.00	-247.84	1.00	-219.04	-625.39	1618.12	0.40	0.14	184.12	38.14	0.64	0.18	57.88
46	-246...	7.69	1.00	0.00	-275.65	1.00	-248.41	-625.39	1618.12	0.44	0.15	204.78	43.25	0.71	0.21	57.88
47	-254...	14.40	1.00	0.00	-188.48	1.00	-173.45	-625.39	1618.12	0.30	0.11	140.02	30.20	0.49	0.15	57.88
48	-218...	16.60	1.00	0.00	-162.78	1.00	-149.60	-625.39	1618.12	0.26	0.09	120.93	26.05	0.42	0.13	57.88
49	-219...	10.67	1.00	0.00	-162.50	1.00	-149.52	-625.39	1618.12	0.26	0.09	120.72	26.03	0.42	0.13	57.88
50	-1182...	14.53	1.00	0.00	-89.18	1.00	-81.78	-625.39	1618.12	0.14	0.05	66.25	14.24	0.23	0.07	57.88
51	-244...	13.97	1.00	0.00	-180.46	1.00	-166.05	-625.39	1618.12	0.29	0.10	134.06	28.91	0.47	0.14	57.88
52	-257...	7.57	1.00	0.00	-188.77	1.00	-173.54	-625.39	1618.12	0.30	0.11	140.24	30.22	0.49	0.15	57.88
53	-222...	5.22	1.00	0.00	-163.25	1.00	-149.76	-625.39	1618.12	0.26	0.09	121.28	26.08	0.42	0.13	57.88
54	-222...	3.85	1.00	0.00	-162.79	1.00	-149.61	-625.39	1618.12	0.26	0.09	120.93	26.05	0.42	0.13	57.88
55	-122...	3.16	1.00	0.00	-89.66	1.00	-81.93	-625.39	1618.12	0.14	0.05	66.61	14.27	0.23	0.07	57.88
56	-246...	7.14	1.00	0.00	-180.74	1.00	-166.15	-625.39	1618.12	0.29	0.10	134.28	28.93	0.47	0.14	57.88
57	-199...	8.62	1.00	0.00	-146.23	1.00	-134.74	-625.39	1618.12	0.23	0.08	108.63	23.46	0.38	0.11	57.88

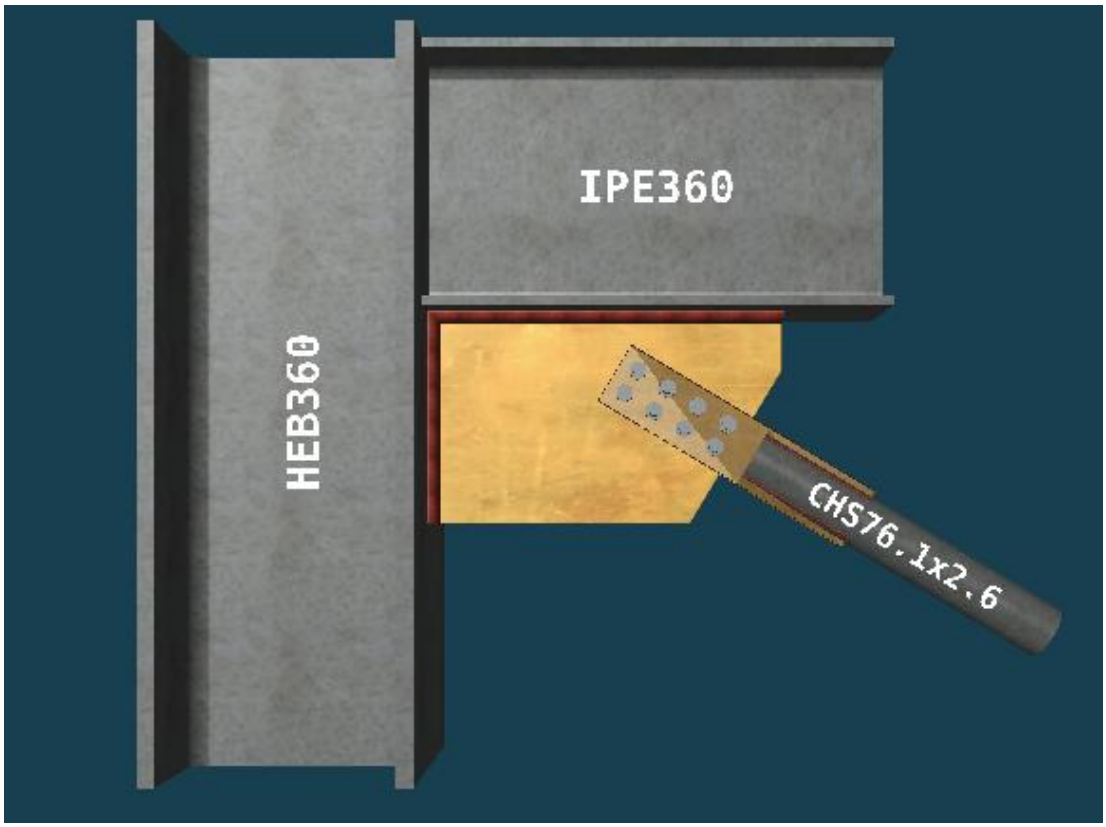
Λόγοι Αντοχής : nj = Nsd / NjRd mj = Msd / MjRd vj = Vsd / VjRd

Σχήμα 7.5: Εντατικά μεγέθη κόμβου

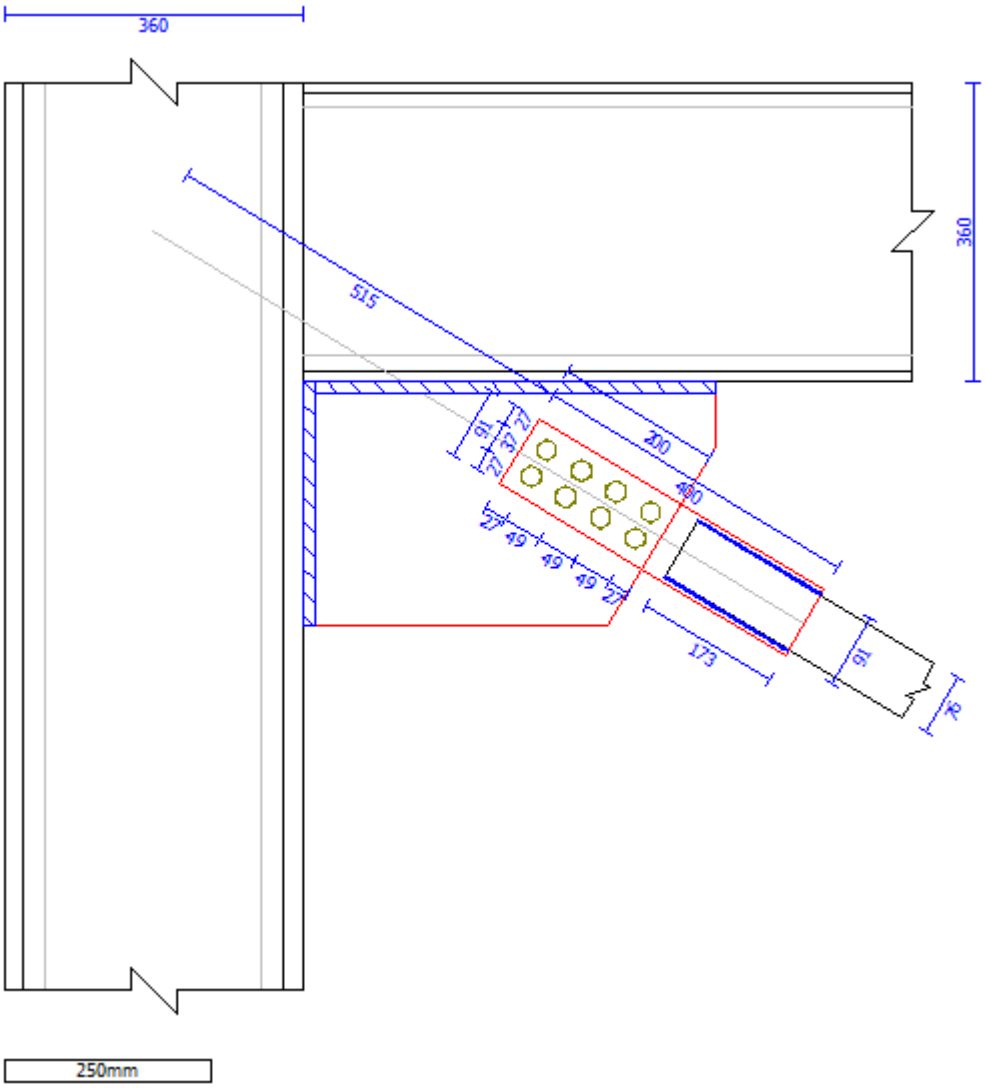


Έλεγχος στροφικής δυσκαμψίας

7.2.3 Σύνδεση κόμβου συνδέσμων δυσκαμψίας «Χ»



