

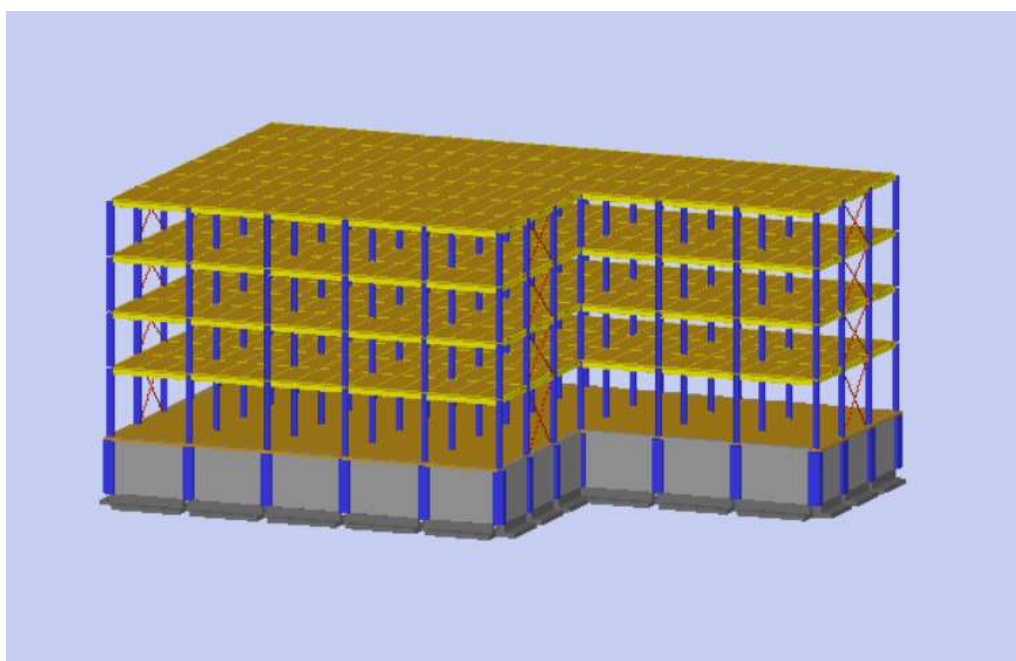


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Στατική μελέτη σύμμικτου τετράροφου κτιρίου γραφείων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γρυπαίος Γεώργιος

Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/19

Γρυπαίος Γ. (2020).
Στατική μελέτη σύμμικτου τετραώροφου κτιρίου γραφείων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/19
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Grypaios G. (2020).
Static study of a mixed four-storey office building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/19
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	5
Abstract	6
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή.....	8
1.1 Αρχιτεκτονικά στοιχεία κτιρίου	8
1.2 Στατικά	10
1.3 Χωρικό προσομοίωμα	11
2 Υλικά και φορτίσεις	13
2.1 Υλικά κατασκευής.....	13
2.1.1 Δομικός χάλυβας.....	13
2.1.2 Σκυρόδεμα.....	13
2.1.3 Σύμμικτες πλάκες.....	13
2.1.3.1 Γενικά.....	14
2.1.3.2 Απαιτήσεις κανονισμού.....	15
2.1.3.3 Χαλυβδόφυλλα.....	16
2.1.3.4 φορτία.....	17
2.1.3.5 Έλεγχοι.....	17
2.1.4 Χάλυβας οπλισμού.....	22
2.2 Φορτίσεις.....	23
2.2.1 Μόνιμα φορτία (G)	23
2.2.2 Κινητά φορτία (Q)	23
2.2.3 Φορτίο Χιονιού	23
2.2.4 Δράσεις ανέμου.....	24
2.2.5 Σεισμικές δράσεις	26
2.2.6 Εφαρμογή.....	28
2.3 Συνδυασμοί δράσεων	37
2.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	37
2.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	49
3 Σχεδιασμός Μελών από Χάλυβα	43
3.1 Γενικά Σχεδιασμός και Έλεγχοι.....	43
3.2 Έλεγχος σεισμού κατά τη διεύθυνση Y	43
3.3 Έλεγχος σεισμού κατά τη διεύθυνση X	51
3.4 Έλεγχος δευτερευουσών δοκών.....	54

4 Συνδέσεις.....	63
4.1 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας με γωνιακά ελάσματα.....	64
4.1.1 Γεωμετρία Σύνδεσης.....	66
4.1.2 Αποτελέσματα Σύνδεσης.....	68
4.2 Σύνδεση Διαγωνίου Μέλους.....	70
4.2.1 Γεωμετρία Σύνδεσης.....	70
4.2.2 Αποτελέσματα Σύνδεσης.....	72
4.3 Σύνδεση Ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα.....	74
4.3.1 Γεωμετρία Σύνδεσης.....	75
4.3.2 Αποτελέσματα Σύνδεσης.....	77
5 Οικονομοτεχνική Μελέτη	78
6 Βιβλιογραφία.....	80

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2020/19

Στατική μελέτη σύμμικτου τετραώροφου κτιρίου γραφείων

Γρυπαίος Γ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Η διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση ενός τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκε ανάλυση με θεωρία 1^{ης} τάξης από την οποία προέκυψαν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών. Διενεργήθηκαν οι έλεγχοι με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς και καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που εξασφαλίζουν την επάρκεια και τη λειτουργικότητα της κατασκευής. Μελετήθηκε επίσης η σεισμική απόκριση της κατασκευής, παρουσιάζοντας τα αποτελέσματα από τις ιδιομορφικές ανάλυσεις. Τέλος, σχεδιάστηκαν τρεις ενδεικτικές συνδέσεις (δοκού-δοκού, δοκού-υποστυλώματος, σύνδεση διαγωνίου).

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2020/19

Static study of a mixed four-storey office building

Grypaios G. (supervised by Avraam T.)

Abstract

The diploma thesis deals with the design and analysis of a four-storey steel office building with a basement of reinforced concrete.

In particular, a first-order theory was performed, resulting in the maximum intension of members. Checks were carried out according to the applicable regulations and the sections of the members were determined ensuring the adequacy and functionality of the construction. The seismic response of the construction was also studied by presenting the results from modal analysis. Finally, three indicative connections (beam-beam, beam-column, diagonal connection) were designed.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Αβραάμ Τάσο για τη δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών καθώς και για την επίβλεψη και την επιστημονική καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω του γονείς μου και τον αδερφό μου Παναγιώτη, για την κατανόηση, την υπομονή και τη συμπαράσταση που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Η στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Sofistik ενώ η μελέτη βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς:

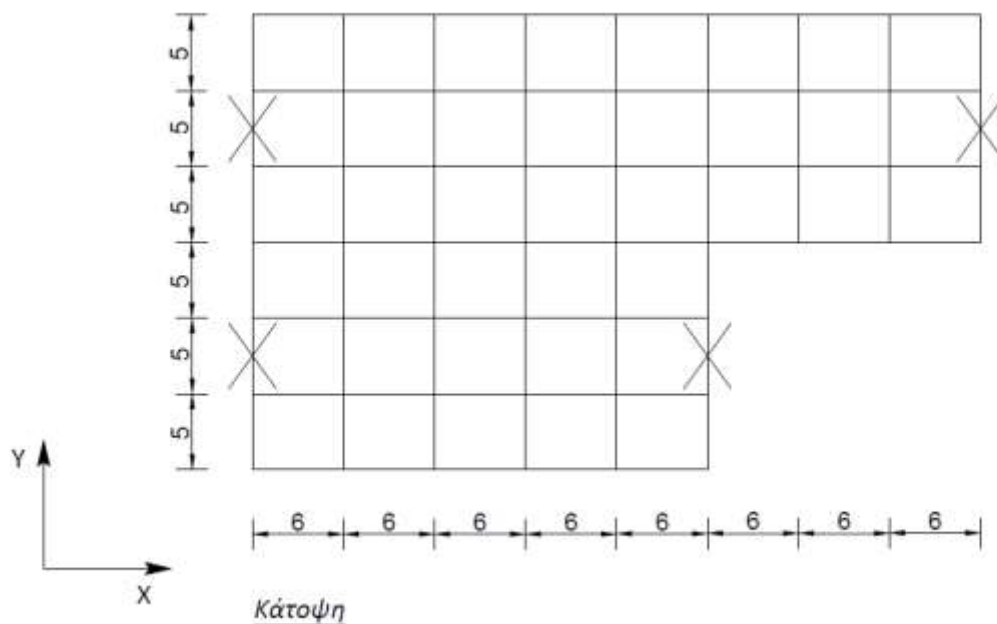
- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.1 Αρχιτεκτονικά στοιχεία κτιρίου

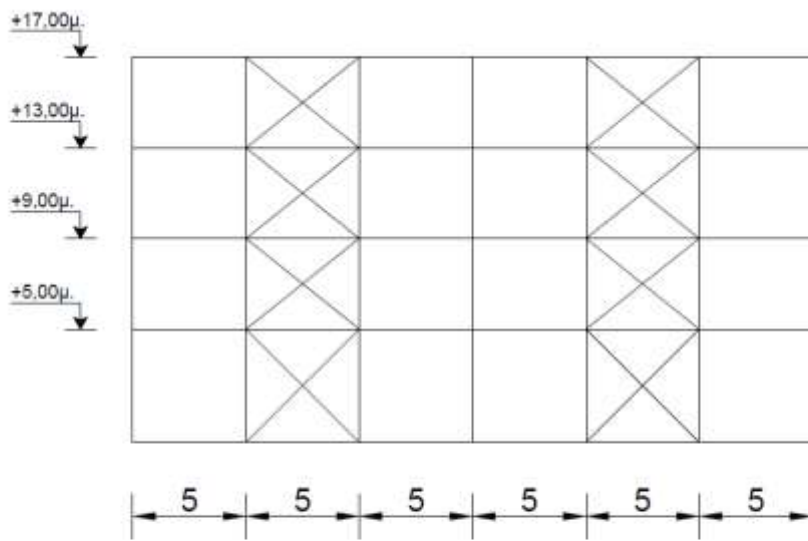
Το κτίριο είναι τετραώροφο και προορίζεται για χρήση γραφείων. Έχει συνολικό μήκος 48m και πλάτος 30m. Η κάτοψη κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια 1.170m².

Το κτίριο αναπτύσσεται σε 5 επίπεδα. Το επίπεδο -1 είναι υπόγειος χώρος ο οποίος προορίζεται για χώρο στάθμευσης οχημάτων. Στα επίπεδα επίπεδα 0, 1, 2, 3 βρίσκονται χώροι γραφείων. Το ισόγειο έχει ύψος 5m, ενώ όλοι οι υπόλοιποι όροφοι έχουν ύψος 4m.

Για καλύτερη κατανόηση της διάταξης των μελών του κτιρίου δίνονται χαρακτηριστικά σκαριφήματα κατόψεων και τομών. Όλες οι διαστάσεις που δίνονται αναφέρονται στις αποστάσεις των κεντροβαρικών αξόνων των μελών, δηλαδή σε αποστάσεις κόμβων του στατικού μοντέλου που εισάγεται στο πρόγραμμα ανάλυσης.

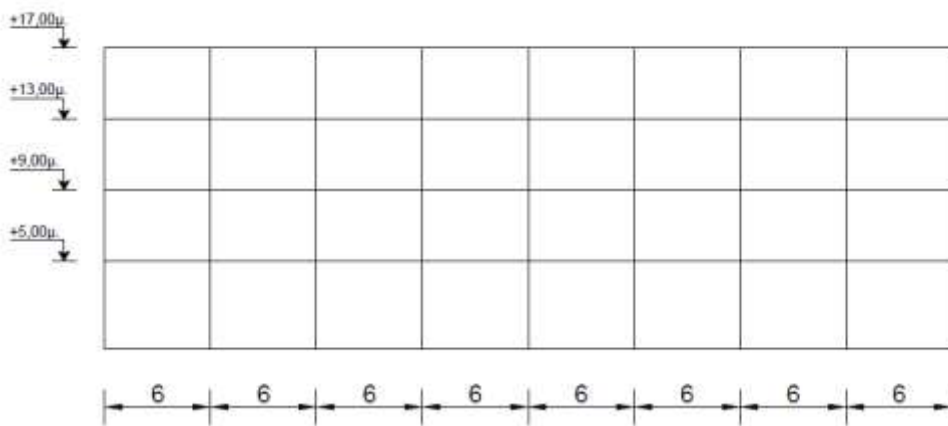


Σχήμα 1.1: Κάτοψη ορόφων



Όψη Διεύθυνση Y

Σχήμα 1.2: Όψη Διεύθυνση Y



Όψη Διεύθυνση X

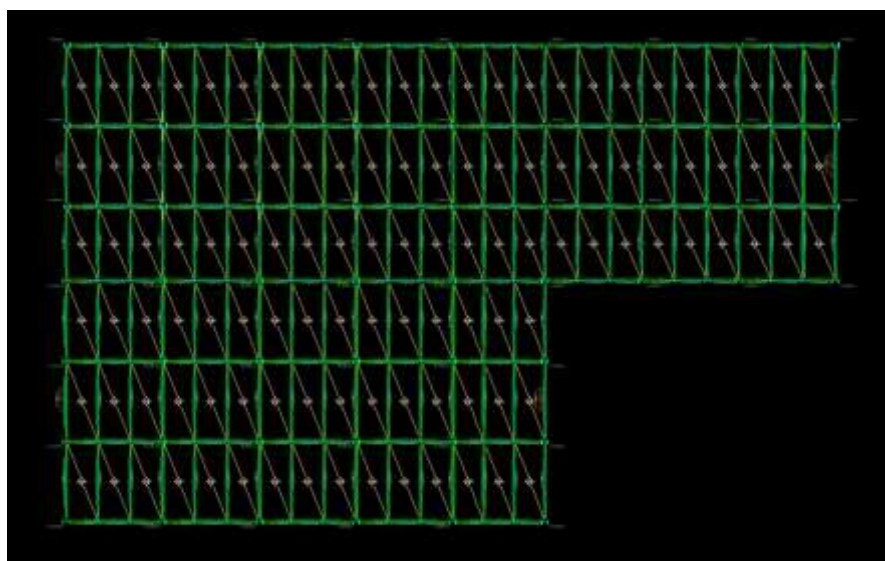
Σχήμα 1.3: Όψη Διεύθυνση X

1.2 Στατικά

Η θεμελίωση του κτιρίου αποτελείται από ένα δίκτυο πεδילוδοκών. Τα δομικά στοιχεία του υπογείου είναι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχία πλάτους 0.25m, υποστυλώματα 80×80, δοκάρια 30/60 και πλάκα οροφής πάχους 0.22m.

Η ανωδομή αποτελείται από μεταλλικό σκελετό (υποστυλώματα, κύριες δοκούς, σύμμικτες διαδοκίδες, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες. Το κτίριο έχει διάταξη σε σχήμα “Γ” και στη διεύθυνση X φατνώματα των 6m ενώ στη διεύθυνση Y έχουμε των 5m. Οι διαδοκίδες είναι αμφιαρθρωτές και διατεταγμένες ανά 2.0m, ενώ οι κύριες δοκοί είναι πακτωμένες στα άκρα τους. Τα υποστυλώματα έχουν τοποθετηθεί με τον ισχυρό τους άξονα κατά τη διεύθυνση X, όπου και επιτυγχάνεται σύνδεση πλήρους ροπής με τις κύριες δοκούς. Τέλος έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη διεύθυνση Y.

Για το σχεδιασμό της σύμμικτης πλάκας με χρήση χαλυβδόφυλλου Symdeck73 χρησιμοποιήθηκαν πίνακες στους οποίους ανάλογα με το στατικό μοντέλο της πλάκας και το ωφέλιμο φορτίο προσδιορίζεται το πάχος της. Για συνεχές μοντέλο τριών ανοιγμάτων με διαδοκίδες ανά 2,0m, μόνιμο και ωφέλιμο φορτίο 1kN/m^2 και 5kN/m^2 αντιστοίχως, επιλέχθηκε σύμμικτη πλάκα πάχους 0.15m (βλέπε Πίνακα 1.1). Ένας σημαντικός έλεγχος για τη σύμμικτη πλάκα είναι η ικανοποίηση των ελάχιστων παχών για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας για φορτία παράλληλα στο επίπεδό της ($\text{min}h_c=90\text{mm}$ και $\text{min}h=50\text{mm}$).



Σχήμα 1.4: Κάτοψη τυπικού ορόφου

Πίνακας 1.2: Μεταλλικά δομικά στοιχεία ανωδομής

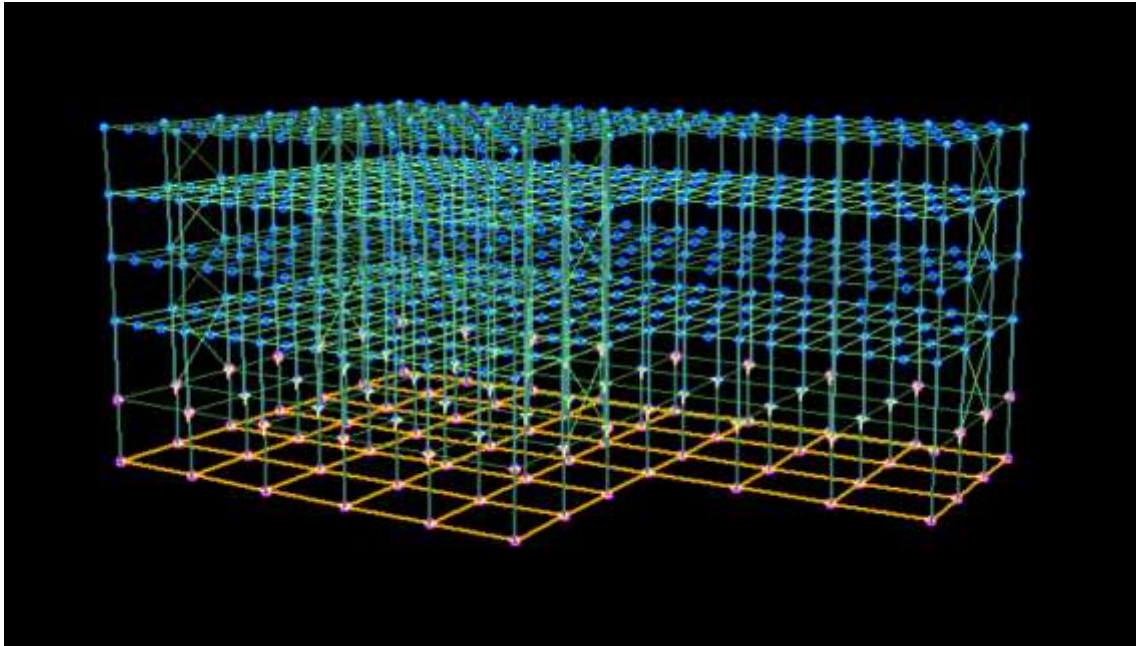
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	HEB400
ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ	IPE360
ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ	IPE270
ΚΑΤΑΚΟΥΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	CHS88.9x6.3/6 /5/4 CHS76.1x3.2

1.3 Χωρικό προσομοίωμα

Στο σχεδιαστικό περιβάλλον του στατικού προγράμματος Fespa υλοποιήθηκε ο σχεδιασμός του χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου σύμφωνα με τα σκαριφήματα της Ενότητας 1.1. Το προσομοίωμα απεικονίζει με σαφήνεια και ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του.

Το χωρικό προσομοίωμα περιλαμβάνει όλα τα φέροντα στοιχεία κύρια και δευτερεύοντα. Όσον αφορά τα δευτερεύοντα φεροντα στοιχεία, τα οποία μεταβιβάζουν τις δράσεις στα κύρια, έχουν παραλειφθεί οι διαδοκίδες καθώς η επιρροή στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί του φορέα είναι μικρή. Σημειώνεται ωστόσο ότι τα φορτία τα οποία φέρονται από τις διαδοκίδες (μόνιμα και κινητά) περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα.

Η στήριξη στο έδαφος προσομοιάστηκε με πάκτωση ενώ στις τέσσερις γωνίες της οροφής του υπογείου τοποθετήθηκαν οριζόντιες στηρίξεις τέτοιες ώστε να απαγορεύουν την κίνηση του υπογείου στο επίπεδο xy. Η διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίστηκε στο προσομοίωμα με την τοποθέτηση της σύμμικτης πλάκας και των διατμητικών ήλων.



Σχήμα 1.5: : 3D προσωμίομα κτιρίου

2 Υλικά και φορτίσεις

2.1 Υλικά κατασκευής

2.1.1 Δομικός χάλυβας

Για όλα τα μέλη του κτιρίου (υποστυλώματα, δοκοί, σύνδεσμοι δυσκαμψίας), εξαιρουμένων των μελών του υπογείου και των πλακών, χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S355. Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1

Πίνακας 2.1: Ιδιότητες δομικού χάλυβα ποιότητας S355

f_y (N/mm ²) όριο διαρροής	355
f_u (N/mm ²) εφελκστική αντοχή	510
E (Mpa) μέτρο ελαστικότητας	210000
G (Mpa) μέτρο διάτμησης	81000
ν λόγος poisson	0.3
γ (kN/m ³) ειδικό βάρος	78.5

2.1.2 Σκυρόδεμα

Ολόκληρο το υπόγειο (δοκοί, υποστυλώματα, πλάκα, τοιχία) καθώς και οι πλάκες όλων των ορόφων δομούνται από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Τιμές σχεδιασμού και χαρακτηριστικά αντοχής φαίνονται στον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2: Ιδιότητες σκυροδέματος C20/25

f_{ck} (kN/m ²) χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη	20
E (Gpa) μέτρο ελαστικότητας	31
ν λόγος poisson	0.2
γ (kN/m ³) ειδικό βάρος	25

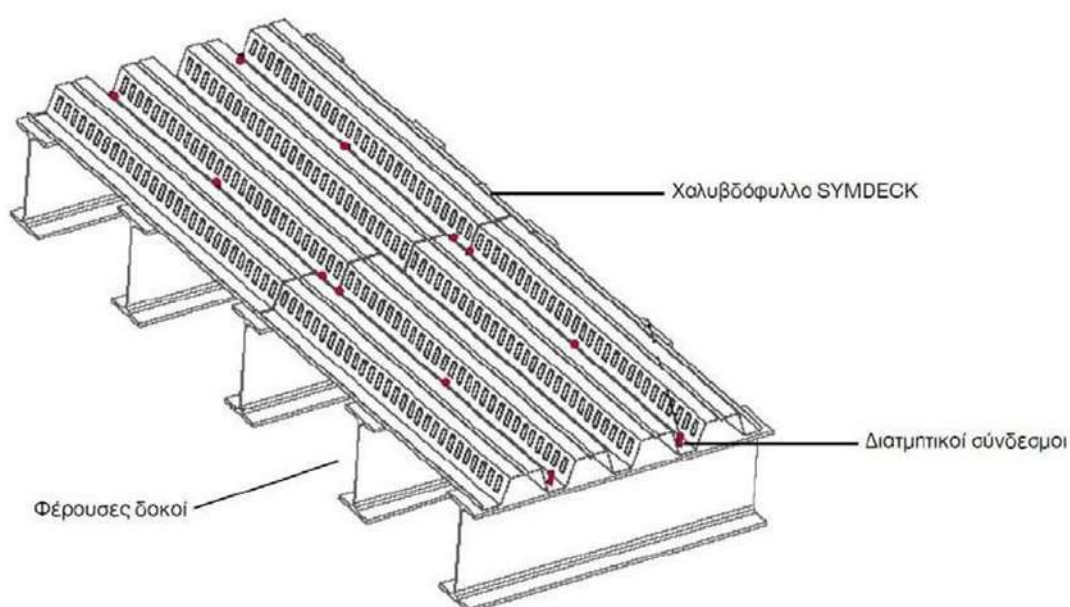
2.1.3 Σύμμικτες Πλάκες

Στο κτίριο της παρούσας εργασίας τοποθετήθηκαν σύμμικτες πλάκες με τις νευρώσεις των φύλλων παράλληλες με τη διεύθυνση X, εγκάρσια στις διαδοκίδες (Εικόνα 2.1). Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h=150\text{mm}$ και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους 0,75 mm της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Θεωρείται ότι μόνο το καθαρό πάχος του σκυροδέματος συνεισφέρει στην αντοχή της πλάκας σε κάμψη.

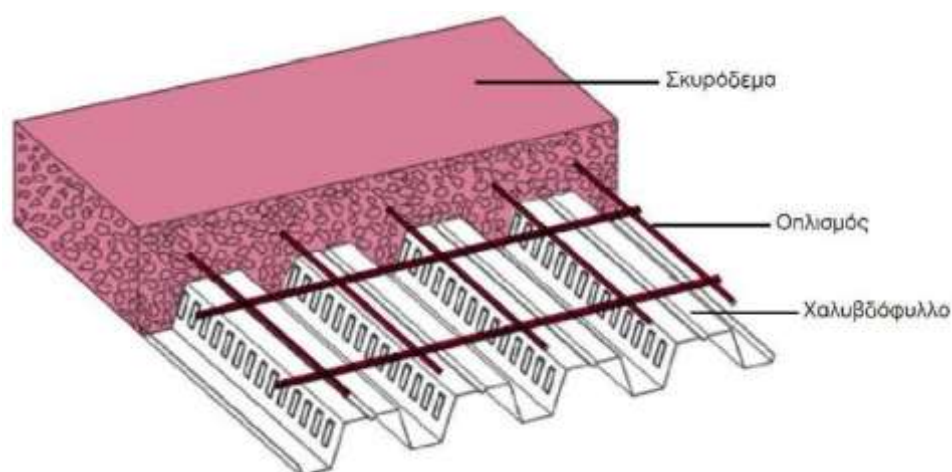
Επίσης, ως οπλισμός στην πάνω πλευρά της πλάκας τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού $\Phi 8/15$ με ποιότητα χάλυβα S500 και καθαρή επικάλυψη $c=30\text{mm}$. Τέλος, το σκυρόδεμα της πλάκας είναι ποιότητας C20/25.

2.1.3.1 Γενικά

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση της κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία σκυροδέτησης (Εικόνα 2.1). Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός (Εικόνα 2.2) που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Εικόνα 2.1 Τυπική Διάταξη Υποδομής Σύμμικτης Πλάκας

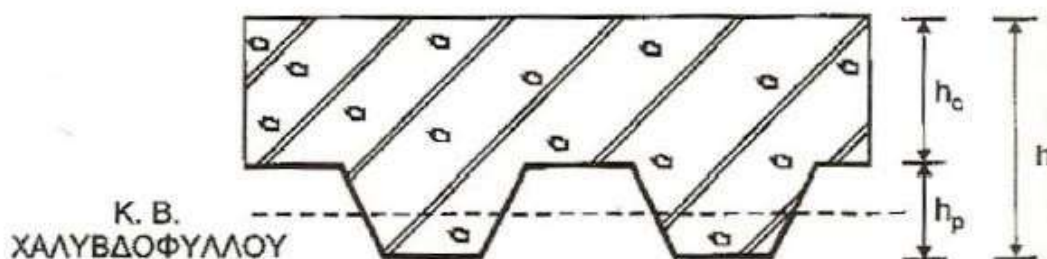


Εικόνα 2.2 Διαμόρφωση Σύμμικτης Πλάκας

2.1.3.2 Απαιτήσεις Κανονισμού

Ο Ευρωκώδικας 4 ορίζει τις παρακάτω απαιτήσεις για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας (Εικόνα 2.3): $\min h = 80\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο $\min h_c = 40\text{mm}$
- Επειδή όμως η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, ισχύουν τα ακόλουθα ελάχιστα μεγέθη: $\min h = 90\text{mm}$, $\min h_c = 50\text{mm}$.

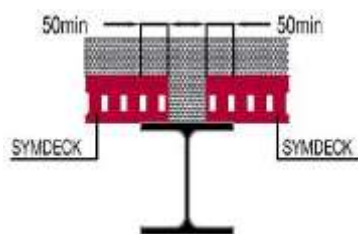


Εικόνα 2.3 Ελάχιστα Πάχη Σύμμικτων Πλακών

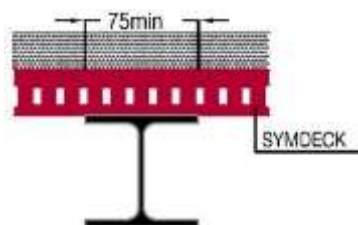
Στην κατασκευή μας έχουμε $h=150\text{mm}$ και $h_c=150-73=77\text{mm}$.

Τέλος η ποιότητα σκυροδέματος πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ C20/25 και C60/75 , οπότε η θεώρηση μας για C20/25 βρίσκεται εντός του κανονισμού.

Ελάχιστο πλάτος έδρασης σε χάλυβα: 50mm για το χαλυβδόφυλλο (Εικόνα 2.4) και 75mm για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας (Εικόνα 2.5).



Εικόνα 2.4 Ελάχιστο πλάτος έδρασης



Εικόνα 2.5 Ελάχιστο πλάτος χαλυβδόφυλλου σε χαλύβδινη δοκό για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας

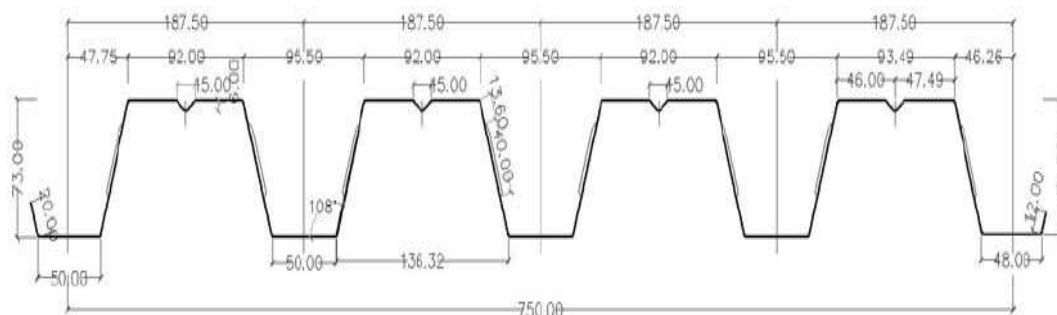
2.1.3.3 Χαλυβδόφυλλα

Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλαμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Για την περίπτωση μας επιλέχθηκε πάχος χαλυβδόφυλλου 0,75 mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και γαλβανισμένος. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προφίλ για κάθε πάχος φαίνονται στο Πίνακα 2.3 και στην Εικόνα 2.6.

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m)	7,36	7,85	9,81	12,27
Επιφάνεια	A (cm ²)	9,57	10,15	12,72	15,98
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴)	82,51	88,00	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³)	20,68	22,11	27,74	34,67

Πίνακας 2.3 Χαρακτηριστικά Χαλυβδόφυλλων



Εικόνα 2.6 Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck73

Η επίλυση των πλακών έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Sym Deck Designer που διατίθεται στην ιστοσελίδα της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ ΧΑΛΥΒΟΥΡΓΙΚΑ ΠΡΟΪΟΝΤΑ. Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζεται η σελίδα του προγράμματος που αντιστοιχεί στην εισαγωγή των δεδομένων και τον ορισμό του στατικού μοντέλου της πλάκας. Επιπλέον, δίνονται οι τιμές (ανά μέτρο πλάτους) για την ροπή αντοχής σε θετικές (M+pl,rd) και αρνητικές (M-pl,rd) ροπές, την αντοχή σε τέμνουσα (Vn,rd), καθώς και την αντοχή και σε διαμήκη διάτμηση (Vl,rd), όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα.

2.1.3.4 Φορτία

Τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν οι σύμμικτες πλάκες στη φάση λειτουργίας είναι τα παρακάτω:

- Μόνιμα φορτία:

Ίδιο βάρος: Για τις σύμμικτες πλάκες το ίδιο βάρος υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα Sym Deck Designer και είναι ίσο με 2,70 kN/m².

- Πρόσθετα μόνιμα φορτία:

$$g = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Κινητά φορτία:

$$q = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ για τα γραφεία}$$

2.1.3.5 Έλεγχοι

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας.

Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας.

Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά στη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

Έλεγχος στη φάση κατασκευής

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

Για τον υπολογισμό των δρωσών ροπών, εξάγεται η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον Ευρωκώδικα 4. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία :

Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου G_p (Μόνιμη φόρτιση)

Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (Μόνιμη φόρτιση).

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας, λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.35 για τις μόνιμες δράσεις, ενώ για τις μεταβλητές δράσεις (φορτία διάστρωσης) λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.50.

Για την εύρεση της ροπής αντοχής λαμβάνεται υπόψη η ενεργός διατομή του χαλυβδόφυλλου.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, λαμβάνονται συντελεστές ασφαλείας φορτίων ίσοι με 1.00. Για την εξαγωγή της ελαστικής γραμμής λαμβάνεται υπόψη η δυσκαμψία της πλήρους διατομής του χαλυβδόφυλλου.

Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας, το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχόν ενδιάμεσων υποστυλώσεων. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση στη σύμμικτη πλάκα είναι τα ίδιο βάρος G και το ωφέλιμο κινητό φορτίο Q . Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου Q σ' όλη την επιφάνεια του φορέα.

Διενεργούνται δύο έλεγχοι:

- ✓ Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας:

Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.35G + 1.50Q$ από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη, ESd (αντοχή σε θετικές ροπές $Msd+$, αντοχή σε αρνητικές ροπές $Msd-$, σε κατακόρυφη διάτμηση Vsd, L , αντοχή σε διαμήκη διάτμηση V) ενώ με τη φόρτιση $G + Q$ προκύπτει η ελαστική γραμμή του φορέα.

- ✓ Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας:

Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.00G + 1.00Q$ με βάση την οποία υπολογίζεται η ελαστική γραμμή του φορέα

Sym Deck Designer 2

Αρχείο Βοήθεια Language

Πληροφορίες

α/α	L (m)	q (kN/m ²)
3	2.0	5.0
4	2.0	5.0
5		

Πρόβολος αριστ... L = q =
 Πρόβολος δεξ... L = q =

Ίδιο βάρος = 2.70 kN/m²
 Πρόσθετα μόνιμα = 1 kN/m²

Σχεδίαση φορέα

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

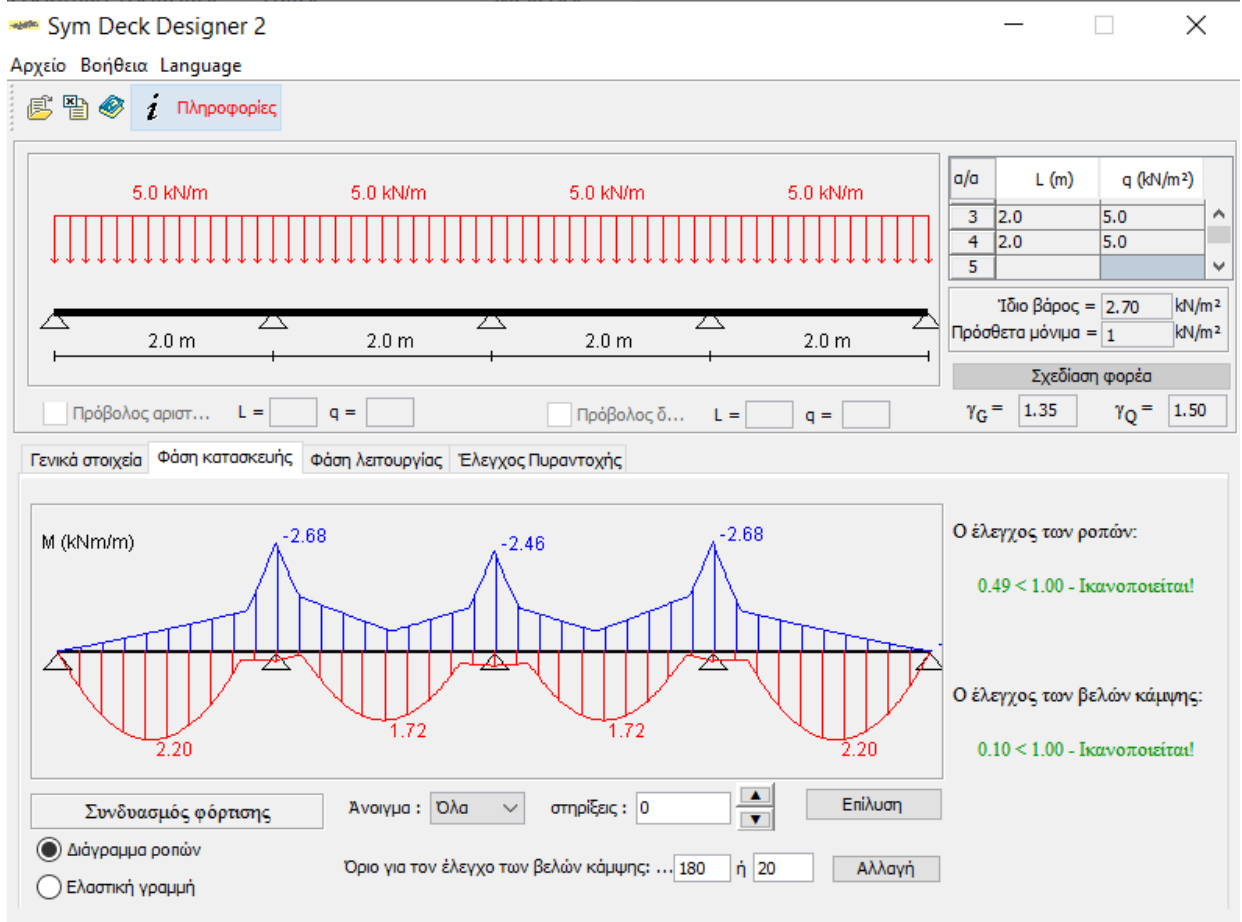
Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας Έλεγχος Πυρανοχής

$M_{Rd,S}^+$	$M_{Rd,S}^-$
$M_{pl,Rd}^+ = 26.66$ kNm/m	
$M_{pl,Rd}^- = 14.35$ kNm/m	
$V_{Rd,c} = 26.45$ kN/m	

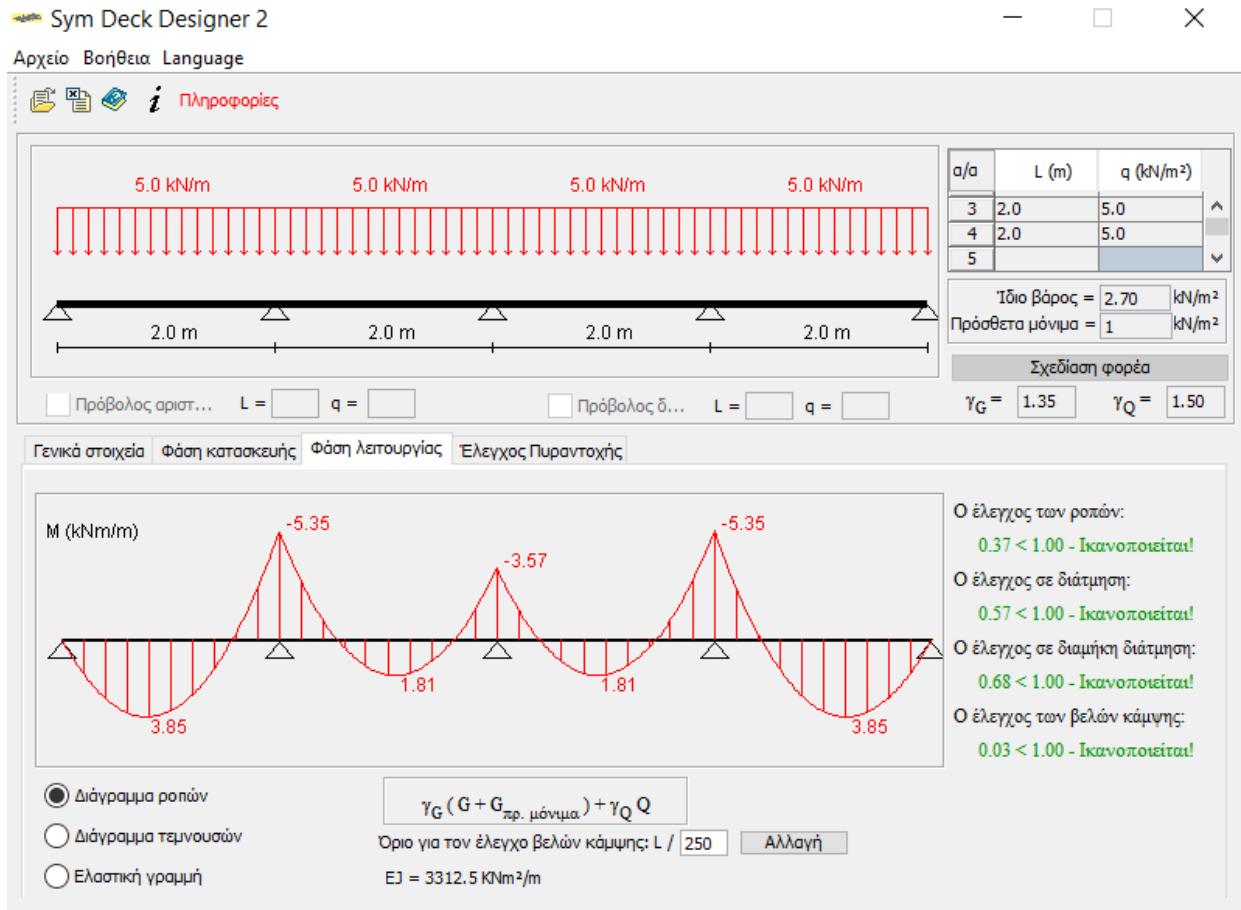
t = 0.75 mm $\gamma_{M1} = 1.00$ $A_s = 3.35$ cm²/m
 C : 20/25 MPa $\gamma_C = 1.50$ $\varnothing : 6$ mm / d = 10 cm
 S : 500 MPa $\gamma_S = 1.15$
 h = 0.15 m c = 0.03 m
 Fe : 320 G MPa