Σχήμα 7.6**:** Χιαστί Σύνδεσμος δυσκαμψίας



Σχήμα 7.7**:** Σχεδιασμός Διαγώνιου συνδέσμου σε κόμβο

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις των εγκάρσιων στοιχείων ακαμψίας ενός μεταλλικού φορέα πάνω σε κόμβο δοκού και υποστυλώματος. Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι παρακάτω τύποι σύνδεσης:

1. Κοχλιωτή σύνδεση διαγωνίου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος.

2. Συγκολλητή σύνδεση διαγωνίου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος.

Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι συνδέσεις απλών ή διπλών διαγωνίων μεταλλικών μελών, με συγκόλληση ή από κοχλίωση πάνω σε κόμβο δοκού υποστυλώματος με χρήση κομβοελάσματος.

➢ Έλεγχοι σύνδεσης

Γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι από το πρόγραμμα για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης:

1. Έλεγχοι διαγώνιου μέλους

   1.1 Έλεγχος σε διαρροή

   1.2 Έλεγχος σε θραύση

- Στην περίπτωση που έχουμε σύνδεση με κοχλίωση τότε:

2. Έλεγχοι της κοχλίωσης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα

   2.1 Έλεγχος σε τέμνουσα

   2.2 σε διάτμηση

   2.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας διαγωνίου

   2.4 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας ελάσματος σύνδεσης

- Στην περίπτωση που έχουμε σύνδεση με συγκόλληση τότε:

   Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα.

3. Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης κομβοελάσματος με δοκό και υποστύλωμα

2. Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

2.1 Δεδομένα σύνδεσης

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία διαγωνίου μέλους

Όνομα διατομής	CHS76.1x2.6
Ποιότητα υλικού	S355

2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB360
Ύψος διατομής [h]	360.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	12.50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	22.50 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27.00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

2.1.3 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE360
Ύψος διατομής [h]	360.00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	170.00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8.00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	12.70 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18.00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

2.1.4 Δεδομένα κομβοελάσματος σύνδεσης

Μήκος κομβοελάσματος [Lx1]	497.7 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy1]	10.0 mm
Μήκος κομβοελάσματος [Lx2]	296.1 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 mm²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157.00 mm²
Αριθμός στηλών κοχλιών	4
Απόσταση από άκρο [e1]	27.00
Καθετη απόσταση [p1]	48.70
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2.00
Απόσταση από άκρο [e2]	27.00
Οριζόντια απόσταση [p2]	36.70

Αυτά είναι τα γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα και παρακάτω παρουσιάζονται και τα αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

3. Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου

Μέγιστη Αξονική δύναμη: N_{Ed} = 109.55 kN

3.1 Ελεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή: $N_{pl,Rd}$ = 213.00 kN ≥ 109.55 kN

3.2 Αντοχή Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή: $N_{q,Rd}$ = 639.44 kN ≥ 109.55 kN
Αντοχή σε Θραύση: $N_{qu,Rd}$ = 472.61 kN ≥ 109.55 kN

3.3 Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ενδιάμ.Ελάσματος-Διαγωνίου

Διατμητική τάση συγκόλλησης: τ_w = 44.0 MPa
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης: $f_{vw,d}$ = 207.8 MPa ≥ 44.0 MPa
Αντοχή συγκόλλησης (συνολική): $N_{w,Rd}$ = 517.79 kN ≥ 109.55 kN

3.4 Ελεγχοι κοχλίωσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία: $F_{v,Ed}$ = 13.69 kN

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία: $F_{v0,d,Rd}$ = 154.37 kN ≥ 13.69 kN

Αντοχή σε θλίψη άντυγας Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική): $F_{b,q,Rd}$ = 39.90 kN ≥ 13.69 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας Κομβοελάσματος $F_{b,p,Rd}$ = 39.90 kN ≥ 13.69 kN

3.5 Ελεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη: $N_{x,Ed}$ = 93.90 kN
Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη: $N_{y,Ed}$ = 56.42 kN

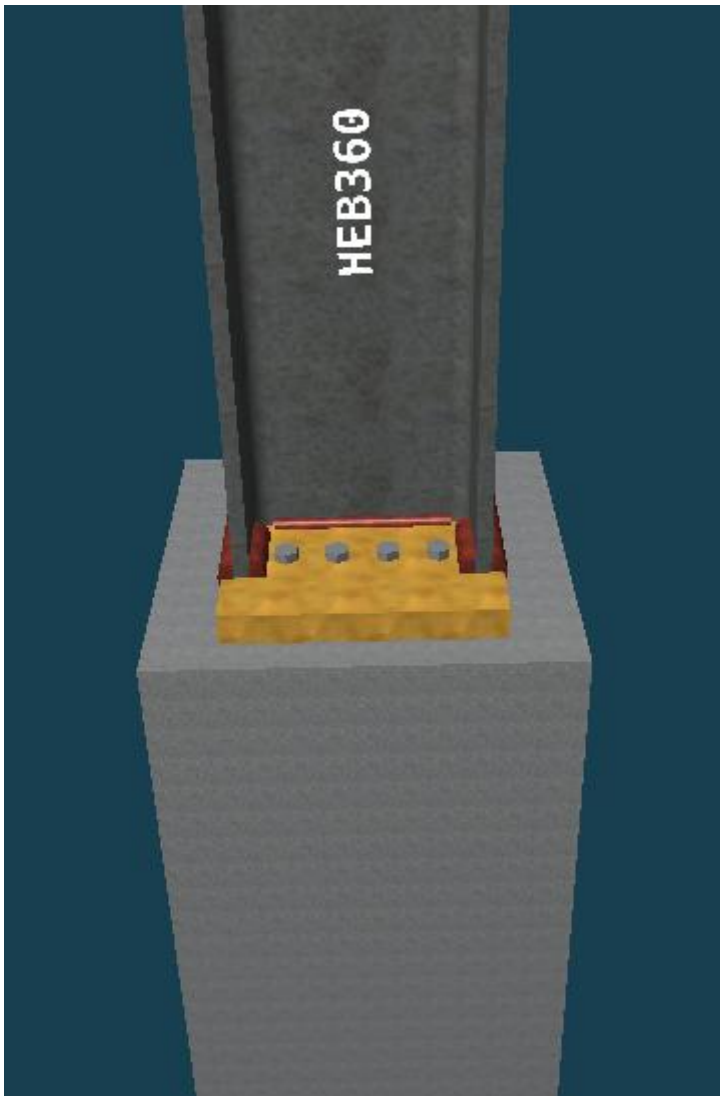
Αντοχή Κομβοελάσματος (οριζόντια): $N_{px,Rd}$ = 1127.97 kN ≥ 93.90 kN
Αντοχή Κομβοελάσματος (κατακόρυφα): $N_{py,Rd}$ = 1152.06 kN ≥ 56.42 kN
Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική): $N_{p,Rd}$ = 1315.93 kN ≥ 109.55 kN