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

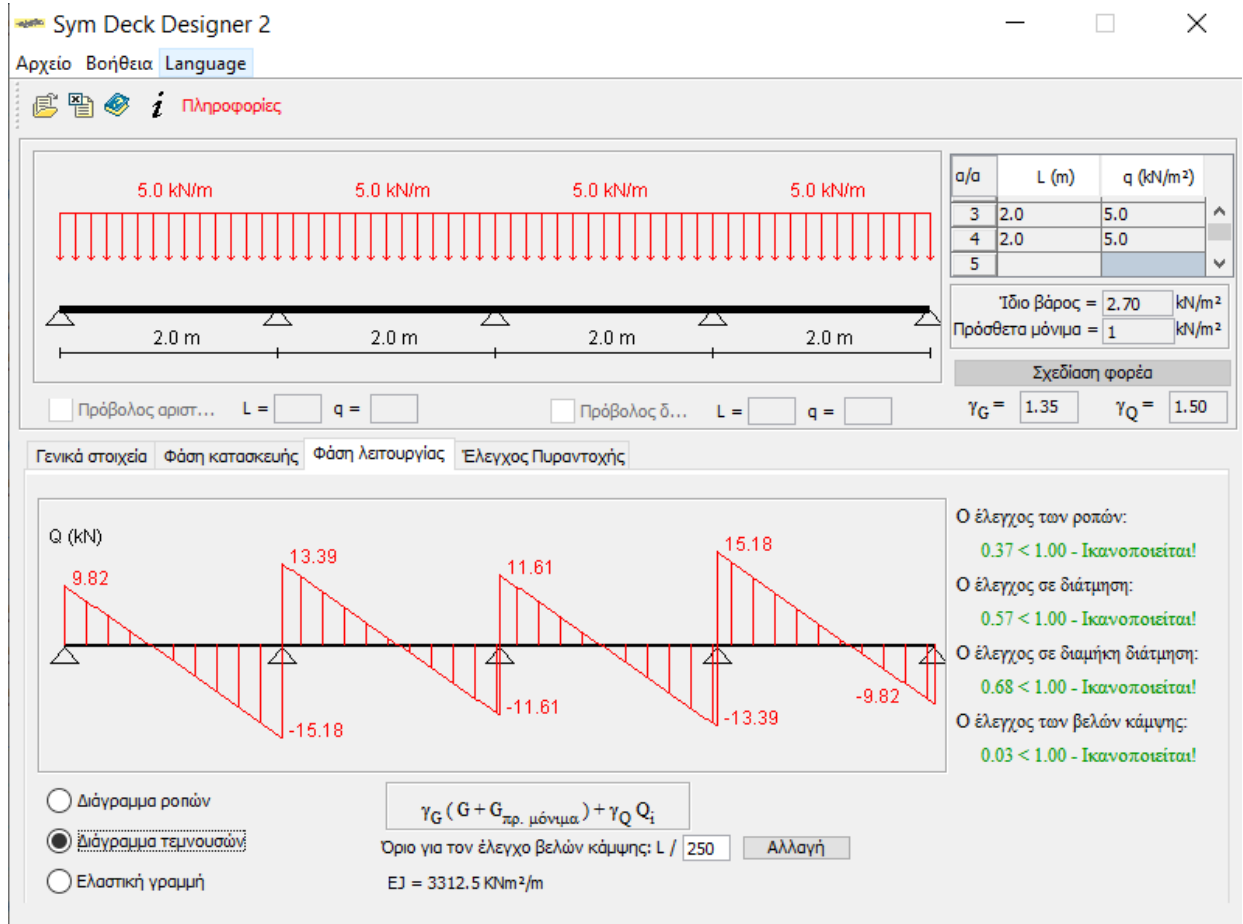
Εικόνα 2.7
Symdeck designer/Εισαγωγή Δεδομένων



Εικόνα 2.8
 Symdeck Designer/Φάση Κατασκευής/Ροπές



Εικόνα 2.9
 Symdeck Designer/ Φάση Λειτουργίας/ Ροπές



Εικόνα 2.10
Symdeck Designer/Φάση Λειτουργίας/Τέμνουσες

2.1.4 Χάλυβας οπλισμού

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής $f_{yk} = 500\text{MPa}$

2.2 Φορτίσεις

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Στην Ελλάδα ως προς τις δράσεις εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα λόγω των επιμέρους συνθηκών (κλιματολογικών, εδαφικών, κλπ), ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για χιόνι, άνεμο κλπ). Οι εξειδικευμένες αυτές πληροφορίες δίνονται είτε μέσω Παραρτημάτων είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων που συνοδεύουν τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή αναπτύσσονται στις παρακάτω υποενότητες.

2.2.1 Μόνιμα φορτία (G)

Μόνιμες δράσεις είναι όλες όσες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

- Ίδια βάρη κατασκευής (φέροντα στοιχεία)
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα κτλ).

2.2.2 Κινητά φορτία (Q)

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν απ' τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

2.2.3 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται στατικά φορτία και λογίζονται ως μεταβλητές δράσεις. Σε ακραίες περιπτώσεις μπορεί να θεωρηθούν ως τυχηματικές. Οδηγίες για τον υπολογισμό των φορτίων λόγω χιονόπτωσης δίνονται στο πρότυπο EN 1991-Μέρος 1-3. Το φορτίο θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

Όπου:

μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση

s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1

Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0.8$
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) $C_e = 1.2$

C_t θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης χιονιού και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) \quad (2.2)$$

2.2.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα αποτελώντας σε πολλές περιπτώσεις ακόμα και τη βασική φόρτιση.

Ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Οι δράσεις λοιπόν ανάγονται στο Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-4 σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Προσδιορίζονται επίσης η πίεση αιχμής και οι κατάλληλοι αεροδυναμικούς συντελεστές.

Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}$

Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα $v_{b,0}$ είναι η μέση ταχύτητα ανέμου διάρκειας 10 λεπτών με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 2% ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου σε ύψος 10 m πάνω από επίπεδη ανοιχτή περιοχή εδάφους.

Στο Εθνικό Προσάρτημα έχουν υιοθετηθεί οι εξής τιμές για τη $v_{b,0}$:

- Για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$
- Για την υπόλοιπη χώρα $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$

Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λαβεί υπόψη τη διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (συντελεστής διεύθυνσης c_{dir}) και την εποχή (εάν απαιτείται) (συντελεστής εποχής c_{season}). Στις συνήθεις περιπτώσεις οι συντελεστές αυτοί είναι ίσοι με τη μονάδα.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.3)$$

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Είναι η βασική ταχύτητα ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη την επίδραση της τραχύτητας του εδάφους (συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$) και την τοπογραφία (συντελεστής αναγλύφου $c_0(z)$)

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.4)$$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ δίνεται από τη σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.5)$$

$$c_r(z) = c_r \cdot z_{min} \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (2.6)$$

όπου:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (2.7)$$

Στις σχέσεις αυτές:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$$z_{0,II} = 0.05$$

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από πίνακα του EN1991-1-4 συναρτήσει της τραχύτητας του εδάφους

z_{max} λαμβάνεται ίσος με 200 m

Ο συντελεστής αναγλύφου $c_0(z)$ λαμβάνει υπόψη την αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου που παρατηρείται σε κορυφές των λόφων ή σε κοιλάδες και χαράδρες.

Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δυο παραμέτρους, την παράμετρο c_s , η οποία λαμβάνει υπόψη τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και τη δυναμική παράμετρο c_d , η οποία λαμβάνει υπόψη την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, το ύψος και το πλάτος της και η τιμή του προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα).

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_V(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.8)$$

όπου

ρ : η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια μικρή περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1.25 \text{ kg, m}^3$)

$I_V(z)$: η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z η οποία υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_V(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.9)$$

Όπου:

k_1 : ο συντελεστής στροβιλισμού

$c_e(z)$: ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.10)$$

q_b η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 \quad (2.11)$$

Αεροδυναμικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Δίνεται από πίνακες στον EN1991-1-4 για διάφορες κατευθύνσεις ανέμου. Συνήθως έχουν θετική τιμή για την προσήνεμη επιφάνεια και αρνητική τιμή για την υπήνεμη επιφάνεια.

2.2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος, και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη πάνω σ' αυτό, κινείται γρήγορα, με εναλλασόμενο πρόσημο, γύρω από την αρχική θέση ηρεμίας. Η μάζα της κατασκευής, λόγω της αδράνειάς της, δεν ακολουθεί την κίνηση της βάσης αλλά κινείται με διαφορετικό τρόπο κάνοντας μία δική της ταλάντωση. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις αυτές του κτιρίου, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά από μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{gR} , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους a_{gR} , η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, με βάση τη σχέση:

$$a_{gR} = a \cdot g \quad (2.12)$$

Όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας

και $a = 0.16$ για Ζώνη I

$a = 0.24$ για Ζώνη II

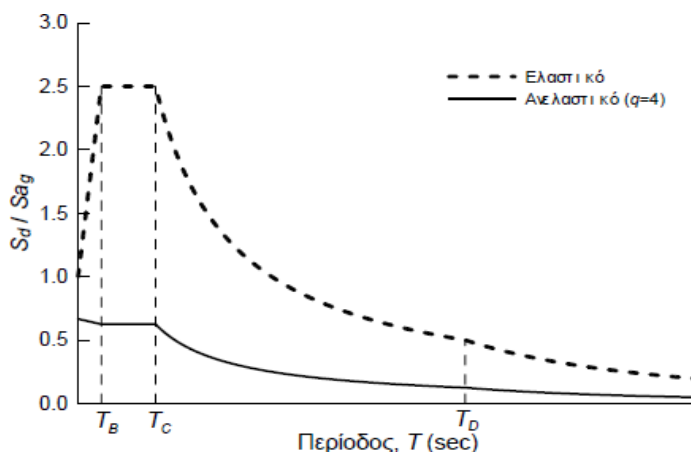
$a = 0.36$ για Ζώνη III

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, καθορίζονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή δύο μεθόδων.

- **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης** (πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων)
- **Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης** (δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης)

Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς της χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών σεισμού, τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων με εφαρμογή του δείκτη συμπεριφοράς q . Για παράδειγμα στο Σχήμα 2.1 φαίνεται η μείωση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q = 4$.



Σχήμα 2.1: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για $q = 4$ και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8.

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.13)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.14)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.15)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (2.16)$$

Όπου:

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

T : είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος

a_g : $a_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$ ($\gamma_I = 1.00$ για συνήθη κτίρια) είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

T_B : είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C : είναι η περίοδος άνω ορίου 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, συνιστώμενη τιμή $\beta = 0.2$

Πίνακας 2.4: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης

Κατηγορία εδάφους	S	$T_B(\text{sec})$	$T_C(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$
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

2.2.6 Εφαρμογή

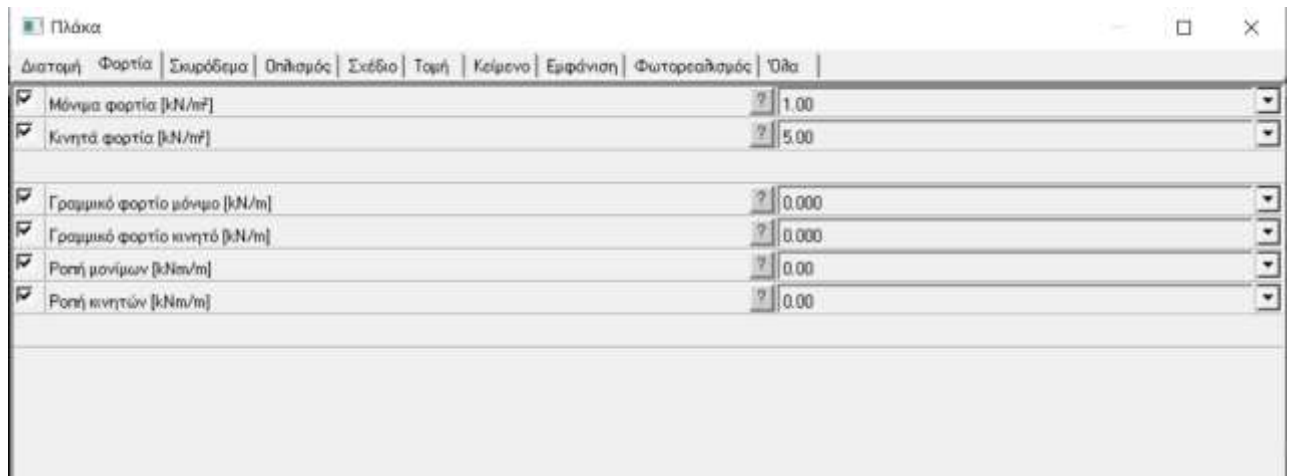
Στην ενότητα αυτή θα προσδιοριστούν τα φορτία που εφαρμόστηκαν στο χωρικό προσομοίωμα του φορέα σύμφωνα με το θεωρητικό υλικό των Ενοτήτων 2.2.1. έως 2.2.5.

ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (DEAD)

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων: υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα
- Λοιπά μόνιμα φορτία: επιφανειακό φορτίο 1.0 kN/m^2 χωρίς το βάρος της σύμμικτης πλάκας. (βλέπε Εικόνα 2.11)

ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ (LIVE)

Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία χρήσης B ως χώρος γραφείων. Στη μελέτη λήφθηκε κινητό φορτίο τιμής 5 kN/m^2 (ομοιόμορφο κατανεμημένο) για όλους τους ορόφους εκτός της οροφής για την οποία λήφθηκε μειωμένο κινητό φορτίο τιμής 2 kN/m^2 . (βλέπε Εικόνα 2.11)



Εικόνα 2.11
Εισαγωγή μόνιμων και κινητών φορτίων στο πρόγραμμα

ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ (SNOW)

Για προστατευόμενο κτίριο στη Ζώνη χιονιού ΙΙ, με οριζόντια στέγη, και σε υψόμετρο 100m το φορτίο χιονιού προκύπτει:

$$s_{k,0} = 0.8 \text{ m/s}$$

$$(2.2) \rightarrow s_k = 0.8 \cdot (1 + (100/917)^2) = 0.81 \text{ kN/m}^2$$

$$(2.1) \rightarrow s = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.81 = 0.65 \text{ kN/m}^2$$

Φορτίο χιονιού [EC1-1-3]

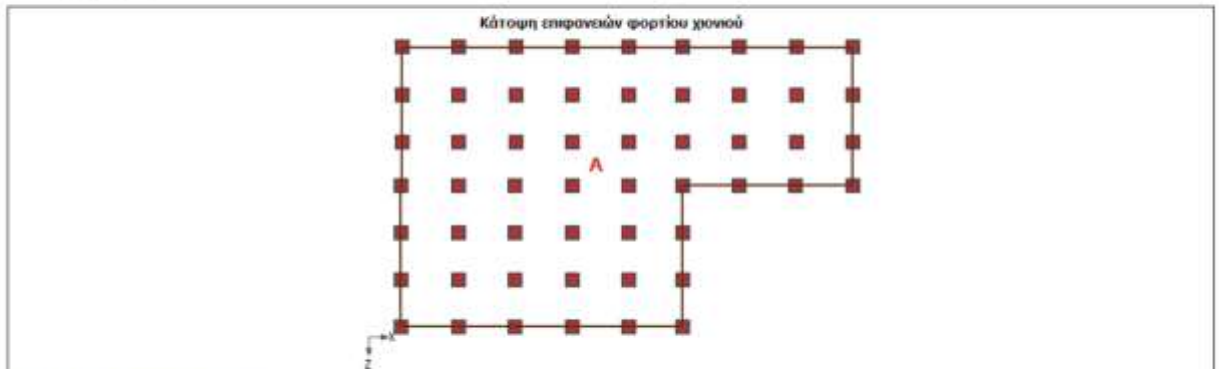
Φορτίο χιονιού στο επίπεδο της θάλασσας $s_{k,0}$ ($A=0$)	=	0.80 kPa
Υψόμετρο τοποθεσίας A	=	100.0m
Συντελεστής έκθεσης C_e	=	1.00

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

$$s_k = s_{k,0} \cdot [1 + (A/917)^2] = 0.81 \text{ kPa}$$

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

$$s = \mu_i \cdot C_{e,i} \cdot C_{s,i} \cdot s_k$$



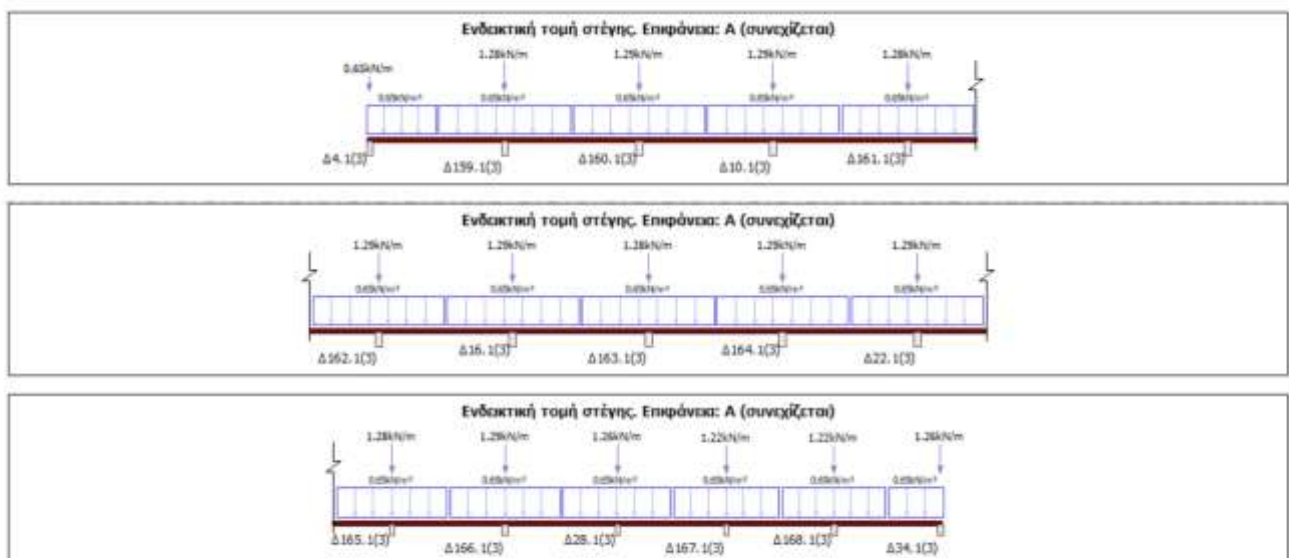
Στοιχεία επιφανειών φορτίου χιονιού

Επιφάνεια	Προβλεπόμενη εμβολή $[m^2]$	L $[m]$	B $[m]$	Γωνία κλίσης α $[^\circ]$	Συντελεστής σχήματος μ_i (σ)	Προβλεπόμενο φορτίο χιονιού s $[kN/m^2]$
A	1143.8	48.00	30.00	0.0	0.80	0.65

Σημείωση:

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

Εικόνα 2.12



Εικόνα 2.13

ANEMΟΣ (WIND)

Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου: θεωρούμε ότι η περιοχή απέχει απόσταση μικρότερη από 10 km την ώρα, άρα $v_{b,0} = 33$ m/s

Βασική ταχύτητα ανέμου: $c_{dir} = 1.0$ και $c_{season} = 1.0$ επομένως: (2.3) $\rightarrow v_b = 33$ m/s

Μέση ταχύτητα ανέμου:

Κατηγορία εδάφους IV: $z_0 = 1$ m

Θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο έδαφος επομένως $c_0(z) = 1.0$

Οπότε $kr = 0,19(1,0/0,05)^{0,07} = 0,2343$

Στην περίπτωση μας, εφόσον $h = 17,0$ m $< b = 48$ m, έχουμε $z_e = h = 17,0$ m. Άρα

$Cr(z) = kr * \ln(z/z_0) = 0,2343 * \ln(17,0/1,0) = 0,6638$

Επομένως $v_m = cr(z) * c_0(z) * v_b = 0,6638 * 1,00 * 33 = 21,91$ m/s

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα φόρτισης του ανέμου για τις 4 διευθύνσεις (εικόνες 2.14-2.17).