3.6 Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού/Στύλου

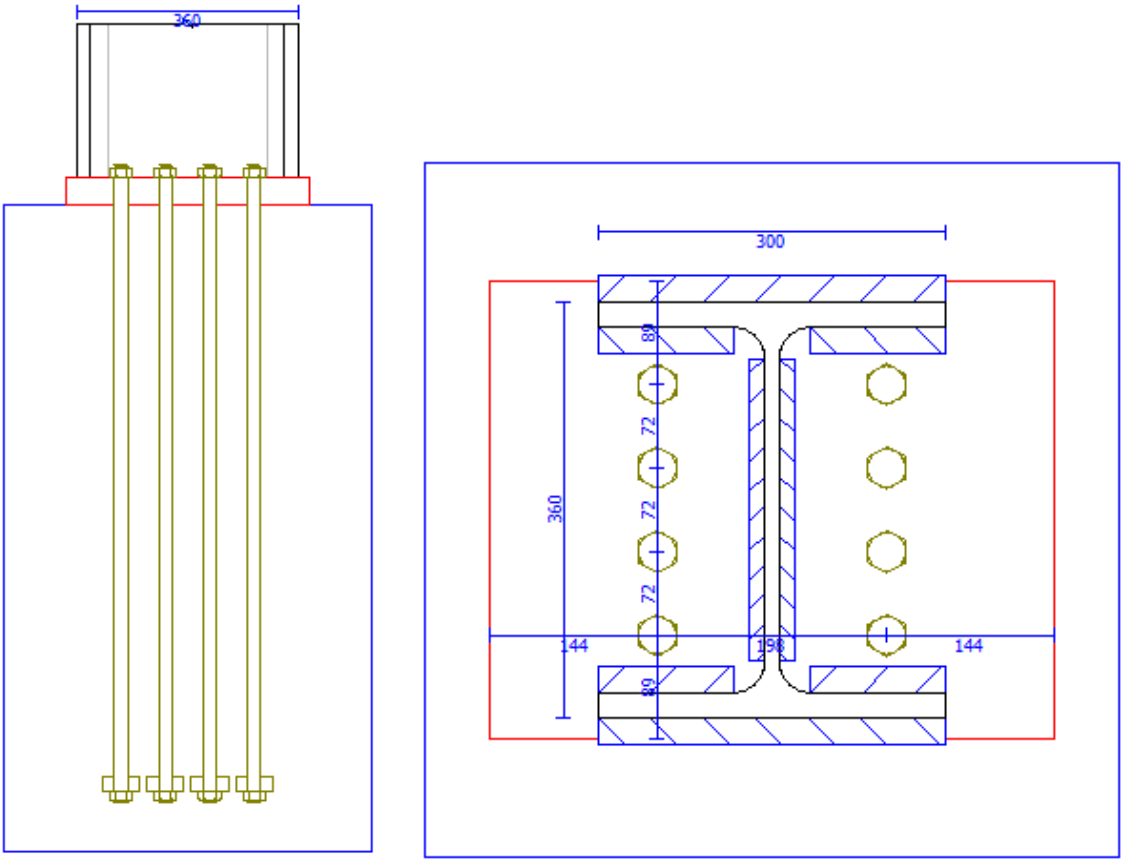
Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης): $M_{w,Ed}$ = 3.13 kNm
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού: $\sigma_{w,b}$ = 8.3 MPa
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου: $\sigma_{w,c}$ = 8.5 MPa
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού: $f_{vw,d}$ = 207.8 MPa ≥ 8.3 MPa
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου: $f_{vw,d}$ = 207.8 MPa ≥ 8.5 MPa
Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική): $N_{w,Rd}$ = 2677.83 kN ≥ 109.55 kN

7.2.4 Θεμελίωση υποστυλώματος

Τα υποστυλώματα του ισογείου εδράζονται πάνω στα υποστυλώματα από Ω/Σ του υπογείου διαστάσεων 60x60 ώστε να υπάρχει επαρκής χώρος για να συνδεθούν τα μεταλλικά υποστυλώματα.



Σχήμα 7.8**:** Απεικόνιση έδρασης HEB360



Σχήμα 7.9: Λεπτομέρειες σχεδίασης έδρασης HEB360

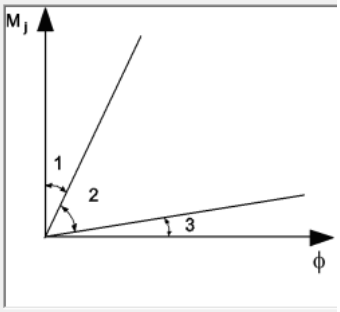
Sj,ini / (EI/L) = 19.15 > 12 (Περιοχή 1: Ακαμπτος κόμβος)

λο = 0.43 < 1.36

Sj,ini = 330784 kNm/rad

μ = 1.00 Sj = 330784 kNm/rad

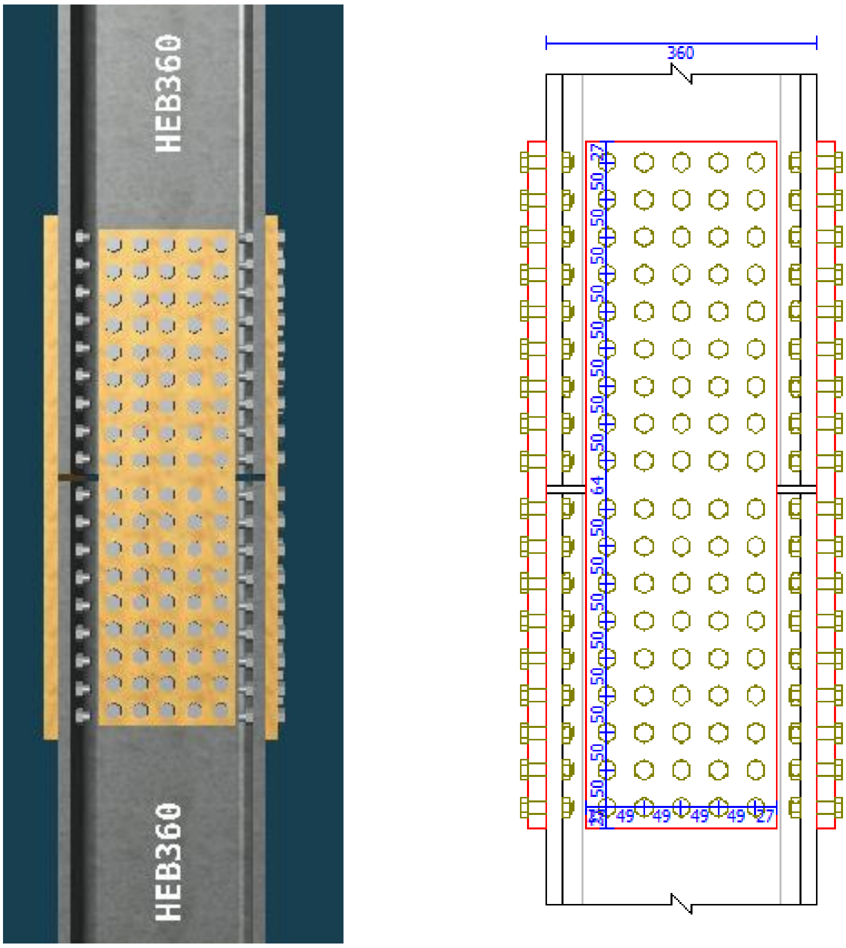
	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (mm)							
	k13	k15	k16	k_eff	k_Tl = k_Tr	k_Cl = k_Cr	z	kj
	29.04					29.04	337.5	14.52
σειρά								
1		24.35	2.58	26.93				
2		5.29	2.58	7.87				
3		0.00	0.00	0.00				
4		0.00	0.00	0.00				



Έλεγχος άκαμπτου κόμβου για την έδραση του υποστυλώματος μετά την επίλυση

7.2.5 Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλωμάτων καθ’ύψος

Οι συνδέσεις αποκαταστάσεως συνέχειας καθ’ύψος πρέπει να μεταφέρουν αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις αλλά και πλήρως τις ροπές κάμψεως των συνδεώμενων μελών. Διαμορφώνονται ως κοχλιωτές με προεντεταμένους κοχλίες με ελάσματα κορμού και πελμάτων. Οι σχετικές θέσεις φαίνονται στην εικόνα παρακάτω.

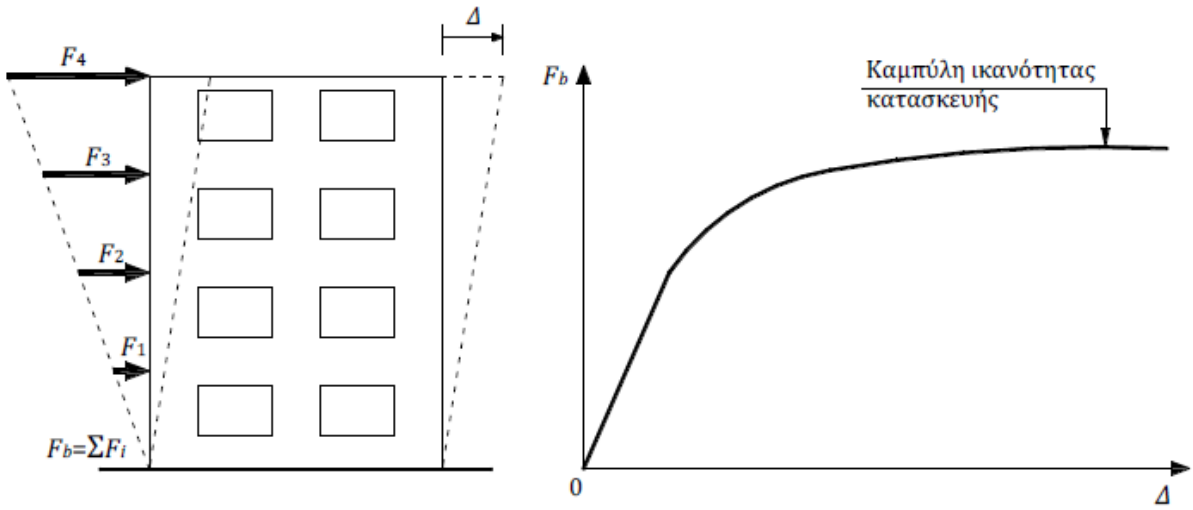


Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλωμάτων καθ’ύψος.

8 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

8.1 Γενικά

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής πραγματοποιείται μέσω εκτίμησης της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής, στην οποία καθορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Η καμπύλη ικανότητας εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου φορτίου και απόκρισης της κατασκευής και υπολογίζεται μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (μεθοδολογία Pushover). Πιο συγκεκριμένα, επιβάλλοντας στατικά και σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο στη μάζα της κατασκευής υπολογίζεται η αντίστοιχη απόκριση συγκεκριμένου σημείου της κορυφής της κατασκευής, λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.



Σχήμα 8.1: Παράδειγμα κατασκευής της καμπύλης ικανότητας πολυώροφου κτιρίου

Οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 είναι οι εξής:

Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Limit state of damage limitation, DL)

Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Limit state of significant damage, SD)

Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντιοικονομική.

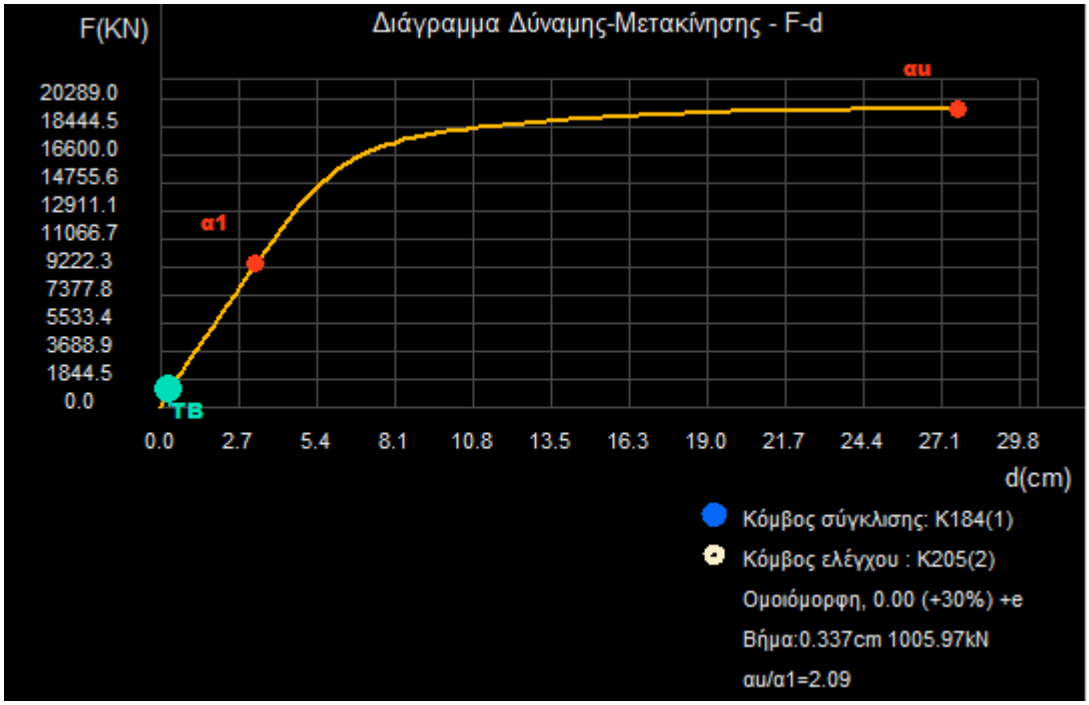
Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (Limit state of near collapse, NC)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, στη στάθμη αυτή αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι’ αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

8.2 Καμπύλη ικανότητας

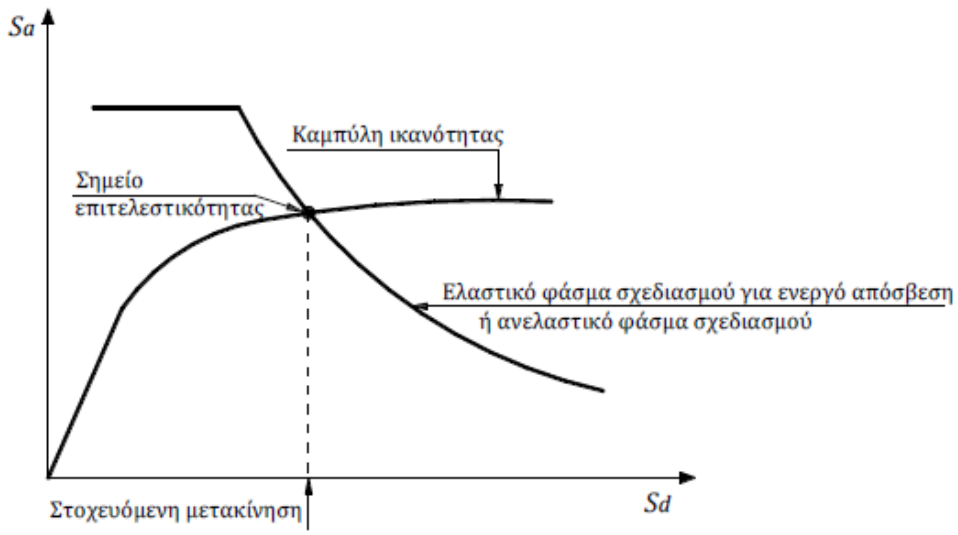
Κατά τη διεύθυνση Χ η οριζόντια φόρτιση παραλαμβάνεται από τις σειρές πλαισίων ροπής. Η καμπύλη ικανότητας εκτιμήθηκε με βάση την ανάλυση Pushover που πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα και η οποία απαιτεί πρώτα τη δημιουργία διαγραμμάτων P-K.