Αποτελέσματα Φόρτισης ανέμου για διεύθυνση +Z:

Φορτίο ανέμου [EC1-1-4]

Δ/Α φόρτισης ανέμου : 2 - Διεύθυνση : +Z - Εσωτερική υποπίεση

Βασική ταχύτητα ανέμου V_b	=	33,0m/s
Κατηγορία ανέμου	:	IV
Συντελεστής ορογραφίας C_o	=	1,00
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{pi}	=	-0,30
Υψομετρο βάσης για εφαρμογή ανιμοπίεσης	=	0,00m
Ύψος κτηρίου από τη βάση εφαρμογής ανιμοπίεσης h	=	17,00m
Διάσταση κτηρίου εγκάρσια στον άνεμο b	=	48,00m
Διάσταση κτηρίου παράλληλη στον άνεμο d	=	30,00m
Διάσταση $e = \min(b, 2h)$	=	34,00m
Ζώνες πλευρών τοίχων για $e < d$:	A, B, C
Είδος και γωνία κλίσης στέγης	:	Οριζόντια, 0,0°

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

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

Για την υψομετρική ζώνη 1 ($z = 17,00m$), είναι:

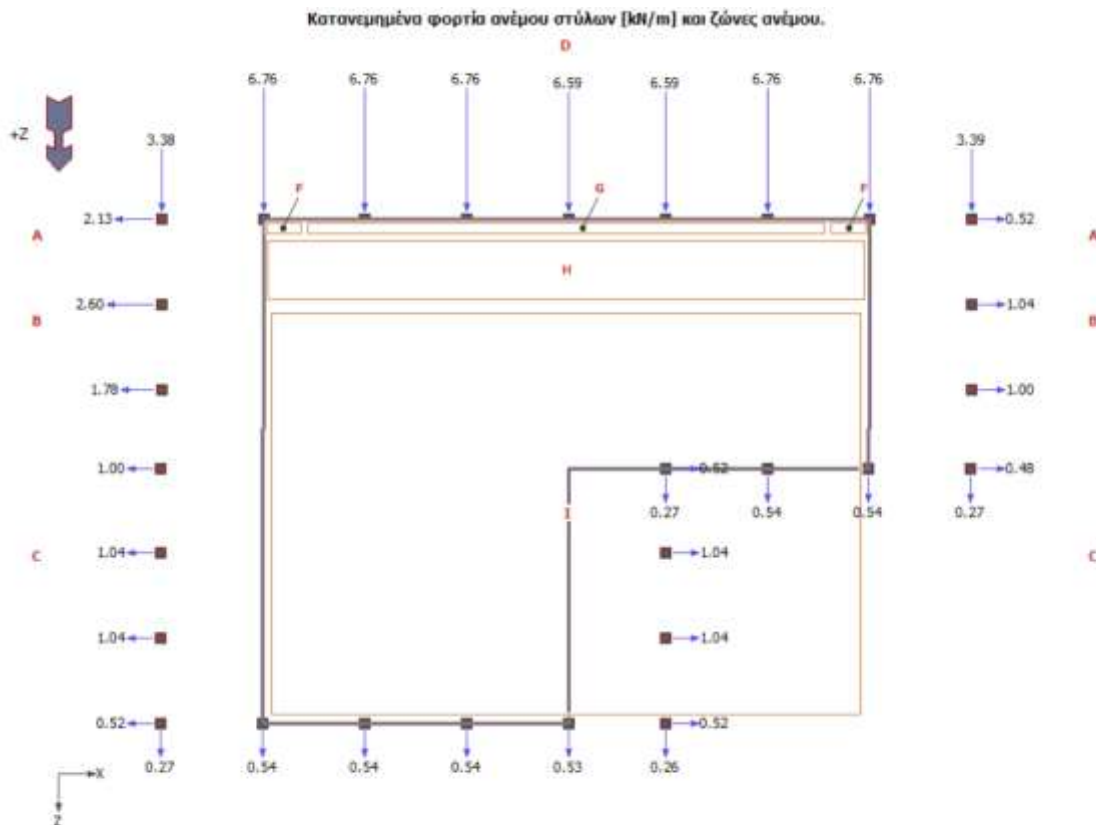
$$I_v(17,00m) = 0,353, \quad v_e(17,00m) = 21,91m/s, \quad q_e(17,00m) = 1,04kPa.$$

Ζώνες τοίχων: Διαστάσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	A	B	C	D	E
Διάσταση [m]=	2,00	8,00	20,00	48,00	48,00
$C_{pe}, 10 [l]=$	-1,30	-0,80	-0,50	0,74	-0,39
$C_p [l]=$	-0,90	-0,50	-0,20	1,04	-0,09
$Z = +17,00m$:					
$W [kPa]=$	-0,94	-0,52	-0,21	1,09	-0,09

Ζώνες στέγης: Διαστάσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	F	G	H	I
$Lx \times Lz [m]=$	$2,50 \times 1,00$	$30,00 \times 1,00$	$25,00 \times 1,00$	$35,00 \times 25,00$
$C_{pe}, 10 [l]=$	-1,80	-1,20	-0,70	-0,20
$C_p [l]=$	-1,90	-0,90	-0,40	0,10
$Z = +17,00m$:				
$W [kPa]=$	-1,56	-0,94	-0,42	0,10



Εικόνα 2.14

Αποτελέσματα Φόρτισης ανέμου για διεύθυνση +X:

Φορτίο ανέμου [EC1-1-4]

Α/Α φέρσεως ανέμου : 1 - Διεύθυνση : +X - Εσωτερική υστερήση

Βασική ταχύτητα ανέμου V_b	=	33.0m/s
Κατηγορία ανέμου	:	IV
Συντελεστής αεροδυναμικής C_e	=	1.00
Συντελεστής αεροδυναμικής πίεσης C_{pe}	=	-0.30
Υψόμετρο βάσης για εφαρμογή αναρρόφησης	=	0.00m
Ύψος κτιρίου από τη βάση εφαρμογής αναρρόφησης h	=	17.00m
Απόσταση κτιρίου εγκάρσια στον άξονα b	=	30.00m
Απόσταση κτιρίου παράλληλη στον άξονα d	=	48.00m
Απόσταση $e = \min(b, 2h)$	=	30.00m
Ζώνες πλανών τοίχων για $\theta < \alpha$:	A, B, C
Είδος και γωνία κλίσης στέγης	:	Οριζόντια, 0.0°

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

$$v_d(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot v \cdot V_v(z)$$

Για την ισομετρική ζώνη z ($z = 17.00m$), είναι:

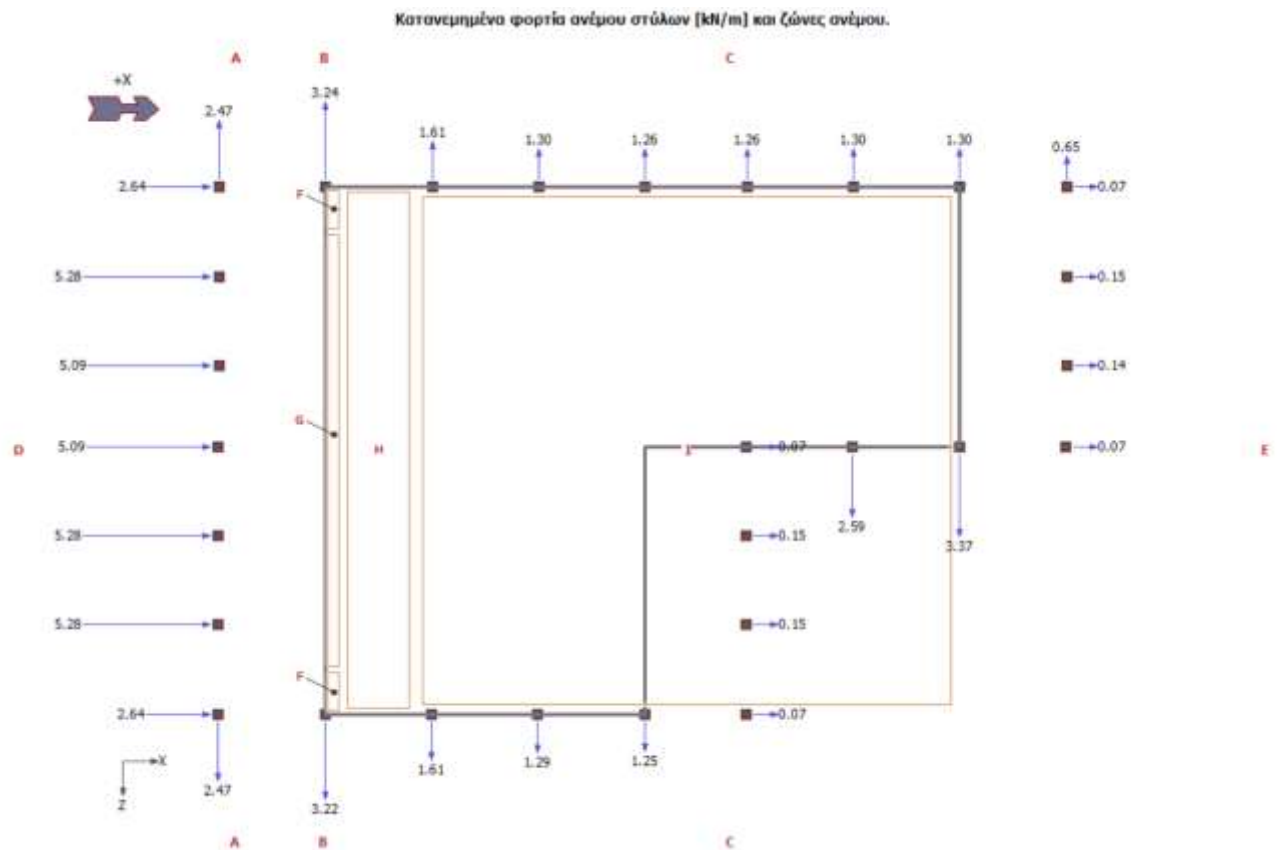
$$I_v(17.00m) = 0.353, \quad v_d(17.00m) = 21.91m/s, \quad q_d(17.00m) = 1.04kPa.$$

Ζώνες τοίχων: Διορθώσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη	A	B	C	D	E
Διάσταση [m]	2.00	8.00	38.00	30.00	30.00
$C_{pe,10}$ [1]	-1.20	-0.80	-0.50	0.71	-0.33
C_p [1]	-0.90	-0.50	-0.20	1.01	-0.03
$Z = +17.00m$					
W [Pa]	-0.94	-0.52	-0.21	1.06	-0.03

Ζώνες στέγης: Διορθώσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη	F	G	H	I
$L \times l, z$ [m]	1.00×2.50	1.00×25.00	4.00×30.00	30.00×30.00
$C_{pe,10}$ [1]	-1.00	-1.20	-0.70	-0.20
C_p [1]	-1.50	-0.90	-0.40	0.30
$Z = +17.00m$				
W [Pa]	-1.58	-0.94	-0.42	0.30



Εικόνα 2.15

Αποτελέσματα Φόρτισης ανέμου για διεύθυνση -Z:

Φορτίο ανέμου [EC1-1-4]

NA φόρτισης ανέμου : 4 - Διεύθυνση : -Z - Εσωτερική υπαίθριος

Βασική ταχύτητα ανέμου V_b	=	33.0m/s
Κατηγορία ανέμου	:	IV
Συντελεστής ορογραφίας C_o	=	1.00
Συντελεστής οροτοπικής πίεσης C_{pe}	=	+0.20
Υψόμετρο βάσης για εφαρμογή αναμετάβασης	=	0.00m
Ύψος κτιρίου από τη βάση εφαρμογής αναμετάβασης h	=	17.00m
Διάσταση κτιρίου εγκάρσια στον άνεμο b	=	48.00m
Διάσταση κτιρίου παράλληλη στον άνεμο d	=	30.00m
Διάσταση $e = \min(b, 2h)$	=	34.00m
Ζώνες πιθανών τοίμων για $e < d$:	A, B, C
Είδος και γωνία κλίσης στέγης	:	Οριζόντια, 0.0°

Η ήπια ταχύτητα αμής δίνεται από την εξ. (4.8), EC1-1-4:

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

Για την υψομετρική ζώνη 1 ($z = 17.00m$), είναι:

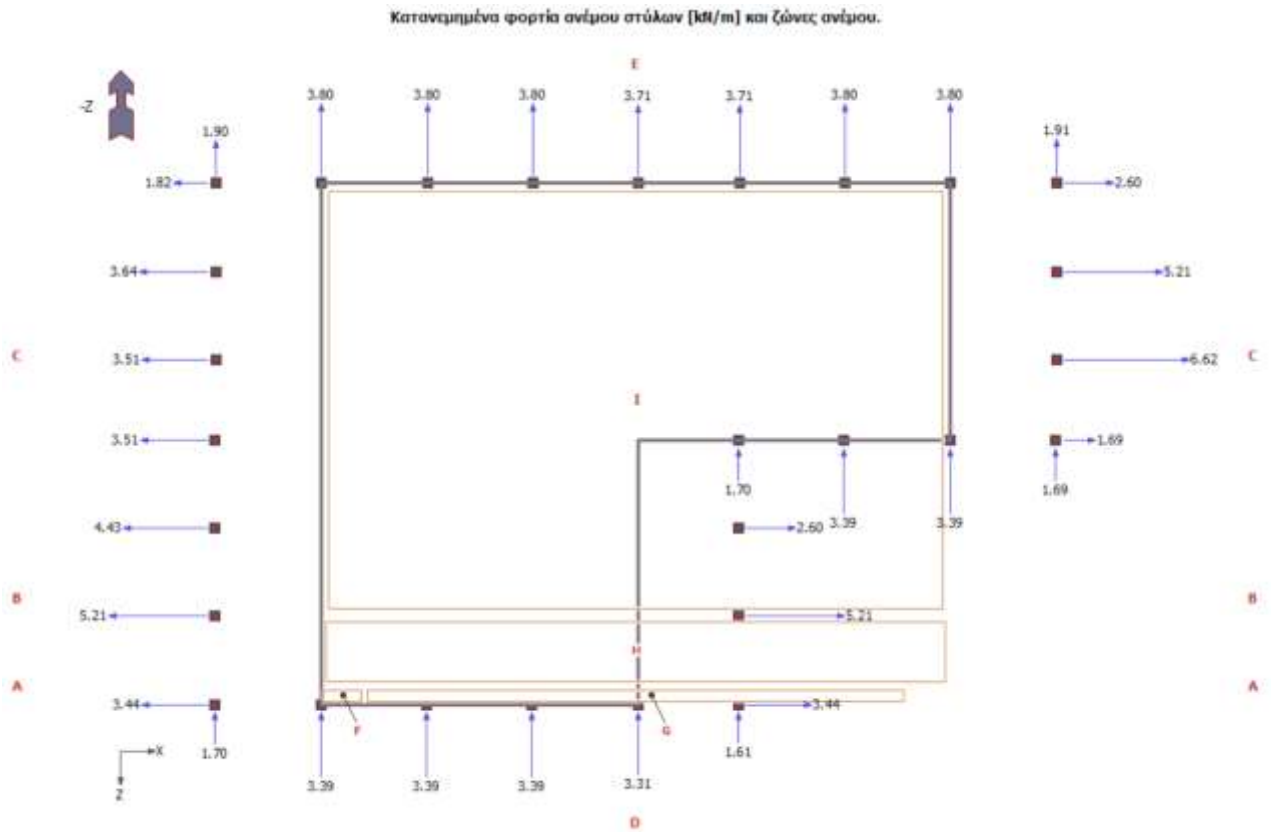
$$I_v(17.00m) = 0.353, \quad v_d(17.00m) = 21.91m/s, \quad q_d(17.00m) = 1.04kPa.$$

Ζώνες τοίμων: Διορθώσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	A	B	C	D	E
Διάσταση [m]=	2.00	8.00	20.00	48.00	48.00
$C_{pe,10}$ [1]=	-1.30	-0.80	-0.50	0.74	0.39
C_p [1]=	-1.40	-1.00	-0.70	0.54	-0.58
$z = +17.00m$: w [Pa]=	-1.46	-1.04	-0.73	0.57	-0.61

Ζώνες στέγης: Διορθώσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	F	G	H	I
$Lx \times Lz$ [m]=	2.50 × 1.00	30.00 × 1.00	30.00 × 4.00	30.00 × 25.00
$C_{pe,10}$ [1]=	-1.80	-1.20	-0.70	0.20
C_p [1]=	-2.00	-1.40	-0.90	0.00
$z = +17.00m$: w [Pa]=	-2.08	-1.48	-0.94	0.00



Εικόνα 2.16

Αποτελέσματα Φόρτισης ανέμου για διεύθυνση -X:

Φορτίο ανέμου [EC1-1-4]

Α/Α φόρτισης ανέμου :	3	Διεύθυνση :	-X	Εσωτερική υπερπίεση	
Βασική ταχύτητα ανέμου V_b	=				33.0m/s
Κατηγορία ανέμφλου	:				IV
Συντελεστής ορογραφίας C_o	=				1.00
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{pi}	=				+0.20
Υψόμετρο βάσης για εφαρμογή ανευροποίησης	=				0.00m
Ύψος κτηρίου από τη βάση εφαρμογής ανευροποίησης h	=				17.00m
Διάσταση κτηρίου εγκάρσια στον άνεμο b	=				30.00m
Διάσταση κτηρίου παράλληλη στον άνεμο d	=				48.00m
Διάσταση $e = \min(b, 2h)$	=				30.00m
Ζώνες πιεσών τοίχων για $e < d$:				A, B, C
Είδος και γωνία κλίσης στέγης	:				Οριζόνια, 0.0°

Η πίεση ταχύτητας αρχικά δίνεται από την εξ. (4.6), EC1-1-4:

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

Για την υψομετρική ζώνη 1 ($z = 17.00m$), είναι:

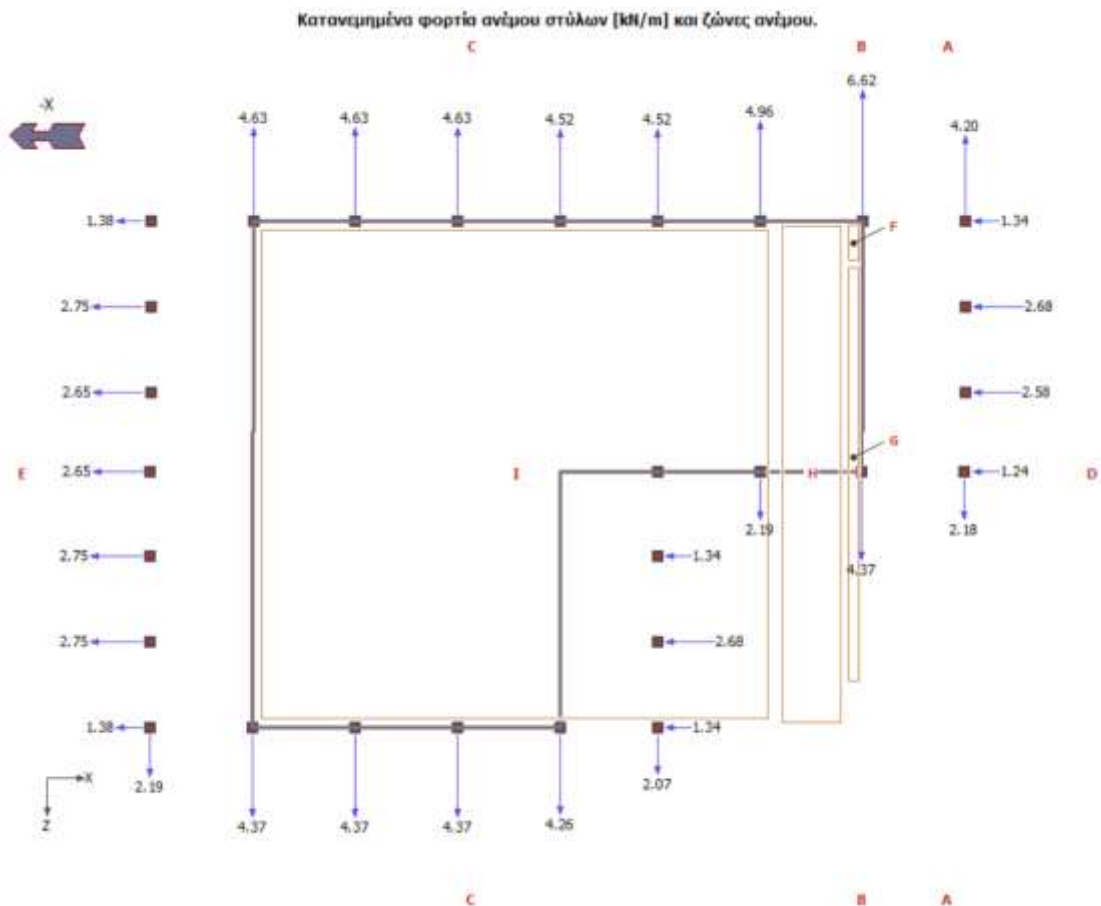
$$I_p(17.00m) = 0.353, \quad v_p(17.00m) = 21.91m/s, \quad q_p(17.00m) = 1.04kPa.$$

Ζώνες τοίχων: Διαστάσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	A	B	C	D	E
Διάσταση [m]=	2.00	8.00	30.00	30.00	30.00
$C_{pe,10}$ [1]=	-1.20	-0.80	-0.50	0.71	-0.33
C_p [1]=	-1.40	-1.00	-0.70	0.51	-0.33
$Z = +17.00m$:					
W [kPa]=	-1.46	-1.04	-0.73	0.54	-0.55

Ζώνες στέγης: Διαστάσεις, συντελεστές και πιέσεις

Ζώνη:	F	G	H	I
$L_x \times L_y$ [m]=	1.00 x 2.50	1.00 x 25.00	4.00 x 30.00	30.00 x 30.00
$C_{pe,10}$ [1]=	-1.80	-1.20	-0.70	0.20
C_p [1]=	-2.00	-1.40	-0.90	0.00
$Z = +17.00m$:				
W [kPa]=	-2.08	-1.46	-0.94	0.00

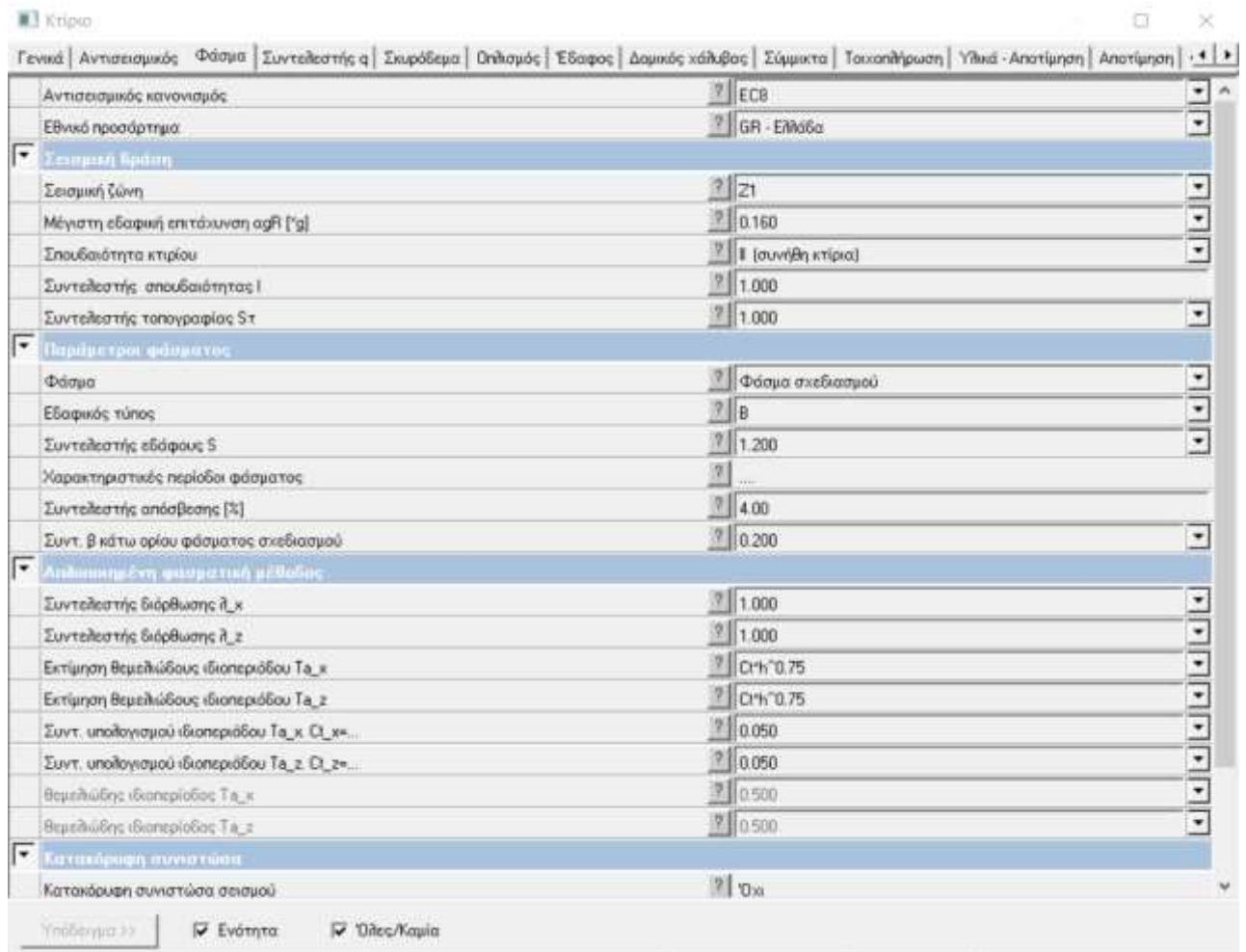


Εικόνα 2.1

ΣΕΙΣΜΟΣ (E)

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης χρησιμοποιήθηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος. Για την ιδιομορφική απόκριση χρησιμοποιήθηκε φάσμα σχεδιασμού που βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I με επιτάχυνση $\alpha_g = 0.16g$
- Κατηγορία εδαφους B
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4.0$
- Απόσβεση $\zeta = 4\%$ (κοχλιωτή μεταλλική κατασκευή)



Εικόνα 2.18
Εισαγωγή στοιχείων στο πρόγραμμα

2.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα (στο χωρικό προσωμοίωμα) και εξάγονται τα εντατικά μεγεθη με τα οποία γίνεται η διαστασιολόγηση του φορέα. Είναι προφανές ότι για κάθε περίπτωση φόρτισης, οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων (E_d), θα προσδιορισθούν συνδυάζοντας τις τιμές των δράσεων που θεωρείται ότι θα δρουν ταυτόχρονα.

2.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ), οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα, σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Οι τρόποι με τους οποίους μια κατασκευή μπορεί να φτάσει σ αυτή την οριακή κατάσταση είναι η ανάπτυξη πλαστικών αντοχών, η απώλεια ευστάθειας, η θραύση, η κόπωση, η ανατροπή κλπ.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, αφορούν καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές και καταστάσεις σεισμού.

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

Όπου:

$Q_{k,1}$: η τιμή της δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$: οι τιμές των συνοδευτικών μεταβλητών δράσεων

Για καταστάσεις σεισμού:

$$\Sigma G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Πίνακας 2.5: Συντελεστές ψ για κτίρια

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Ωφέλιμα φορτία κτιρίων</i>			
Κατηγορία A: Κατοικίες	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: Γραφεία	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: Σχολεία, θέατρα κτλ	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: Καταστήματα	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
<i>Οχήματα σε κτίρια</i>			
Κατηγορία F: βάρος < 30 kN	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: 30 kN < βάρος < 160 kN	0.5	0.5	0.3
Κατηγορία H: Στέγες	0	0	0
Χιόνι	0.5	0.2	0
Άνεμος	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία	0.6	0.5	0

Πίνακας 2.6: Συνδυασμοί δράσεων ΟΚΑ

	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΑΝΕΜΟΣ X	ΑΝΕΜΟΣ Ψ	ΧΙΟΝΙ	ΣΕΙΣΜΟΣ X	ΣΕΙΣΜΟΣ Ψ
1	1,35	1,5					
2	1,35	1,5	0,9		0,75		
3	1,35	1,5		0,9	0,75		
4	1,35	1,5	0,9				
5	1,35	1,5		0,9			
6	1,35	1,05	1,5		0,75		
7	1,35	1,05		1,5	0,75		
8	1,35	1,05			1,5		
9	1,35		1,5				
10	1,35			1,5			
11	1,35	1,05	0,9		1,5		
12	1,35	1,05		0,9	1,5		
13	1,35	1,5			0,75		
14	1	0,3				1	0,3
15	1	0,3				0,3	1

2.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

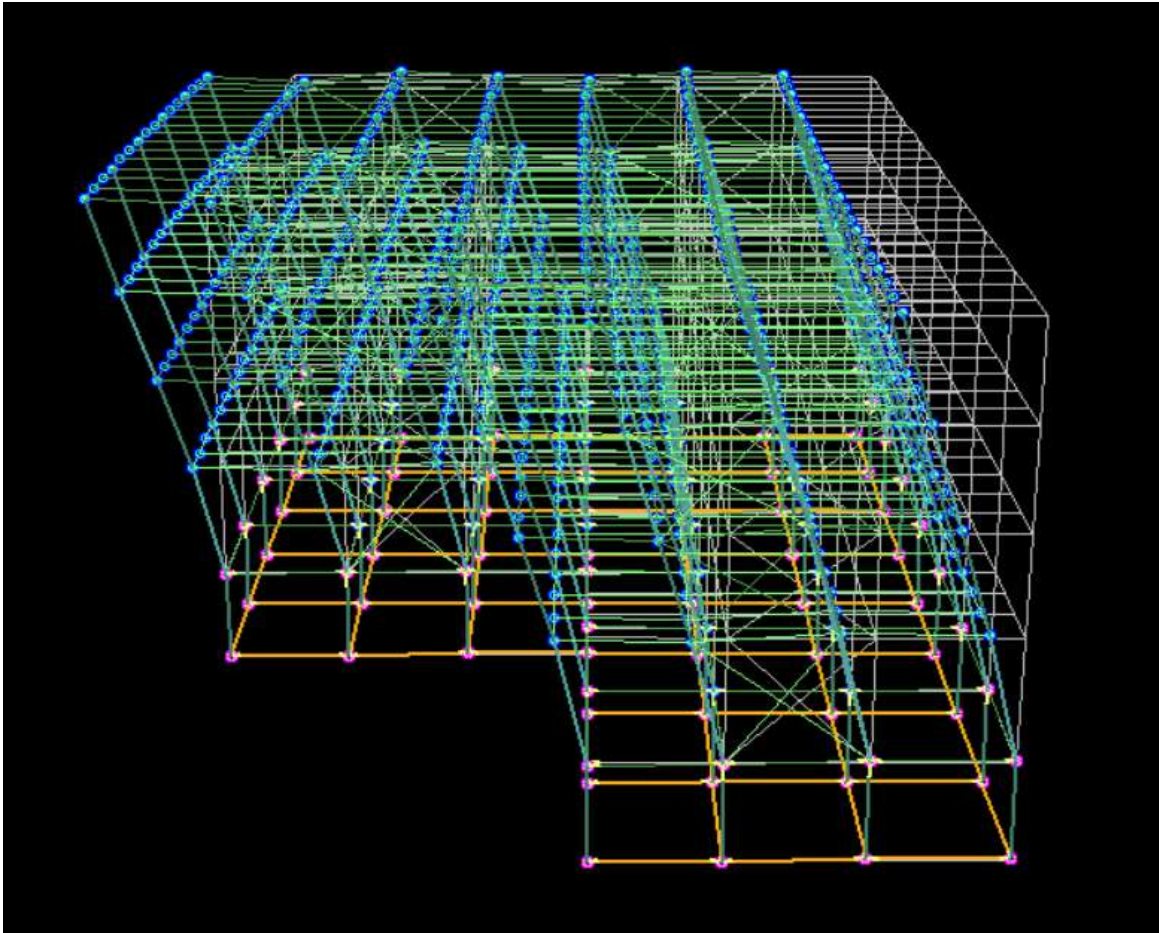
Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ) συνδέονται με τα κριτήρια τα οποία διέπουν την κανονική χρήση και την ανθεκτικότητα. Ο τρόπος με τον οποίο μπορεί να φθάσει μία κατασκευή στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ρηγματώσεις, παραμορφώσεις, ταλαντώσεις κτλ.

Ο συνδυασμός σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός.

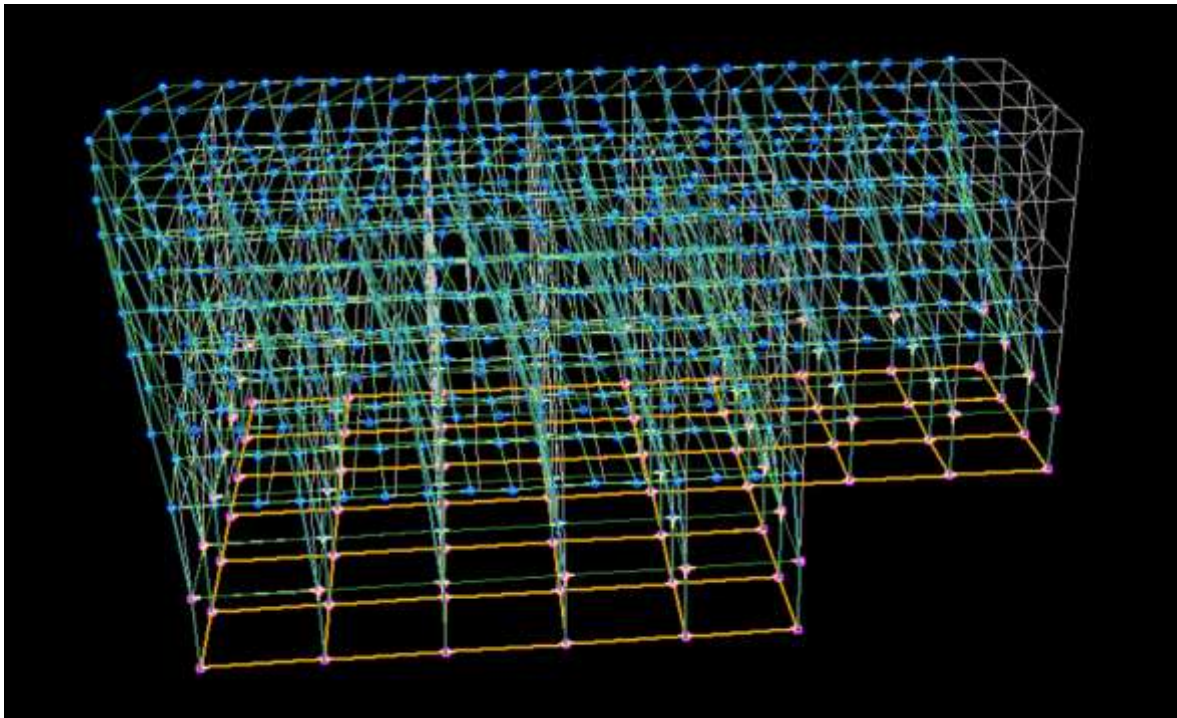
$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.17)$$

Πίνακας 2.7: Συνδυασμοί δράσεων ΟΚΛ

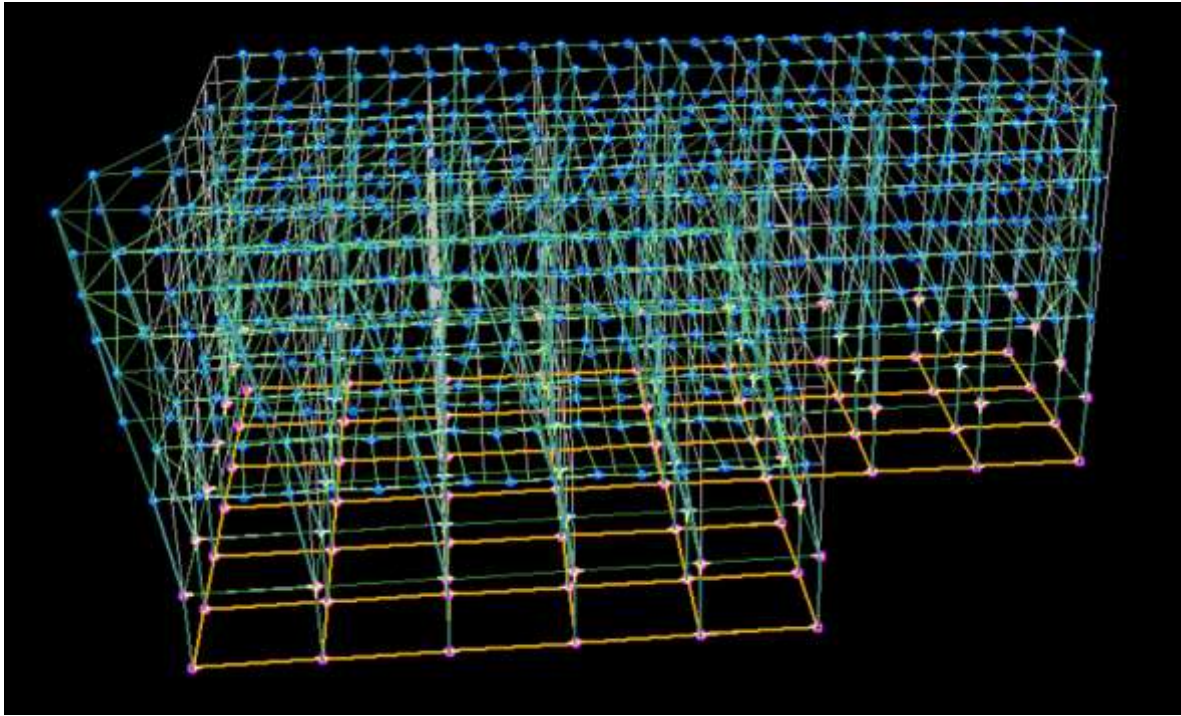
	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΑΝΕΜΟΣ Χ	ΑΝΕΜΟΣ Ψ	ΧΙΟΝΙ
1	1	1	0,6		0,5
2	1	1		0,6	0,5
3	1	1			0,5
4	1	0,7		0,6	1
5	1	0,7	0,6		1
6	1	0,7	1		0,5
7	1	0,7		1	0,5



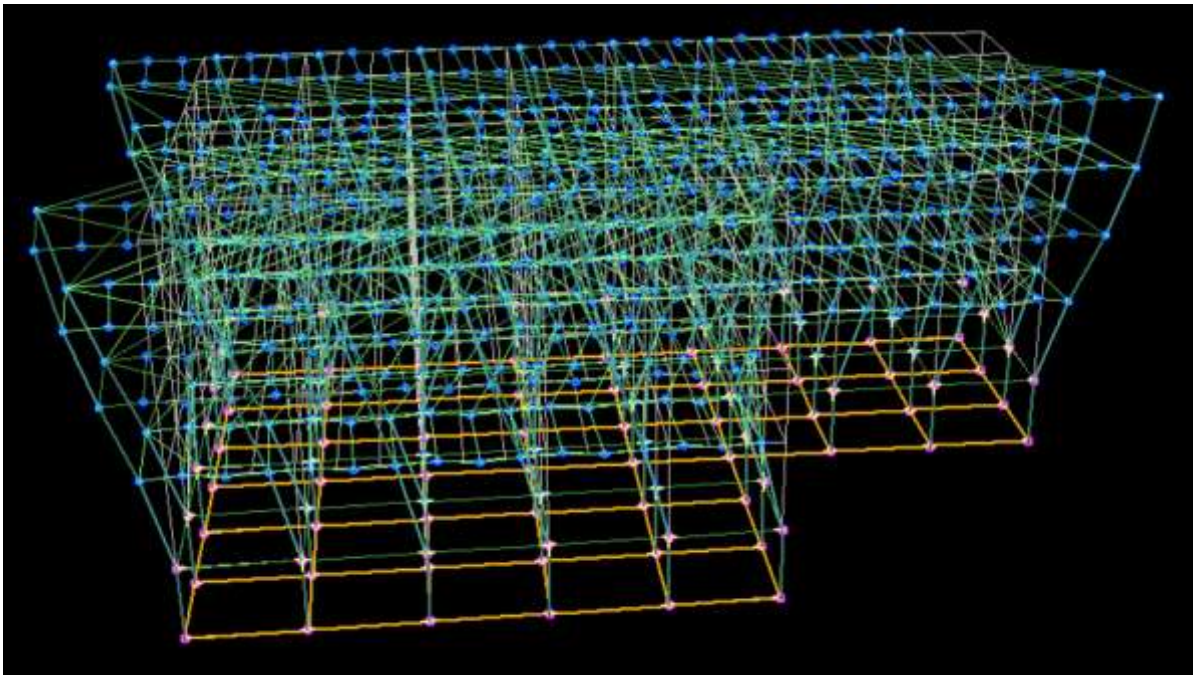
1^η Ιδιομορφή($T_1=1,285\text{sec}$)