Όσων αφορά τη μη γραμμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της Συγκεντρωμένης πλαστιμότητας τοποθετόντας μη γραμμικά ελατήρια ροπής – στροφής κατά ASCE 41-13, σε κάθε θέση που αναμένεται να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση αναλόγως τον τύπο στοιχείου.



8.3 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατασκευής

Η γενική φιλοσοφία υπολογισμού που ακολουθείται είναι ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (capacity) πρέπει να είναι ίδια με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού (demand). Δηλαδή, το σημείο επιτελεστικότητας προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (το φάσμα ικανότητας προκύπτει από μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε μορφή ADRS) και του ανελαστικού φάσματος (επίσης σε μορφή ADRS) για την αντίστοιχη πλαστιμότητα ή του ελαστικού φάσματος για την ενεργό απόσβεση.



Σχήμα 8.2**:** Προσδιορισμός της στοχευμένης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Στην παρούσα διερεύνηση ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης γίνεται μέσω της μεθόδου N2, χρησιμοποιώντας το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

Η μέθοδος σε βήματα περιγράφεται ως εξής:

1. Μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS. Η μετατροπή αυτη γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{F_b}{a \cdot m_{o\lambda}}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma}$$

Όπου: $\alpha = \Gamma \cdot \frac{m}{m_{o\lambda}}$

2. Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Από το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής S_{ay} και η μετακίνηση διαρροής S_{dy}. Η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}}$$

3. Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

- Από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση S_{de} για την περίοδο T .
- Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς από τη σχέση: $q_y = S_{ae}/S_{ay}$.
- Υπολογισμός μετακίνησης:

(α) Εάν $T \geq T$c, η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική και επομένως:

$$d = S_{de}$$

(β) Εάν $T < Tc$, η πλαστιμότητα μ υπολογίζεται από το συντελεστή συμπεριφοράς

$$\mu = (q_y - 1)\frac{T_C}{T} + 1$$

Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

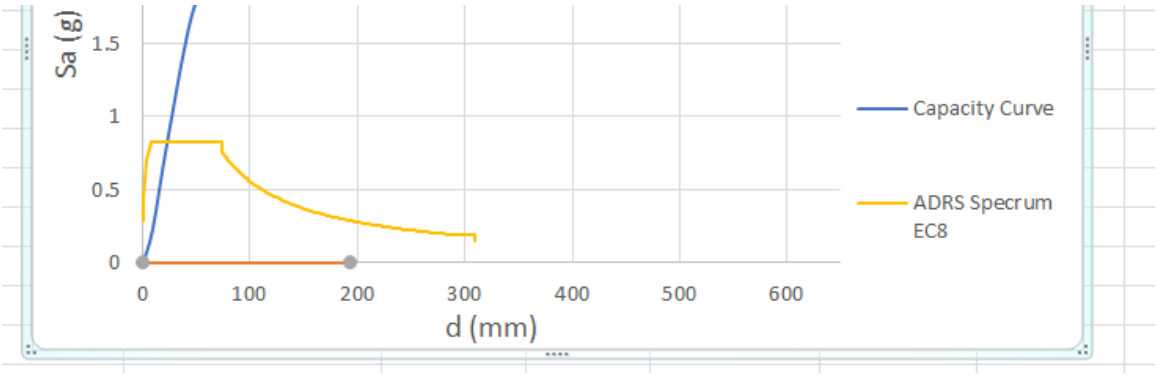
$$d = Sd = \mu \cdot S_{de}$$

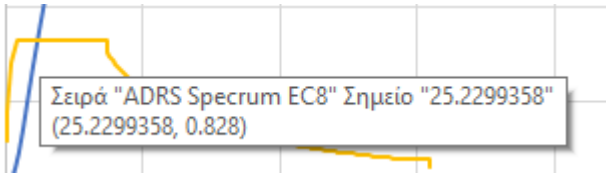
4. Τελικά, η μετακίνηση της κορυφής Δ της κατασκευής που αντιστοιχεί στη μετακίνηση d του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την παρακάτω σχέση:

$$\Delta = \Gamma \cdot d$$

Στην παρούσα διερεύνηση προέκυψε το παρακάτω διάγραμμα από τα αποτελέσματα του προγράμματος τα οποία εισήχθησαν σε κατάλληλο φύλλο excel και μετατράπηκαν σε μορφή ADRS ώστε να βρεθεί το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας με το φάσμα και να βρεθεί έτσι η στοχευμένη μετακίνηση.

Σχήμα 8.3**:** Διάγραμμα αποτελέσματος υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης

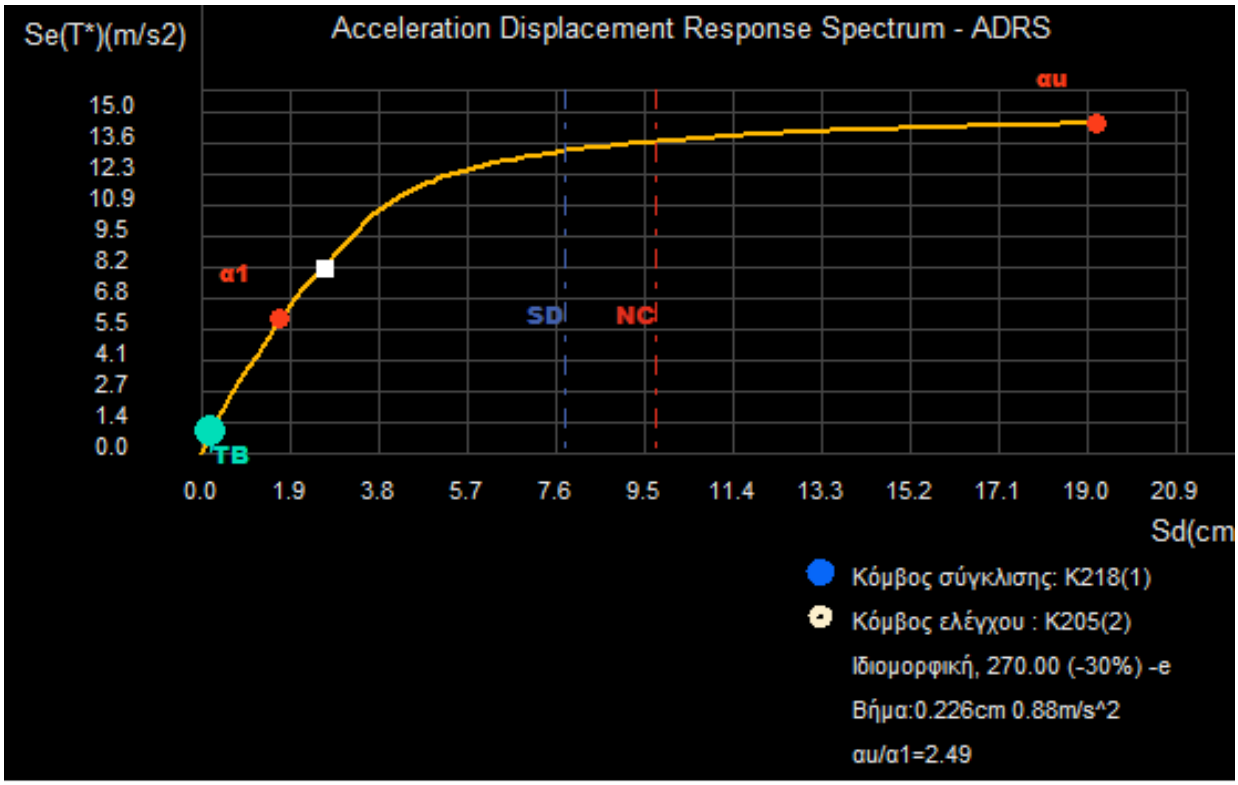




Επομένως, το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής υπολογίστηκε από το διάγραμμα ίσο με Δ= 25.22mm=0.025m.

8.4 Αποτελέσματα ανάλυσης

Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας της κατασκευής ως αποτέλεσμα της διαδικασίας που περιγράφτηκε παραπάνω. Στο διάγραμμα έχουν αποτυπωθεί και οι στάθμες επιτελεστικότητας που αντιστοιχούν σε δύο μέγιστες ανηγμένες παραμορφώσεις των ορόφων, 2,0% (μπλε σήμανση-SD) και 4,0% (κόκκινη σήμανση-NC).



Όπως είναι εμφανές, το σημείο επιτελεστικότητας της εξεταζόμενης κατασκευής (άσπρο σημείο στο διάγραμμα) βρίσκεται προ του σημείου της οριακής κατάστασης σημαντικών βλαβών (SD). Συνεπώς, οι απαιτήσεις απόκρισης της κατασκευής σε σεισμό ικανοποιούνται.

9 Αποτίμηση

9.1 Καμπύλες Τρωτότητας

Οι βλάβες των κτιρίων είναι τυχαίες μεταβλητές και ακολουθούν την λογαριθμοκανονική κατανομή. Με την κατασκευή των καμπύλων τρωτότητας δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού της πιθανότητας να βρεθεί η κατασκευή σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών δεδομένης της επιτάχυνσης που αναπτύσσει η κατασκευή εξαιτίας κάποιας σεισμικής διέγερσης. Για την κατασκευή της καμπύλης τρωτότητας που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να προσδιοριστεί η επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 50% και η τιμή της διασποράς.

Αρχικά εντοπίζεται το βήμα στο οποίο επιτυγχάνεται κάθε μία από τις τρεις μέγιστες ανηγμένες παραμορφώσεις των ορόφων, δηλαδή το σημείο που κάποιος όροφος της κατασκευής φτάνει σε θmax=0.75% , θmax=2.0% και θmax=4.0%, και η μετακίνηση της οροφής του κτιρίου που αντιστοιχεί σε αυτό.

Πίνακας 9.1: Βήματα ανάλυσης που αντιστοιχούν σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και αντίστοιχη μετακίνηση οροφής

step	θ_{max} %	θ_{roof} %	δ_{roof} (mm)	V_{base} (kN)
6	0.75	0.56	52	1210
16	2.00	1.62	151	3437
33	4.00	3.32	272	4213

Στη συνέχεια προσδιορίζεται η διάμεσος της λογαριθμοκανονικής κατανομής $Sa_{50\%}$ που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και η οποία ισούται με $Sa_{50\%} = \frac{4\pi^2 \delta_{roof}}{\Gamma * C1 * T1^2}$

Όπου:

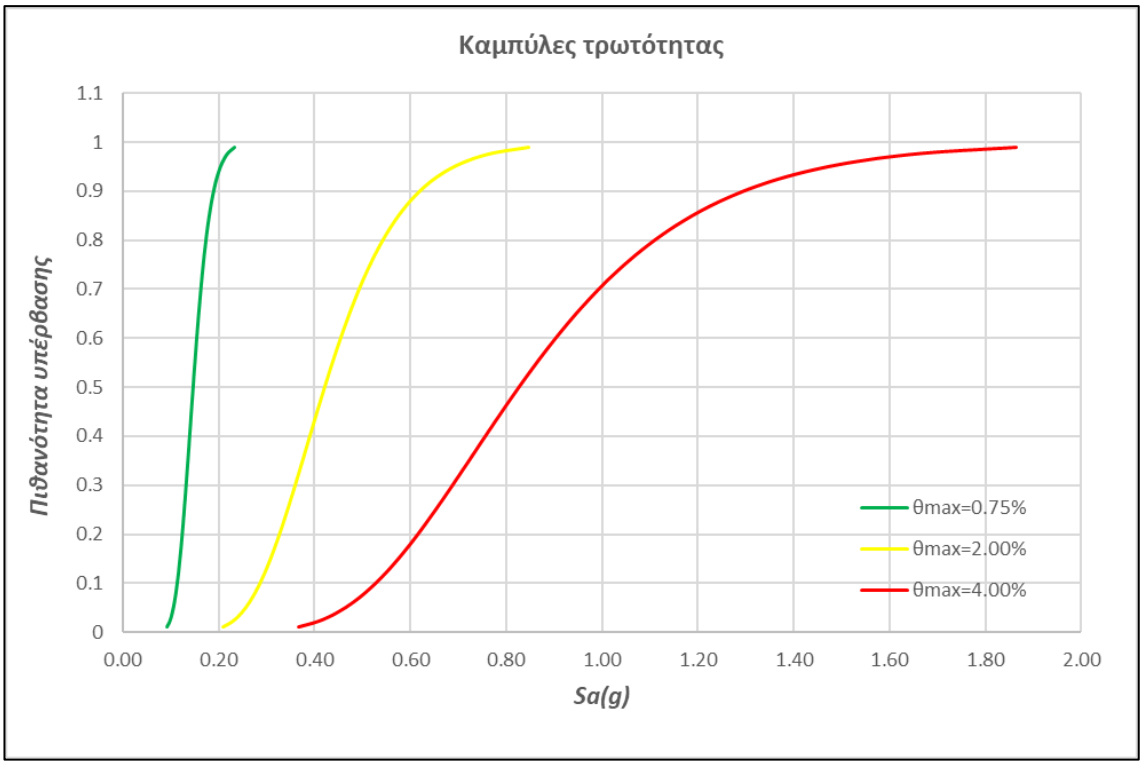
- δ_{roof} η μετακίνηση της οροφής του κτιρίου που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

- $\Gamma = \frac{\sum mi*\varphi i}{\sum mi*\varphi i^2}$, ο συντελεστής συμμετοχής που χρησιμοποιείται για την μετατροπή της μετακίνησης του πολυβάθμιου συστήματος σε μετακίνηση μονοβάθμιου και υπολογίστηκε κανονικοποιώντας το συντελεστή φ_i, ούτως ώστε να είναι φ_{top}=1 (m_i είναι η σεισμική μάζα κάθε ορόφου).
- T_1 η κυρίαρχη ιδιοπερίοδος στην θεωρούμενη διεύθυνση, ίση με 0,359 sec.
- C_1 ο συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού και ισούται με 1

Πίνακας 9.2: Υπολογισμός διαμέσου των καμπυλών τρωτότητας για θmax=0.75%,2% και 4%

θ_{max} %	δ_{roof} (mm)	$Sa_{50\%}^{T1}$ (g)	β_c %
0.75	52.4	0.15	20
2.00	151.4	0.42	30
4.00	272	0.83	35

Οι καμπύλες της σεισμικής τρωτότητας της κατασκευής για δεδομένο θ_{max} και διασπορά β_c παρουσιάζονται στην συνέχεια. Υπογραμμίζεται πως η διασπορά β_c λήφθηκε ίση με 20%,30% και 35% για θmax=0.75%,2% και 4% αντίστοιχα.