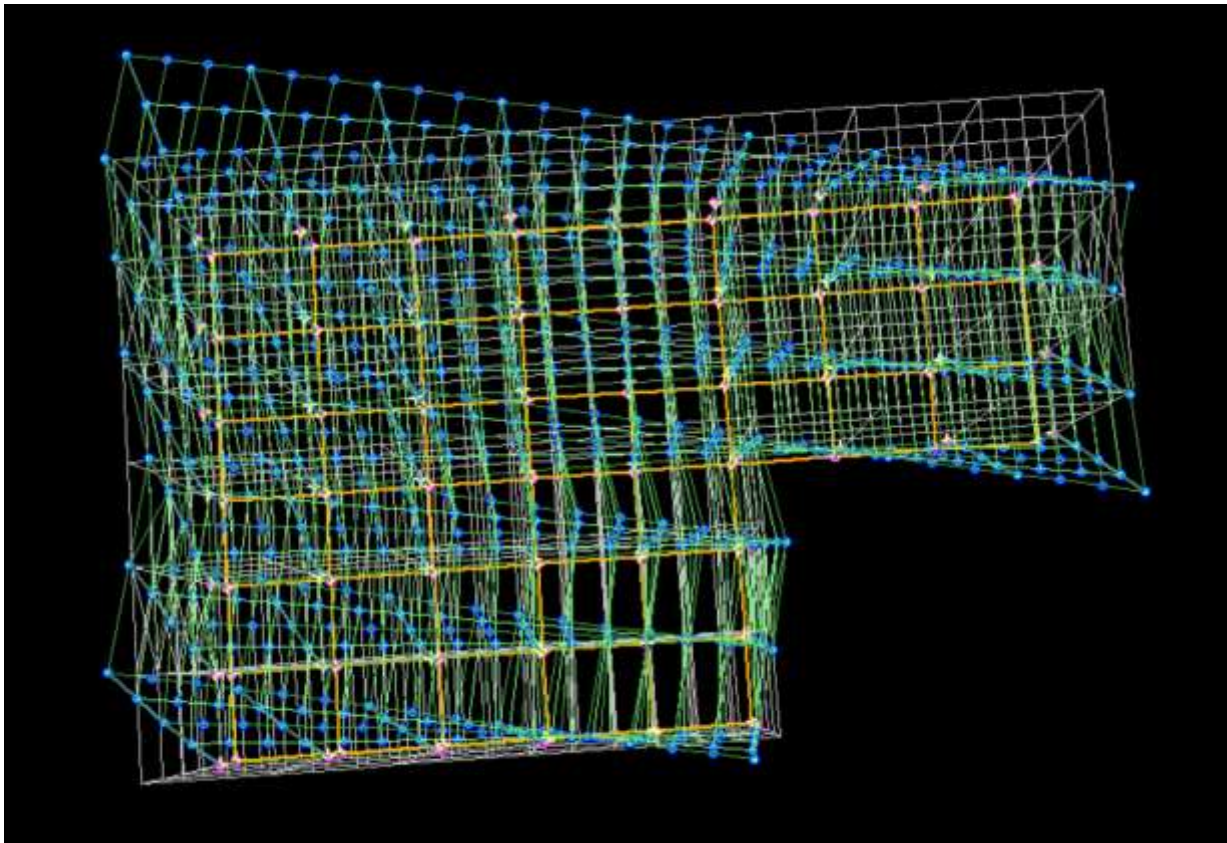
2^η Ιδιομορφή($T_2=1,156\text{sec}$)



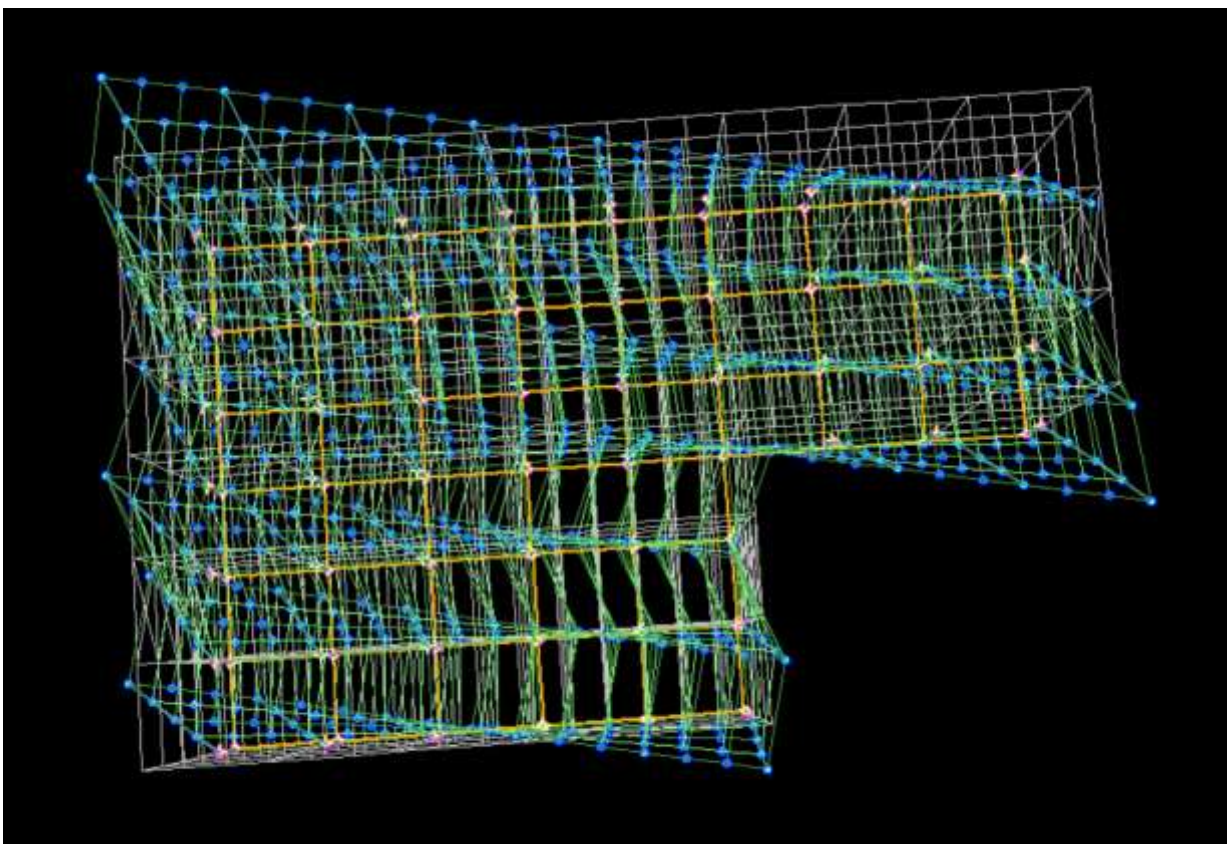
3^η Ιδιομορφή(T3=1,037sec)



4^η Ιδιομορφή(T4=0,906sec)



5^η Ιδιομορφή($T_5=0,806\text{sec}$)



6^η Ιδιομορφή($T_6=0,796\text{sec}$)

3 Σχεδιασμός Μελών από Χάλυβα

3.1 Γενικά- Σχεδιασμός και έλεγχοι

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, η λογική με την οποία επιλέχθηκαν τα μέλη που χρησιμοποιήθηκαν καθώς και ο έλεγχος αυτών των μελών μέσω των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3 (Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών) και του Ευρωκώδικα 8 (Σχεδιασμός Αντισεισμικών Κατασκευών) ώστε να αποδειχθεί η καταλληλότητά τους και η ορθότητα της επιλογής τους (EN1993-1-1:2005 [8] και EN1998-1:2004 [11]).

Θα παρουσιαστεί λοιπόν ο σχεδιασμός για τα Υποστυλώματα, τις Κύριες Δοκούς, τις σύμμικτες διαδοκίδες αλλά και τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας της Κατασκευής με επαρκή αιτιολόγηση για την επιλογή του τύπου διατομής που χρησιμοποιήθηκε.

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

3.2 Έλεγχος Σεισμού κατά τη Διεύθυνση Y

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

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

Πίνακας 3.1 Στοιχεία Ανάλυσης για Σεισμό κατά Y
Σεισμός στη Διεύθυνση Y

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.001	1.0000	0.03	0.00
2	5.00	0.144	1.1675	3.63	3.50
3	9.00	0.157	1.1860	7.39	6.71
4	13.00	0.133	1.1535	10.43	9.87
5	17.00	0.095	1.0000	12.40	13.18

Για το συντελεστή θ ισχύει: $\theta = (P_{tot} * dr) / (V_{tot} * h)$

όπου: $P_{tot} \Rightarrow$ Συνολικό Φορτίο Βαρύτητας Ορόφου

$dr \Rightarrow$ Τιμή Σχεδιασμού Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου $V_{tot} \Rightarrow$ Συνολική Τέμνουσα Ορόφου

$h \Rightarrow$ Ύψος Ορόφου

Επειδή ο Συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0.1, έγιναν οι πολλαπλασιασμοί των αποτελεσμάτων κάθε σεισμικής δράσης με τους αντίστοιχους προσαυξητικούς συντελεστές $1/(1-\theta)$, ο μέγιστος των οποίων είναι 1,19. EC8 -4.4.2.2(3)

Έλεγχος Μετακινήσεων

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

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

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

Έλεγχος περιορισμού βλαβών(κατά X και Y): $0.5*3.76= 1.88\text{cm} < 0.005*400= 2\text{cm}$

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

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

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

Το πραγματικό μήκος για όλα τα διαγώνια μέλη εκτός του Ισογείου είναι $L=6.40\text{m}$ άρα το μήκος που θα χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς είναι: $L_{cr}=0.5*L=0.5*6.40=3.20\text{m}$, ενώ για το Ισόγειο $L=7.07\text{m}$ και $L_{cr}=0.5*L=0.5*7.07=3.54\text{m}$.

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

Ανηγμένη λυγηρότητα: $\lambda=L_{cr}/(i*\lambda_1)$ (3.1)

όρια για την περίπτωση που εξετάζεται:

$1,3 \leq \lambda \leq 2,0 \Rightarrow 1,3 \leq 320/(76.41 * i) \leq 2,0 \Rightarrow 1,3*76.41/320 \leq 1/i \leq 2,0*76.41/320 \Rightarrow$
 $\Rightarrow 0.31 \leq 1/i \leq 0.48 \Rightarrow 2.09 \leq i \leq 3.22$

Ενώ για το Ισόγειο $2.32 \leq i \leq 3.57$

Άρα οι διατομές που θα επιλεγούν θα πρέπει να ανταποκρίνονται στα όρια που ορίζονται από την παραπάνω ανίσωση.

Η Αξονική Αντοχή τους σε εφελκυσμό δίνεται από τη σχέση

$N_{pl,Rd}=A*f_{yd}/\gamma_{M0}$ με $\gamma_{M0}=1$ (3.2)

(οι σχέσεις αυτές προέρχονται από το πρότυπο EN1993-1-1 [8])

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

Ελέγχονται λοιπόν οι διαγώνιοι του κάθε ορόφου:

Οροφος 1 (Ισόγειο)

Πίνακας 3.2 Έλεγχος Διαγωνίων για τον όροφο 1

Όροφος 1	CHS_88.9X6	A=	15.63	cm ²	
	CHS 88.9X6.3		16.35		
L=	7.07	m	L _{cr} =0.5*L=	3.54	m
S355	ε =	0.81	λ ₁ =	76.40	
ι =	2.94	cm	λ=	1.58	1.3<λ<2.0
	2.93			1.58	
max					
N _{Ed} =	433.49	kN			
N _{pl,Rd} =	554.87	kN	Ω _{max} =	128.00	%
min					
N _{Ed} =	528.58	kN			
N _{pl,Rd} =	580.43	kN	Ω _{min} =	109.81	%

(Δεδομένα από EXCEL υπολογισμών)

Οροφος 2

Πίνακας 3.3 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 2

Όροφος 2	CHS 88.9X6	A=	15.63	cm ²	
	CHS 88.9X6.3		16.35		
L=	6.4	m	L _{cr} =0.5*L=	3.2	m
S355	ε =	0.81	λ ₁ =	76.40	
ι =	2.94	cm	λ=	1.58	1.3<λ<2.0
	2.93			1.58	
max					
N _{Ed} =	435.98	kN			
N _{pl,Rd} =	554.87	kN	Ω _{max} =	126.40	%
min					
N _{Ed} =	528.58	kN			
N _{pl,Rd} =	580.43	kN	Ω _{min} =	109.81	%

Όροφος 3

Πίνακας 3.4 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 3

Όροφος 3	CHS 88.9X 5 CHS 88.9X4	A=	13.18 10.67	cm ²	
L=	6.4	m	$L_{cr}=0.5*L=$	3.2	m
S355	$\epsilon =$	0.81	$\lambda_1=$	76.40	
$\iota =$	2.97 3.00	cm	$\lambda=1.41$ $\lambda=1.40$		$1.3<\lambda<2.0$
max					
$N_{Ed}=$	313.78	kN			
$N_{pl,Rd}=$	378.79	kN	$\Omega_{max}=$	120.72	%
min					
$N_{Ed}=$	397.16	kN			
$N_{pl,Rd}=$	467.89	kN	$\Omega_{min}=$	117.81	%

Όροφος 4

Πίνακας 3.5 Έλεγχος Διαγωνίου για τον όροφο 4

Όροφος 4	CHS 76.1X3.2	A=	7.33	cm ²	
L=	6.4	m	$L_{cr}=0.5*L=$	3.2	m
S355	$\epsilon =$	0.81	$\lambda_1=$	76.40	
$\iota =$	2.58	cm	$\lambda=$	1.62	$1.3<\lambda<2.0$
max					
$N_{Ed}=$	190.33	kN			
$N_{pl,Rd}=$	260.22	kN	$\Omega_{max}=$	136.72	%
min					
$N_{Ed}=$	222.24	kN			
$N_{pl,Rd}=$	260.22	kN	$\Omega_{min}=$	117.09	%

Συνολικές Μέγιστες και Ελάχιστες Υπεραντοχές στις Διαγωνίους

$$\Omega_{\max} = 136.72 \%$$

$$\Omega_{\min} = 109.81 \%$$

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} = 0.245$$

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του φορέα πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25% πράγμα που στη περίπτωση αυτή επιτυγχάνεται αφού ισχύει: $(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} = 24.5\% < 25\%$.

Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Οι παρακάτω έλεγχοι βασίζονται στις σχέσεις του Ευρωκώδικα 3 και συγκεκριμένα του EN1993-1-1. Για έλεγχο της αντοχής μεταλλικών μελών υπό κάμψη και θλίψη (EN1993-1-1 παρ.6.3.3) [8].

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

$$G + 0.3*Q + 1.1*\gamma_{ov}*\Omega_{\min}*E_y + 0.3*E_x \text{ όπου: } \gamma_{ov}=1.25 \text{ άρα}$$

$$1.1*1.25*1.10 = 1.51$$

Με αντίστοιχο τρόπο υπολογίζονται όλα τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος.

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

Η νοοτροπία του σχεδιασμού με τη χρήση των ικανοτικών ελέγχων σε ότι αφορά την περίπτωση του αντισεισμικού σχεδιασμού που εφαρμόζεται κατά τη διεύθυνση Y, δηλαδή παραλαβή του σεισμού από τους διαγώνιους συνδέσμους, έχει να κάνει με το γεγονός ότι πρέπει να εξασφαλιστεί ότι τα υποστυλώματα (κυρίως) αλλά και οποιαδήποτε άλλα μέλη δεν θα αστοχήσουν πριν φτάσουν οι

διαγώνιοι σύνδεσμοι στο ανώτατο όριο της αντοχής τους. Με άλλα λόγια εξασφαλίζεται ότι αν ο σεισμός καταφέρει να φτάσει στα όριά τους κάποιους από τους συνδέσμους δυσκαμψίας, την στιγμή που ο δυσμενέστερος σύνδεσμος θα φτάσει την μέγιστη αντοχή του κανένα από τα υπόλοιπα μέλη (υποστυλώματα) δεν θα έχει αστοχήσει. Βεβαιώνεται λοιπόν με τον τρόπο αυτό ότι για τον σεισμό αυτό κρίσιμα μέλη θα είναι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που σχεδιάστηκαν.

Έλεγχος δυσμενέστερου υποστυλώματος

Τα εντατικά μεγέθη είναι:

$$N_{Ed} = 1347.88 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 47.75 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 88.11 \text{ kNm}$$

Πίνακας 3.6 Ιδιότητες διατομής

HEB 400		L=	500	cm					
h=	40.0	cm	Iy=	57680	cm ⁴	Wply=	3232	cm ³	
b=	30.0	cm	Wy=	2884	cm ³	Wplz=	1104	cm ³	
tw=	1,35	cm	iy=	17.08	cm	It=	355.7	cm ⁴	
tf=	2,4	cm	Iz=	10820	cm ⁴	Iw=	3817000	cm ⁶	
r=	2.7	cm	Wz=	721.3	cm ³				
A=	197.8	cm ²	iz=	7.4	cm				

Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η πλατύπελμη διατομή HEB400 είναι κατηγορίας 1 και επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

Έλεγχος Τέμνουσας

$$A_{vz} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \quad (3.4)$$

$$\Rightarrow A_{vz} = 69.98 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \quad (3.5)$$

$$\Rightarrow V_{pl,Rd} = 1434.27 \text{ kN} \gg 47.75 \text{ kN}$$

Επιλογή καμπύλων λυγισμού (EN1993-1-1, Πιν. 6.2) [8]
 - $h/b=1.33 > 1.2$ κατά $y-y \Rightarrow$ καμπύλη λυγισμού a
 - $t_f=40\text{mm} \leq 40\text{mm}$ κατά $z-z \Rightarrow$ καμπύλη λυγισμού b

Λυγισμός κατά τον άξονα $y-y$:

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό του άξονα (τοπικός y) λαμβάνει χώρα στη διεύθυνση του πλαισίου ροπής (καθολικός άξονας x). Τα πλαίσια ροπής είναι μεταθετά. Ενώ συνδέεται με δοκό IPE360 στη μία πλευρά του.

Συντελεστής βάσης (πάκτωση): $\eta_2 = 0$

Ροπή αδράνειας δοκού IPE360: $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

$$\eta_1 = (K_c + K_1) / (K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}) \quad \text{όπου: } K_i = I_i / L_i$$

$$K_c = K_1 = 115.36$$

$$K_{11} = 27.12$$

$$K_{12} = 0$$

$$\eta_1 = 2 * 115.36 / (2 * 115.36 + 27.12) = 0.89$$

Από διάγραμμα για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα: $k=1.69$

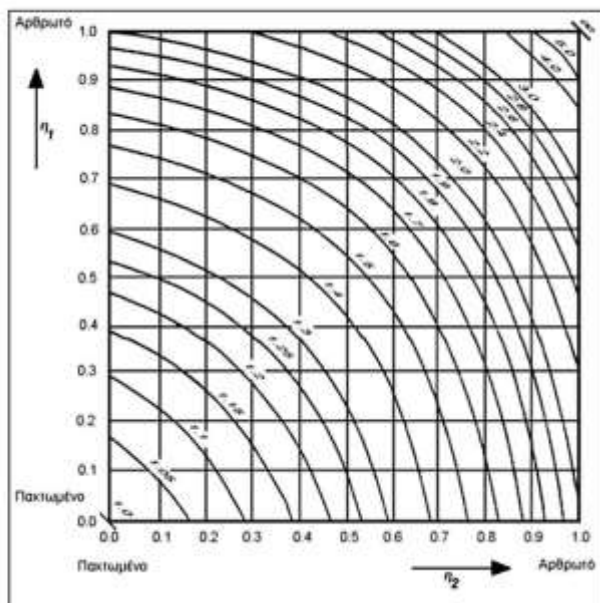
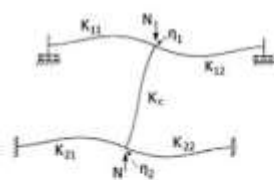
Σχήμα 3.1 Πίνακας για λόγο μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα [4]

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

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}}$$

όπου $K_i = I_i / L_i$



Άρα προκύπτει: $L_{cr,y} = k * L = 1.69 * 500 = 845 \text{ cm}$

Από τη σχέση (3.1) για την ανηγμένη λυγηρότητα που χρησιμοποιήθηκε και σε προηγούμενους υπολογισμούς:

$$\lambda_y = 845 / (17.08 * 76.41) = 0.65$$

Για καμπύλη λυγισμού a $\Rightarrow \alpha = 0.21$

$$\text{άρα } \Phi_y = 0.5 * [1 + \alpha * (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.76$$

(3.6)

και προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού:

$$X_y = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{1/2}) = 0.87$$

(3.7)

Λυγισμός κατά τον άξονα $z-z$:

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ασθενή του άξονα (τοπικός z) λαμβάνει χώρα εκτός του

επιπέδου του πλαισίου ροπής (καθολικός άξονας y), λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας: $L_{cr,z} = 500 \text{ cm}$

Από τη σχέση (3.1): $\lambda_z = 500 / (7.4 * 76.41) = 0.88$

Για καμπύλη λυγισμού $b \Rightarrow \alpha = 0.34$

άρα από σχέση (3.6) $\Rightarrow \Phi_z = 1.00$ και προκύπτει συντελεστής λυγισμού:

από (6.8) $\Rightarrow X_z = 0.68 < X_y$ (δυσμενέστερος άρα πιο κρίσιμος)

Άρα ο τελικός συντελεστής λυγισμού είναι: $X = 0.68$

Μειωτικός συντελεστής λόγω Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού:

Το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών $\psi = -0,75 \Rightarrow C_1 = 2.927$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0.366$ Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k = k_w = 1,0$. Ενώ προφανώς $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$ και $G = 8100 \text{ kN/cm}^2$.