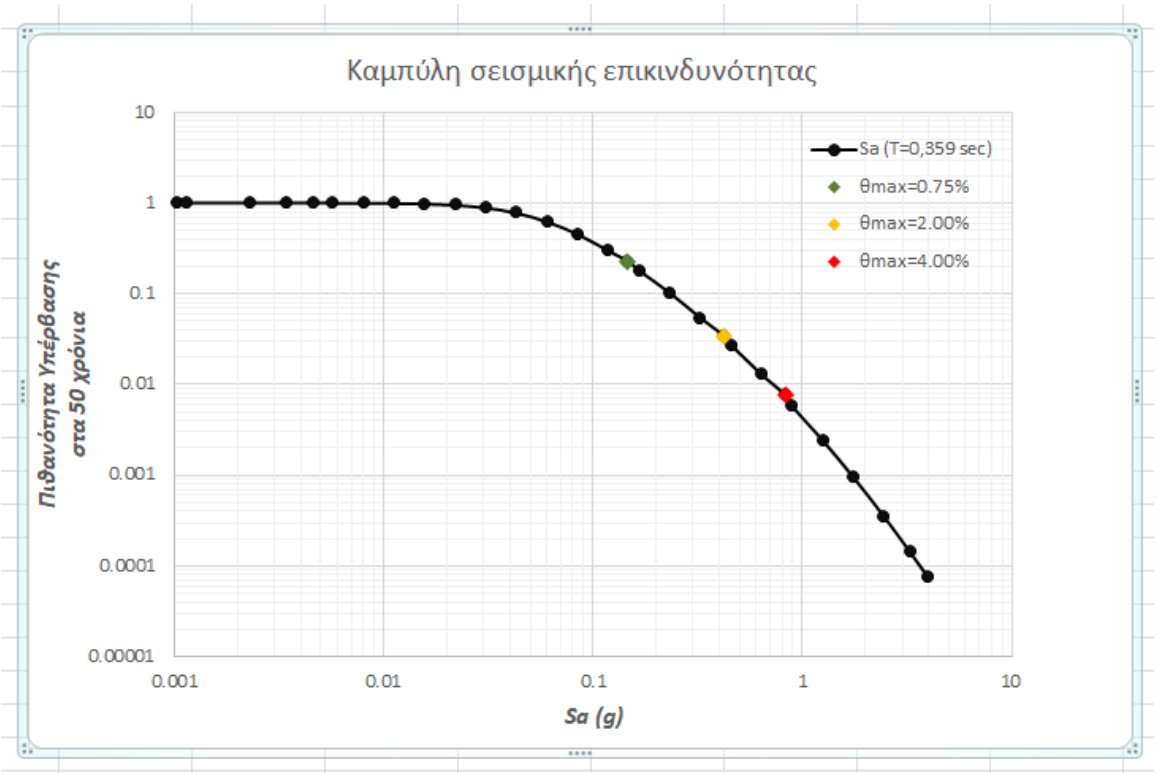


Σχήμα 9.1**:** Καμπύλες τρωτότητας για θmax=0.75% (πράσινη σήμανση), 2% (κίτρινη σήμανση) και 4% (κόκκινη σήμανση).

9.2 Αποτίμηση μέσων ετήσιων συχνοτήτων υπέρβασης

Για την αποτίμηση των μέσων ετησίων συχνοτήτων υπέρβασης της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας κατασκευάστηκε σε πρώτο στάδιο η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της κατασκευής. Για τον προσδιορισμό της χρησιμοποιήθηκε η βάση δεδομένων του European Seismic Hazard Model όπου και έγινε εισαγωγή των γεωγραφικών συντεταγμένων του κτιρίου (δηλαδή της κωμόπολης των Σερβίων). Το μοντέλο έχει τη δυνατότητα να εξάγει τις καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για δεδομένη τοποθεσία και δεδομένη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατασκευής. Καθώς οι τιμές της ιδιοπεριόδου που μπορούν να εισαχθούν στο μοντέλο είναι συγκεκριμένες, επιλέχθηκε να γίνει εξαγωγή των αποτελεσμάτων που αντιστοιχούν στην καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της κατασκευή που μελετήθηκε στη συγκεκριμένη εργασία, δηλαδή για T_1=0,359 sec. Τονίζεται πως οι επιταχύνσεις της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας που προβλέπονται από το μοντέλο αντιστοιχούν σε έδαφος κατηγορίας Β και ως εκ τούτου έπρεπε να πολλαπλασιαστούν με τον συντελεστή S=1.20 προκειμένου να ληφθούν υπόψιν οι συνθήκες τους εδάφους στην περιοχή του έργου (Κατηγορία εδάφους Β).

Στα παρακάτω Σχήματα φαίνεται η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της κατασκευής όπου με πράσινη, κίτρινη και κόκκινη σήμανση σημειώνονται οι επιταχύνσεις που αντιστοιχούν σε θ_{max}=0.75%,2% και 4%.



Σχήμα 9.2**:** Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας κατασκευής και πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια για τις στάθμες επιτελεστικότητας που αντιστοιχούν σε θmax=0.75% (πράσινη σήμανση), 2% (κίτρινη σήμανση) και 4% (κόκκινη σήμανση).

Έχοντας υπολογίσει την πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση $Sa_{50\%}$ της κάθε στάθμης υπολογίζεται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (ΜΕΣΥ) που αντιστοιχεί σε κάθε χαρακτηριστική τιμή επιτάχυνσης

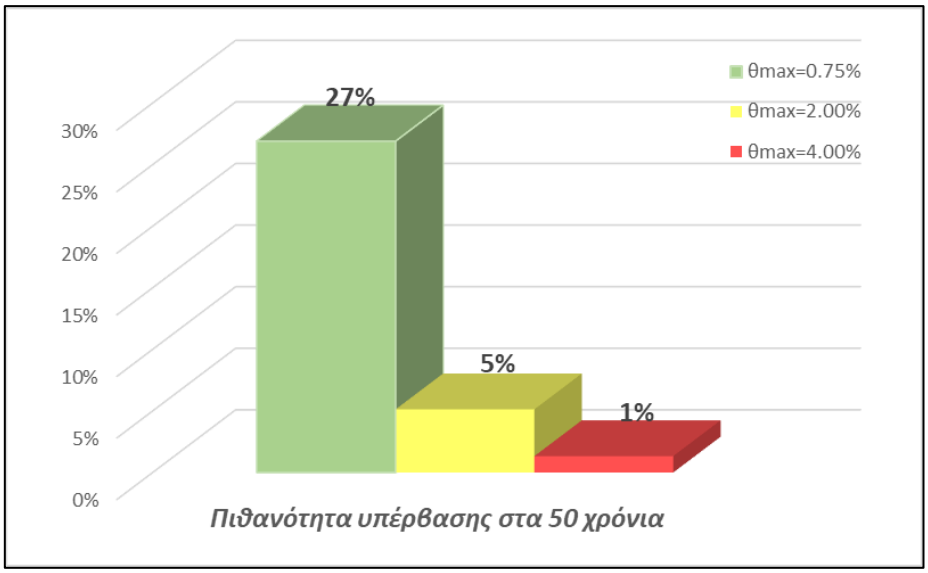
$$\lambda(\mathrm{Sa}_{50\%}) = -\ln(1 - \mathrm{P}_{Sa50\%})/50$$

Για την εκτίμηση της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας $\lambda(\theta_{max}\%)$ χρησιμοποιείται ο τύπος του Cornell με βάση τον οποίο ισχύει

ότι $\lambda(\theta_{max}\%) = \lambda(\mathrm{Sa}_{50\%}) * \exp(\frac{\kappa^2 * \beta c^2}{2})$ θεωρώντας συντελεστή κλίσης ίσο με κ=3. Η περίοδος επαναφοράς υπέρβασης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας υπολογίζεται ως η ανάστροφη της ΜΕΣΥ της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας. Τέλος, η πιθανότητα υπέρβασης της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας στα 50 χρόνια υπολογίζεται με βάση τον τύπο $P = 1 - e^{-\lambda(\theta max\%)*t}$ για t ίσο με 50 χρόνια.

Πίνακας 9.3: Εκτίμηση μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης,περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης στα 50 χρόνια για θmax=0.75% (πράσινη σήμανση), 2% (κίτρινη σήμανση) και 4% (κόκκινη σήμανση).

θ_{max} %	0.75	2.00	4.00
β%	20	30	35
$Sa_{50\%}$ (g)	0.15	0.42	0.83
P $_{Sa50\%}$	23.0%	3.4%	0.8%
$\lambda(Sa_{50\%})$	0.00524	0.00070	0.00015
$\lambda(\theta_{max\%})$	0.00627	0.00105	0.00027
Μέση Περίοδος Επαναφοράς (χρόνια)	*160*	*950*	*3735*
P(θmax%) στα 50 χρόνια	*27%*	*5%*	*1%*



Σχήμα 9.3**:** Πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια για τις στάθμες επιτελεστικότητας που αντιστοιχούν σε θmax=0.75% (πράσινη σήμανση), 2% (κίτρινη σήμανση) και 4% (κόκκινη σήμανση).

Όπως προκύπτει από την παραπάνω αποτίμηση, οι πιθανότητες να προκληθούν στη κατασκευή σημαντικές βλάβες (κίτρινη σήμανση) και πολύ σημαντικές βλάβες (κόκκινη σήμανση) στην διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι ελάχιστες. Η πιθανότητα να προκληθούν ελαφριές βλάβες (πράσινη σήμανση) είναι επαρκής και επιβεβαιώνει πως ο σχεδιασμός της κατασκευής εξασφαλίζει τόσο επαρκή ασφάλεια όσο και οικονομικότητα.

10 Προμέτρηση Έργου

10.1 Προμέτρηση Ποσότητας Χάλυβα

Στον παρακάτω Πίνακα παρουσιάζεται η συνολική ποσότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε στο έργο.

Πίνακας 10.1: Προμέτρηση ποσότητας χάλυβα

	Συνολικό Μήκος Μελών (m)	Βάρος (tn)
IPE360	1046.02	59.73
IPE400	7.66	0.508
IPE180	605.09	11.21
IPE200	51.57	1.155
HEB360	330	46.86
CHS 76.1*2.6	341.11	1.606
CHS 48.3*2.6	102.83	0.301
Συνολικό Βάρος (tn)		121,545
Συνολική μήκος (m)		2484.83

Στον υπολογισμό του βάρους χάλυβα ανά τετραγωνικό μέτρο έχει γίνει προσαύξηση σε ποσοστό 10% προκειμένου να ληφθεί υπόψιν και το ίδιο βάρος των μεταλλικών συνδέσεων που θα χρησιμοποιηθούν στο έργο.

10.2 Προμέτρηση σιδηρού οπλισμού

Παρουσιάζεται η συνολική προμέτρηση του κτιρίου από το πρόγραμμα ανάλυσης για τους σιδηροπλισμούς που υπάρχουν στο υπόγειο από Ω/Σ και στις σύμμικτες πλάκες στους άλλους ορόφους.

Προμέτρηση: Σύνολο κτιρίου

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	44984.15	17750.40	
Φ10	9681.30	5968.70	
Φ12	37140.00	32970.50	
Φ14	6098.50	7369.00	
Φ16	2949.00	4647.50	
Φ18	1759.90	3516.45	
Φ20	1359.50	3353.00	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	5814.55	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	75575.55
Αφαιρούνται	[m²]	178.80	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	1277.15
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	5635.75	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	59.15

10.3 Οικονομικά Αποτέλεσματα

Οι τιμές των οικοδομικών υλικών αναπροσαρμόζονται συνεχώς και ο μόνος τρόπος για να βρεθούν αυτές οι τιμές ακριβώς τη τωρινή χρονική περίοδο είναι να ζητηθούν συγκεκριμένες προσφορές από τις αντίστοιχες εταιρίες. Παρ΄όλα αυτά εκτιμάται ότι το κόστος για το σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 συμπεριλαμβανομένης της προμήθειας, μεταφοράς στο εργοτάξιο, διάστρωσης και συμπύκνωσης ανέρχεται στα 125€/m3 . Το κόστος του δομικού χάλυβα ανέρχεται στα 1,20€/kg ενώ του χάλυβα μεταλλικών διατομών 2,20€/kg. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Βάρος Χάλυβα(kg)	121545
Όγκος σκυροδέματος(m3)	1277.15
Βάρος σιδηρού οπλισμού(kg)	75575
Τιμή σκυροδέματος €(125€/m3)	159643.8
Τιμή δομικού χάλυβα€(1.20€/kg)	90690
Τιμή χάλυβα διατομών€(2.20€/kg)	267399
Σύνολο(€) (+Φ.Π.Α. 24%)	**641988.6**

Κοστολόγηση κατασκευής

10.4 Συμπεράσματα

Η επιλογή του χάλυβα ως βασικό υλικό κατασκευής έχει πολλά πλεονεκτήματα στις κατασκευές. Ακολουθούν συνοπτικά μερικά από αυτά.

✓ Τα σύμμικτα κτίρια είναι πιο ευέλικτες κατασκευές, τόσο όσον αφορά τη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων, από αντίστοιχα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ίδιου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικό υλικό. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση των απαιτήσεων θεμελίωσης, κάτι που αντιστοιχεί και σε οικονομικό όφελος.

✓ Έπειτα ο χρόνος αποπεράτωσης ενός έργου μειώνεται αισθητά χρησιμοποιώντας τον χάλυβα, με αποτέλεσμα το έργο να έχει ακόμα μικρότερο κόστος. Και αυτό λόγω της εύκολης και αυτοματοποιημένης πλέον παραγωγής του χάλυβα και της απλής διαδικασίας ανέγερσης των χαλύβδινων σκελετών.

✓ Επιπλέον όπως προέκυψε από την ανάλυση και τις μετακινήσεις του φορέα, λόγω της χρήσης του κτιρίου και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις, η επιλογή μιας σύμμικτης κατασκευής είναι ιδανική, μιας και μικρές μετακινήσεις σημαίνει ταυτόχρονα και μεγαλύτερη ασφάλεια.

✓ Τέλος, η κατασκευή από χάλυβα παρέχει εξασφάλιση ποιότητας, διότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα που συνθέτουν την κατασκευή είναι τυποποιημένες βιομηχανικές διατομές υψηλών προδιαγραφών, χωρίς αποκλίσεις μεταξύ τους, σε αντίθεση με τα μέλη μιας συμβατικής κατασκευής που κατασκευάζονται στο εργοτάξιο.

11 Ενδεικτικό χρονοδιάγραμμα εκτέλεσης έργου

Τέλος, δημιουργήθηκε ένα διάγραμμα Gantt με σκοπό να υπάρξει μια ενδεικτική εικόνα για το χρονοδιάγραμμα των εργασιών που πρέπει να γίνουν σε ένα έργο σαν αυτό.

ΕΡΓΟ: ΚΤΙΡΙΟ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΕΡΒΙΩΝ

ΧΡΟΝΟΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ ΕΡΓΟΥ

	Α/Α	ΕΡΓΑΣΙΕΣ	ΜΗΝΕΣ																							
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΑ	1.1	Χωματουργικά, καθαιρέσεις																								
	1.2	Σκυροδέματα - Ξυλότυποι-Μεταλλικές κατασκευές																								
	1.3	Τοιχοποιίες - Επιχρίσματα																								
	1.4	Επιστρώσεις - Επενδύσεις																								
	1.5	Λοιπά, τελειώματα (Χρωματισμοί, μονώσεις,γυψοσανίδες)																								
	1.6	Δίκτυα(υδραυλικά,ηλεκτρικά)																								

12 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (3η Έκδοση, 2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. EN1990,Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού».
6. EN1991-1,Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»
7. EN1993-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
8. EN1994-1-1,Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
9. EN1998-1,Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
10. LH Λογισμική – FESPA Tutorials
11. SymDeck Designer, The ELASTRON Group, http://www.elastron.gr/en/home/
12. Τάσιος Θ.Π., Γιαννόπουλος Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ., Τσουκαντάς Σ.Γ., (2005).
13. «Ωπλισμένο σκυρόδεμα, Με βάση τον νέο ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος». Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, Αθήνα
14. Τάσιος Θ.Π., (1999). «Κατασκευές και θεμελιώσεις από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 8