Κρίσιμη Ελαστική Ροπή

$$M_{cr} = C_1 * (\pi^2 * E * I_z / (k * L)^2) * [(k/k_w)^2 * (I_w / I_z) + (k * L)^2 * G * I_t / (\pi^2 * E * I_z)]^{1/2} \quad (3.8)$$

Από σχέση τη (3.8) $\Rightarrow M_{cr} = 327632 \text{ kNcm} = 3276.32 \text{ kNm}$

$$\lambda_{LT} = (W_y * f_y / M_{cr})^{1/2} \quad (3.9)$$

άρα από (3.9) $\Rightarrow \lambda_{LT} = 0.559$

Από πίνακα επιλογής καμπύλης λυγισμού (EN1993-1-1 Πίν.6.4):

Ελατή διατομή με $h/b = 1.33 < 2 \Rightarrow$ Καμπύλη Λυγισμού $a \Rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\Phi_{LT} = 0.5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.694$$

$$\text{Άρα } X_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{1/2}) = 0.905$$

$$M_{pl,Rd} = X_{LT} * W_{ply} * f_y / \gamma_{M1} \quad (3.10)$$

και προκύπτει: $M_{pl,Rd} = 0.905 * 3232 * 35.5 / 1.0 = 1038.36 \text{ kNm} > 88.11 \text{ kNm}$

Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη:

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

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

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) \leq 1.0 \quad (3.11)$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}) \leq 1.0 \quad (3.12)$$

$$k_{yy} = C_{my} * [1 + (\lambda_y - 0.2) * N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1})] \leq C_{my} * [1 + 0.8 * N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1})] \quad (3.13)$$

Για μεταθετά μέλη λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$.

Από σχέση (3.13) $\Rightarrow k_{yy} = 0.99 \leq 1.06$

Από σχέση (3.2) \Rightarrow

$$N_{pl,Rd} = 35.5 * 197.8 = 7021.9 \text{ KN και } \gamma_{M1} = 1.0$$

$$\text{Από (3.11)} \Rightarrow 1347.88 / (0.87 * 7021.9) + 0.99 * (88.11 / 926.56) = \mathbf{0.32} < 1$$

$$\text{και από (3.12)} \Rightarrow 1347.88 / (0.68 * 7021.9) = \mathbf{0.28} < 1$$

3.3 Έλεγχος Σεισμού κατά τη Διεύθυνση X

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

Ικανοτικοί Έλεγχοι

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

- α) οι δοκοί όταν φτάσουν την πλαστική τους αντοχή στα άκρα τους δεν θα έχουν αστοχήσει σε τέμνουσα (και γι' αυτό εξετάζονται τα άκρα της δοκού γιατί εκεί εμφανίζονται οι μεγαλύτερες τιμές τέμνουσας), άρα κρίσιμη θα είναι η αστοχία λόγω ροπής η οποία μάλιστα έχει πλαστική συμπεριφορά.
- β) στους κόμβους η αντοχή των υποστυλωμάτων θα είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντοχή των δοκών ώστε να εξασφαλίζεται ότι η πλαστική άρθρωση θα δημιουργηθεί στα άκρα των δοκών
- γ) και τα υποστυλώματα θα έχουν αρκετή αντοχή ώστε όταν θα φτάσουν οι δοκοί την αστοχία τους να μην έχουν αστοχήσει αλλά και κατά την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους όταν δηλαδή φτάσουν την καμπτική τους αντοχή να μην έχουν αστοχήσει σε τέμνουσα (ώστε και σε αυτή την περίπτωση να είναι κρίσιμη η αντοχή σε κάμψη). [11]

Ικανοτικός Έλεγχος δοκών

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δοκό (IPE360) του ισογείου ορόφου του πλαισίου, που είναι η δυσμενέστερη περίπτωση αλλά και αυτή που παράγει και την ελάχιστη υπεραντοχή. Και σε αυτή την περίπτωση θεωρείται ότι οι έλεγχοι διατομής ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι.

Πίνακας 3.7 Ιδιότητες Διατομής

IPE 360		L=	600	cm				
h=	36	cm	I _y =	16270	cm ⁴	W _{ply} =	1019	cm ³
b=	17	cm	W _y =	903.6	cm ³	W _{plz} =	191.1	cm ³
tw=	0.8	cm	i _y =	14.95	cm	I _t =	37.32	cm ⁴
tf=	1.27	cm	I _z =	1043	cm ⁴	I _w =	313600	cm ⁶
r=	1.8	cm	W _z =	122.8	cm ³			
A=	72.73	cm ²	i _z =	3.79	cm			

Για να μπορέσει η δοκός στο σημείο όπου θα δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 (σύμφωνα με τους πίνακες EN1993-1-1 Παρ.5.5 Πιν.5.2α και 5.2β) [8]. Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η διατομή IPE360 είναι κατηγορίας 1.

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

Υπολογισμός της μέγιστης ροπής έντασης στη δοκό(αποτελέσματα προγράμματος):

$$M_{Ed}=M_g +0.3*M_q + M_{Ex} = 72.91 + 0.3*72.35 + 170.91 = 265.93kNm$$

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

$W_{pl} = 1019cm^3$ για την πρότυπη διατομή IPE360

$$M_{plRd} = \frac{1019 \cdot 35.5}{1.0} = 361.75kNm$$

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

$$(M_{pl}-M_g-0.3*M_q)/M_{Ex} = (361.75-72.91-0.3*72.35)/170.91=1.56$$

Άρα ο σεισμός κατά X πρέπει να πολλαπλασιαστεί κατά 1.56 φορές για να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στη δοκό.

Υπεραντοχή : $\Omega = M_{pl,Rd}/M_{Ed} = 361.75/170.91 = 2.12$

Αντοχή σε διάτμηση

$A_{vz} = 35.14cm^2$ για την πρότυπη διατομή IPE360

$$V_{plRd} = \frac{35.14 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 720.25kN$$

Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις των ικανοτικών ελέγχων πρέπει τα σεισμικά μεγέθη που δρουν στα υποστυλώματα να αυξηθούν πολλαπλασιάζοντάς τα με τον συντελεστή: $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$
 Άρα Συντελεστής Προσαύξησης Σεισμικών Μεγεθών: $1.1 \cdot 1.25 \cdot 2.12 = 2.91$

Ικανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας

$$V_{Ed,G} = 82.19 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,A} + M_{pl,B}) / L \quad (3.14)$$

$$(3.14) \Rightarrow 2 \cdot 361.75 / 6.0 = 120.58 \text{ kN}$$

Μέσω των σχέσεων που περιγράφηκαν και στην προηγούμενη ενότητα υπολογίζεται η αντοχή σε τέμνουσα:

$$A_{vz} = 35.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Άρα } V_{pl,Rd} = 720.25 \text{ kN} > 82.19 \text{ kN} + 120.58 \text{ kN} = 202.77 \text{ kN}$$

$$(0.5 \cdot 720.25 = 360.13 \text{ kN} > 202.77 \text{ kN} \quad \text{άρα δεν επηρεάζεται η αντοχή σε κάμψη της δοκού})$$

Ικανοτικός Έλεγχος κόμβων:

$$\text{Για όλους τους κόμβους πρέπει να ισχύει : } MRc \geq 1.3 \cdot MRb \quad (3.15)$$

Ισχύει:

$$M_{pl,HEB400} = 3232 \cdot 35.5 / 100 = 1147.36 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,IPE360} = 1019 \cdot 35.5 / 100 = 361.75 \text{ kNm}$$

$$\text{όπου: } M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y / 1.0$$

$$\text{όπου: } MRc - \text{Αντοχή Ροπής Υποστυλωμάτων } MRb - \text{Αντοχή Ροπής Δοκών}$$

Έλεγχος:

$$- 2 \cdot 1147.36 = 2294.72 \text{ kNm} > 1.3 \cdot 361.75 = 470.28 \text{ kNm}$$

$$- 2 \cdot 1147.36 = 2294.72 \text{ kNm} > 1.3 \cdot 2 \cdot 361.75 = 940.55 \text{ kNm}$$

3.4 Έλεγχος Δευτερευουσών Δοκών

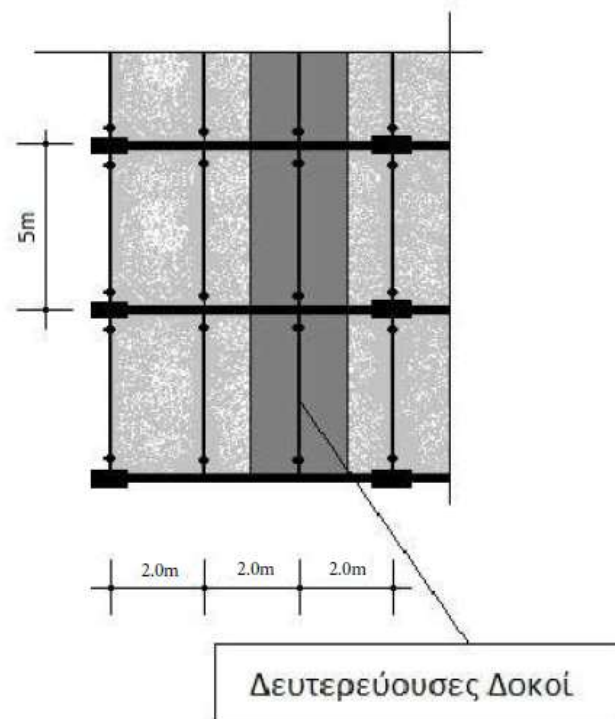
Πίνακας 3.8 Ιδιότητες Διατομής

IPE 270		L=	500	cm				
h=	27	cm	I _y =	5790	cm ⁴	W _{ply} =	484	cm ³
b=	13.5	cm	W _y =	428.9	cm ³	W _{plz} =	96.95	cm ³
tw=	0.66	cm	I _y =	11.23	cm	I _t =	15.94	cm ⁴
tf=	1.02	cm	I _z =	419.9	cm ⁴	I _w =	70580	cm ⁶
r=	1.5	cm	W _z =	62.2	cm ³			
A=	45.95	cm ²	I _z =	3.02	cm			

Από πίνακες πρότυπων διατομών η διατομή IPE270 είναι κατηγορίας 2

Φορτία και Δράσεις στις Δευτερεύουσες Δοκούς

Σχήμα 3.2 Επιφάνεια επιρροής για την δευτερεύουσα δοκό



Υπενθύμιση στοιχείων πλάκας:

ποιότητα σκυροδέματος => C20/25 άρα $f_{cd}=0.85*20/1.5=11.33$ MPa

πάχος πλάκας => $h_c+h_p/2=7.7+7.3/2=11.35$ cm

-Ιδιο Βάρος Πλάκας:

$$G_{\text{πλάκας}}=2.0\text{m}*0.1135\text{m}*25\text{kN/m}^3=5.675\text{kN/m}$$

-Ιδιο Βάρος Σιδηροδοκού:

$$G_{\text{σιδηροδοκού}}=0.361\text{ kN/m}$$

-Πρόσθετα Βάρη:

$$G'=2.0*1\text{kN/m}^2=2.0\text{kN/m}$$

-Κινητά Φορτία:

$$Q=2.0*5\text{kN/m}^2=10\text{kN/m}$$

άρα $G=8.036\text{kN/m}$ και $Q=10\text{kN/m}$

Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

$$1.35*G+1.50*Q=1.35*8.04+1.50*10=25.85\text{kN/m}$$

Αμφιέρειστο Σύστημα

$$M_{ed}=qL^2/8=25.85*5^2/8=80.78\text{kNm}$$

(3.16)

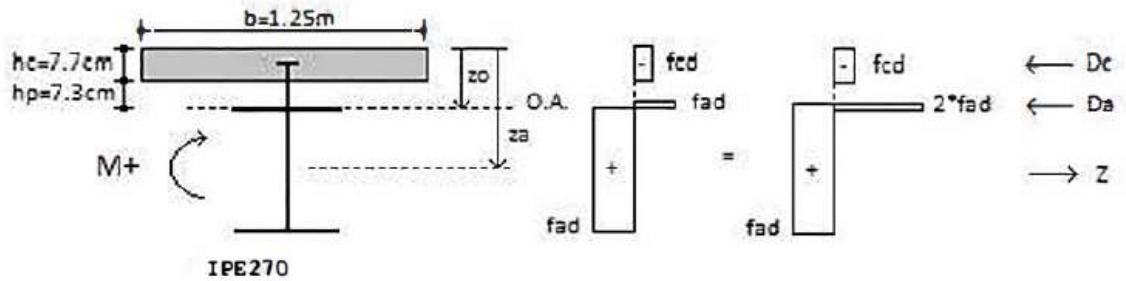
$$V_{ed}=q*L/2=25.85*5/2=64.63\text{kN}$$

(3.17)

Οριακή κατάσταση αστοχίας

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

Σχήμα 3.3 Σύμμικτη Διατομή Ουδέτερος Άξονας στο άνω πέλμα της Σιδηροδοκού



Πλάτος επιρροής πλάκας για τον υπολογισμό της σύμμικτης:

$$b_{\text{eff}} = b_o + \Sigma b_{ei}$$

(3.18)

όπου $b_{ei} = L_e / 8 \leq b_i$ και $b_o=0$ και $L_e=5\text{m}$ άρα $b_i=2.0/2=1.0\text{m}$

$$b_{\text{eff}}=2*5\text{m}/8=2*0.625\text{m}=1.25\text{m} (< 2*1.0=2.0\text{m})$$

προκύπτει: $z_o=15.56\text{cm}$, $15\text{cm} < z_o < 16.02\text{cm}$ άρα επαληθεύεται ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο άνω πέλμα της Σιδηροδοκού.

$$D_c=1090.83\text{kN}$$

$$D_a=270.20\text{kN}$$

$$Z=1361.03\text{kN}$$

$$M_{pl,Rd}=324.27\text{kNm} \text{ άρα } n = 80.78 / 324.27 \Rightarrow n = 0.25$$

Η σύνδεση της σιδηροδοκού με την πλάκα εξασφαλίζει πλευρικά τη δοκό άρα δεν υπάρχει θέμα πλευρικού λυγισμού.

άρα η διατομή ανταποκρίνεται στον έλεγχο κάμψης

Επίσης ισχύει:

$$V_{pl,Rd}=453.78\text{kN} \text{ άρα } n = 64.63 / 453.78 \Rightarrow n=0.14$$

Έλεγχος στη Φάση Κατασκευής Φορτίσεις:

Ίδια Βάρη Πλάκας και Σιδηροδοκού:

$$G_{\text{πλάκας}} + G_{\text{σιδηροδοκού}} = 5.675$$

$$+ 0.361 = 6.036 \text{ kN/m}$$

$$1.35 * 6.036 = 8.15 \text{ kN/m}$$

$$(3.16) \Rightarrow M_{Ed} = 8.15 * 25 / 8 = 25.47 \text{ kNm}$$

Λυγισμός

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

Πίνακας 3.9 Συντελεστής Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού

Συντελεστής Λυγισμού	
C1=	1.132
C2=	0.459
π^2 =	9.87
E=	21000 KN/cm ²
G=	8100 KN/cm ²
Mcr=	70.26 KNm
λ_{lt} =	1.47
α_{lt} =	0.21
Φ_{lt} =	1.71
χ_{lt} =	0.39

και M_{pl} σιδηροδοκού:

$$M_{pl,Rd} = X_{LT} * W_{ply} * f_{yd} \Rightarrow M_{pl,Rd} = 0.39 * 484 * 35.5 / 100 = 67.01 \text{ kNm} > 25.47 \text{ kNm} \quad n = 25.47 / 67.01$$

$$\Rightarrow \mathbf{n=0.38}$$

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

Διατμητική Σύνδεση

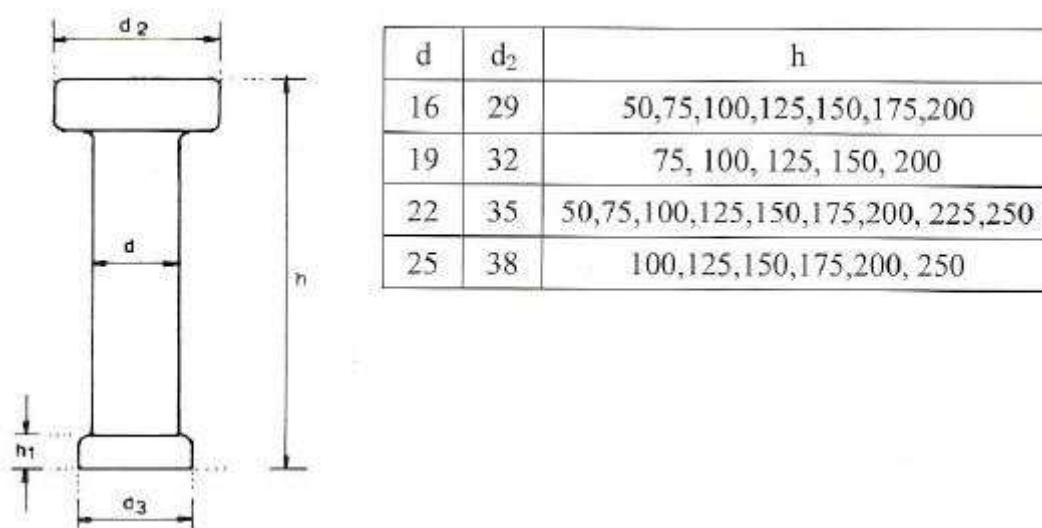
Προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας αποτελεί η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Αυτό γίνεται με μηχανικά μέσα, τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι (ήλοι). Αν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση, τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος. Η κατάσταση αυτή ονομάζεται πλήρης διατμητική σύνδεση. Αν όμως τοποθετούνται λιγότεροι από τους απαιτούμενους συνδέσμους, τότε εμφανίζεται σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια και η κατάσταση αυτή ονομάζεται μερική διατμητική σύνδεση.

Για δοκούς κατηγορίας 2, όπως στην περίπτωση μας, επιτρέπεται να εφαρμοστεί είτε η πλαστική είτε η ελαστική θεωρία για τον προσδιορισμό της διαμήκου διάτμησης. Στην περίπτωση των διαδοκίδων, επιλέχθηκε η ελαστική ανάλυση.

Διατμητικοί σύνδεσμοι:

Οι συνήθεις διάμετροι των διατμητικών ήλων είναι 16,19 και 22mm, η δε εφελκυστική αντοχή του υλικού τους είναι 450-500MPa. Η επιλεγόμενη διάμετρος των ήλων δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλούνται, δηλαδή του άνω πέλματος της σιδηροδοκού. Το ύψος επιλέγεται με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πλάκας σκυροδέματος και σύμφωνα με τη σύσταση του Σχήματος.

Πίνακας 3.10



Επιλέγουμε:

Διάμετρος ήλων: $d=19mm < 2.5 * t_f = 2.5 * 1.02 = 2.55$

Ύψος ήλων: $h = 125mm$

Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 500MPa$

Η οριακή αντοχή του ήλου προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή από τις εξής:

$$P_{Rd} = 0.8 * f_u * \left(\frac{\pi * d^2}{4} \right) / \gamma_v = 0.8 * 50 * \left(\frac{\pi * 1.9^2}{4} \right) / 1.25 = 90.68kN$$

$$P_{Rd} = 0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 1.9^2 * \sqrt{2.0 * 2900} / 1.25 = 63.78kN$$

Όπου:

d: διάμετρος κορμού του ήλου

f_u: ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500MPa

f_{ck} , E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος (C20/25)

$$\alpha = 1 \quad \text{για } 4 < \frac{h}{d}$$

h : ύψος του ήλου

$\gamma_n = 1.25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας.

Η αντοχή των διατμητικών ήλων που χρησιμοποιούνται σε σύμμικτες πλάκες δίνεται από την τιμή που υπολογίστηκε προηγουμένως (για συμπαγείς πλάκες), με εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή εξαρτώμενου από τη διεύθυνση των αυλακώσεων των μεταλλικών φύλλων σε σχέση με τη διεύθυνση της δοκού. Στην περίπτωση μας οι δύο διευθύνσεις (δοκού και νευρώσεων χαλυβδόφυλλου) είναι κάθετες, οπότε έχουμε:

$$k_t = (0.7/n_a^{0.5}) \times (b_o/h_p) \times (h/h_p - 1)$$

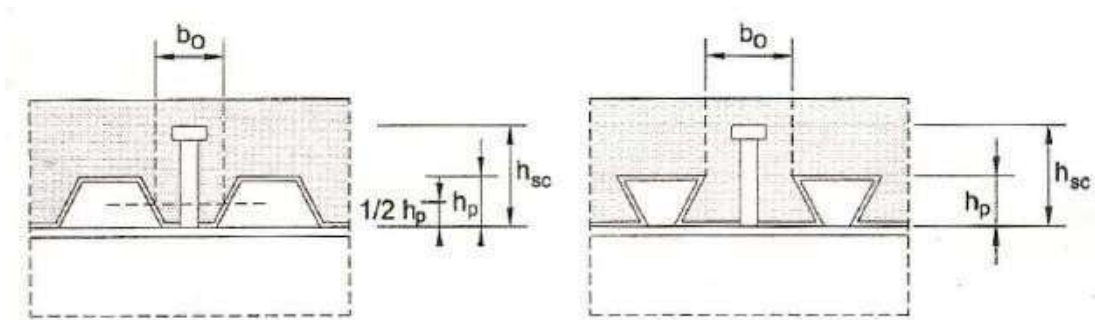
b_o είναι το μέσο πλάτος των αυλακώσεων των χαλυβδόφυλλων τουλάχιστον ίσο με 50mm

$$b_o = (95.50 + 50.00)/2 = 72.75 \text{mm} > 50.00 \text{mm} \quad \text{OK}$$

$$h_p = 73 \text{mm}$$

n_a : ο αριθμός των ήλων σε κάθε αυλάκωση, επιλέχθηκε 1 ήλος/ αυλάκωση.

h : συνολικό πάχος της πλάκας (150mm).



Εικόνα 3.3

$$\text{Επομένως } k_t = (0.7/1^{0.5}) \times (72.75/73) \times (150/73 - 1) = 0.74$$

Τελικά η αντοχή του κάθε ήλου είναι ίση με $P_{Rd} = 0.74 * 63.78 = 47.20 \text{kN}$

Διαμήκης Διάτμηση

Με την υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς, αναπτύσσεται σύμφωνα με την θεωρία της ελαστικότητας διατμητική ροή μεγέθους:

$$V_I = V_{Ed} \times S / I_e$$

Όπου:

V_I : διατμητική ροή (δύναμη ανά μονάδα μήκους).

V_{Ed} : δρώσα τέμνουσα δύναμη.

S : στατική ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής.

I_e : ροπή αδρανείας τη ισοδύναμης διατομής.

$$E_{cm} = 29000/2 = 14500 \text{ MPa}$$

Πάχος Σκυροδέματος: $d = 77 \text{ mm}$

Πάχος Πλάκας: $h = 150 \text{ mm}$

$$L = 5.00 \text{ m}, \text{ beff} = 1.25 \text{ m}$$

$$A_c = d \cdot \text{beff} = 7.7 \cdot 125 = 962.5 \text{ cm}^2, z_c = 7.7/2 = 3.85 \text{ cm}$$

$$I_{c,0} = 125 \cdot 7.7^3 / 12 = 4755.55 \text{ cm}^4$$

$$A_s = (125/15) \cdot (\pi \cdot 0.8^2 / 4) = 4.19 \text{ cm}^2, z_s = c = 3.0 \text{ cm}$$

$$A_a = 45.95 \text{ cm}^2, z_a = 15 + 27/2 = 28.5 \text{ cm}, I_{a,y} = 5790.00 \text{ cm}^4$$

$$\eta = E_a / E_c = 210 / 14.5 = 14.48$$

$$\text{Εμβαδόν Διατομής: } A_e = A_a + A_s + (A_c / \eta) = 45.95 + 4.19 + (962.5 / 14.48) = 116.61 \text{ cm}^2$$

Κέντρο Βάρους διατομής:

$$z_e = (A_a \cdot z_a + A_c \cdot z_c + A_s \cdot z_s) / A_e = 13.53 \text{ cm}$$

$$I_e = I_{a,y} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + I_{c,0} / \eta + A_c / \eta \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 23070.39 \text{ cm}^4$$

($I_{a,y}$, $I_{c,0}$ είναι οι ροπές αδρανείας της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους τους)

Ο υπολογισμός της στατικής ροπής αδρανείας γίνεται ως εξής:

$$S = (A_c / \eta) \cdot (z_a - z_c) = (962.5 / 13.53) \cdot (15 - 3.85) = 793.19 \text{ cm}^3$$

Με δεδομένα τα υπόλοιπα μεγέθη:

$$V_{Ed} = 64.63 \text{ kN}$$

$$I_e = 23438.03 \text{ cm}^4$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

$$V_1 = (64.63 \cdot 793.19) / 23070.39 = 2.22 \text{ kN/cm}$$

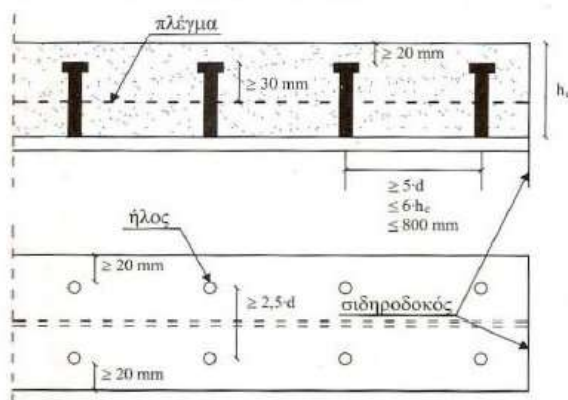
$$\text{Ή για τη μισή δοκό: } V_{1,Ed} = V_1 \cdot (L/2) = 2.22 \cdot (500/2) = 555 \text{ kN}$$

Συνεπώς, για τη μισή δοκό απαιτείται αριθμός ήλων που ισούται με: $n_{\text{ήλων}} = V_{1,Ed} / P_{Rd} = 555 / 47.20 = 11.76 \rightarrow 13$ ήλοι. Εάν τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις: $e_L = (L/2) / n_{\text{ήλων}} = (500/2) / 13 = 19.23 \text{ cm}$. Η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου είναι 18.75cm, επομένως ένας ήλος ανά νευρώση επαρκεί για την διατμητική σύνδεση.

Ο έλεγχος ως προς την διάταξη των ήλων για την διατμητική σύνδεση, γίνεται με την χρήση του παρακάτω Πίνακα:

Πίνακας 3.11

	min e_L	max e_L	min e_T	min c (όπου απαιτείται για ανθεκτικότητα)	min $h_{sc} - h_p$	min b_D	min h_1
Ολοσωμες πλάκες		$\leq 6 \cdot h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$	2,5d	20 mm	—	—	30 mm
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο \perp σιδηροδοκό)	5d	$\leq 6 \cdot (h_c + h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$	4d	ότι ισχύει για οπλισμό μείον 5 mm	2d	50 mm	



$$\min(e_L) = 5d = 5 \cdot 1.9 = 9.5 \text{ cm} < 18.75 \text{ cm}$$

$$\max(e_L) = \min\{(6 \cdot (h_c + h_p)), (80)\} = \min\{(6 \cdot (15)), (80)\} = \min\{(90), (80)\} = 80 \text{ cm} > 18.75 \text{ cm}$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Πέραν των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία ασχολείται με την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις (μετακινήσεις και στροφές) της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι έλεγχοι γίνονται με τους συνδυασμούς φορτίων όπως προσδιορίστηκε στην Ενότητα 2.3.2, με βάση ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων καθορίζονται στο Εθνικό προσάρτημα του EN1993-1-1.

Πίνακας 3.10: Όρια κατακόρυφων βελών

Φορέας	δ_{\max}	δ_2
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Για τους ελέγχους όλων των κατακόρυφων παραμορφώσεων το όριο που λαμβάνεται υπόψη είναι $\delta_{\text{επ}} = L/250$.

Διαδοκίδα

Η διαδοκίδα λειτουργεί όπως έχει αναφερθεί ως μία αμφιέριστη καμπτόμενη δοκός. Εφόσον το στατικό της μοντέλο είναι αμφιαρθρωτό το κατακόρυφο βέλος κάμψης είναι γνωστό και δίνεται από τη σχέση (3.19).

Για το συνδυασμό σχεδιασμού $q_{\text{ser}} = 1.0G + 1.0Q$ προκύπτει για την διαδοκίδα φορτίο λειτουργίας $q_{\text{ser}} = 18.04 \text{ kN/m}$.

$$\text{Βέλος κάμψης: } \delta_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} \quad (3.19)$$

Πίνακας 3.11: Έλεγχος κατακόρυφων παραμορφώσεων

ΜΕΛΟΣ	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ δ_{max}	$\delta_{επ}$	ΕΛΕΓΧΟΣ
Κύρια δοκός	9.2mm	24mm	ικανοποιείται
Διαδοκίδα	13mm	20mm	ικανοποιείται

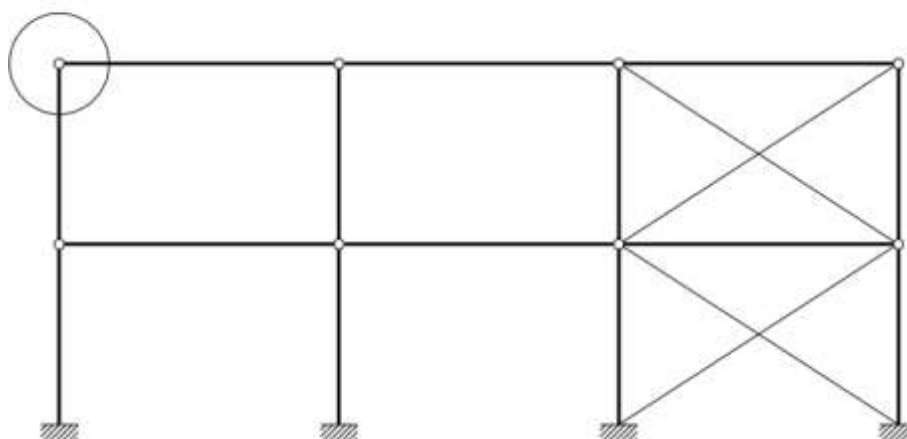
4 Συνδέσεις

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη, ενώ ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε απλές συνδέσεις και συνδέσεις ροπής.

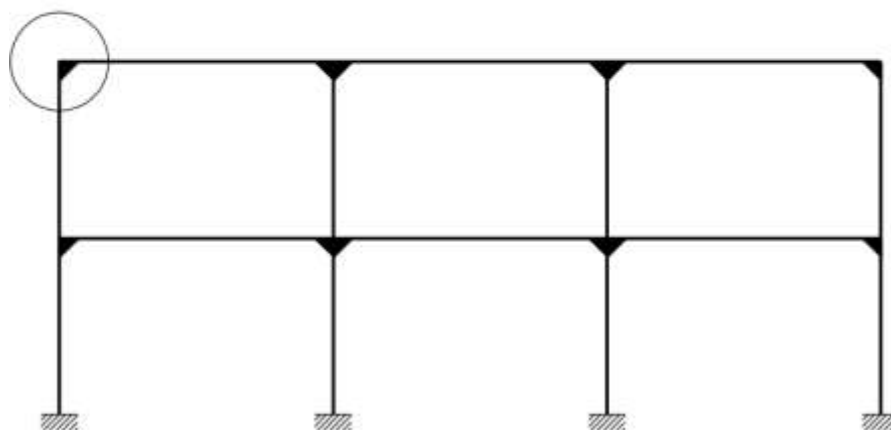
- **Απλές συνδέσεις:** Οι συνδέσεις αυτές παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Τέτοιου τύπου συνδέσεις διαθέτουν τα μεταλλικά κτίρια στα οποία η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαταξη κατακόρυφων συστημάτων δυσκαμψίας. (βλέπε Σχήμα 4.1)
- **Συνδέσεις ροπής:** Σε αυτόν τον τύπο συνδέσεων παραλαμβάνονται δυνάμεις και ροπές. Παράδειγμα αποτελούν οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν μέσω πλαισιακής λειτουργίας την τέμνουσα και τη ροπή της δοκού στο υποστύλωμα και είναι απαραίτητες σε μεταλλικά κτίρια χωρίς κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. (βλέπε Σχήμα 4.2).

Δυνατότητα μόρφωσης άρθρωσης



Σχήμα 4.1: Συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος σε αματάθετα πλαίσια

Υποχρεωτικά μόνωση σύνδεσης ροής



Σχήμα 4.2: Συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος σε μεταθετά πλαίσια

Στο κεφάλαιο αυτό θα σχεδιαστούν οι συνδέσεις δοκού-διαδοκίδας, δοκού-υποστυλώματος, η σύνδεση διαγώνιου μέλους καθώς και η έδραση του μεταλλικού υποστυλώματος στο υποστύλωμα σκυροδέματος του υπογείου. Ο σχεδιασμός των συνδέσεων πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια προγράμματος μεταλλικών συνδέσεων της εταιρείας LH Λογισμική, οι δυνατότητες του οποίου παρείχαν:

- ελέγχους σύμφωνα με τον EN3-1-8
- αναλυτική παρουσίαση αποτελεσμάτων
- παραγωγή σχεδίων CAD όψεων και τομών καθώς και επισκόπηση της σύνδεσης στο χώρο

4.1 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας με γωνιακά ελάσματα

Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση κύριας δοκού IPE360 και διαδοκίδας IPE270 με βάση τον EN-3 part1.8-Κεφ.3. Η σύνδεση αυτή ανήκει στην κατηγορία των συνδέσεων που δε μεταφέρουν ροπή. Ο υπολογισμός της γίνεται υπολογίζοντας τις αντοχές όλων των μερών της σύνδεσης, και συγκρίνοντας αυτές με τις αντίστοιχες δράσεις που καλούνται να αναλάβουν.

Οι έλεγχοι που απαιτούνται και γίνονται στο κύριο μέλος (κύρια δοκός) είναι:

- Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση.
- Αντοχή γωνιακών ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας.
- Αντοχή του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε απίσχιση.

Οι έλεγχοι που απαιτούνται στη δευτερεύουσα δοκό της σύνδεσης (διαδοκίδες) είναι:

- Αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε απόσχιση.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση.
- Αντοχή της δοκού σε διάτμηση.

4.1.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Πίνακα 4.1: Δεδομένα γωνιακού

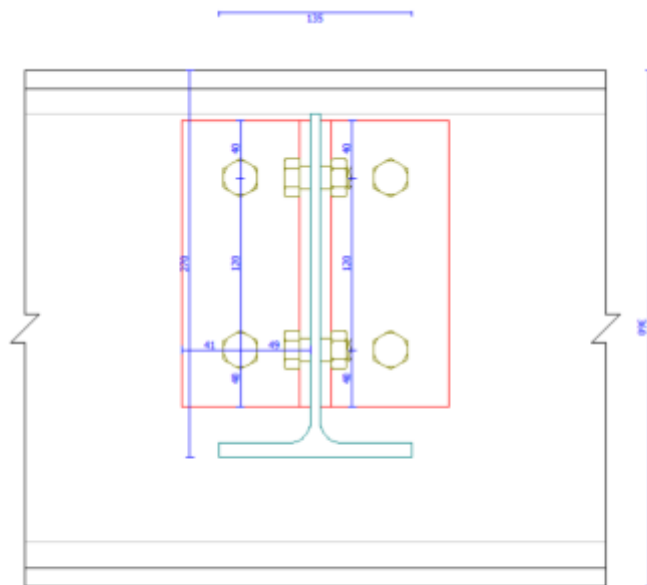
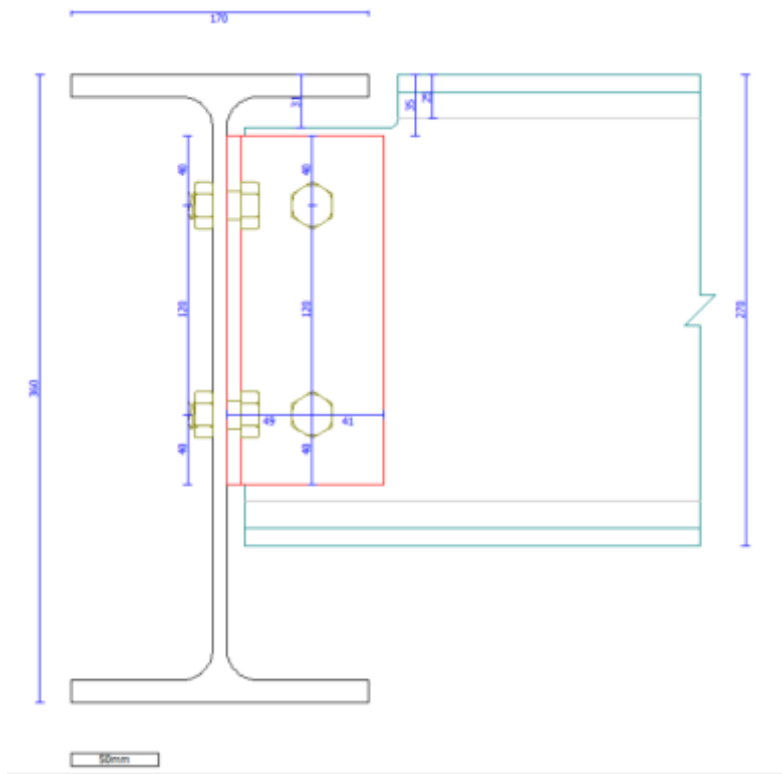
Διατομή	90.90.8
Ύψος διατομής (h)	90.00 mm
Πάχος κορμού (t)	8.00 mm
Επιφάνεια (A)	13.90 cm ²
Ακτίνα στρογγύλευσης (r)	15.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Πίνακας 4.2: Στοιχεία τοποθέτησης γωνιακού σύνδεσης

Μήκος γωνιακού (L)	200.00 mm
Ανοχή γωνιακού (a)	10.00 mm
Κατακόρυφη θέση (v)	35.00 mm

Πίνακας 4.3: Δεδομένα κοχλιών και επί της κύριας δοκού και επί της διαδοκίδας

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή (f_u)	800 MPa
Όριο διαρροής (f_y)	640 MPa
Ονομασία κοχλία	M16
Διάμετρος κοχλία (D)	16.00 mm
Ανοχή κοχλία (d_0)	2.00 mm
Επιφάνεια (A_s)	201.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια (A_n)	157.00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο (e_1)	40.00
Κάθετη απόσταση (p_1)	120.00
Απόσταση από άκρο (e_2)	41.00
Οριζόντια απόσταση (p_2)	0.00



Σχήμα 4.3: Όψεις σύνδεσης σε CAD



Σχήμα 4.4: Επισκόπηση σύνδεσης στους χώρο

4.1.2 Αποτελέσματα σύνδεσης

Η τέμνουσα δύναμη που καλείται να αναλάβει η σύνδεση είναι $V_{Ed} = 58.94kN$.

Έλεγχοι στηρίζοντος κύριου μέλους

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία

$$F_{v,Ed} = 58.94/4 = 14.74kN$$

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία

$$F_{v0,cRd} = 77.18kN > 14.74kN$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού

$$F_{b,Lc,Rd} = 68.27kN > 14.74kN$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριου μέλους

$$F_{b,c,Rd} = 130.56kN > 14.74kN$$

Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική)

$$V_{eff,2,Lc,Rd} = 362.45kN > 58.94kN$$

Έλεγχοι στηριζόμενης δοκού

Εισαγόμενη ροπή λόγω εκκεντρότητας:

$$M_{Ed} = 58.94 \cdot (0.041 + 0.008) = 2.89kNm$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):

$$F_{vy,b,Ed} = \frac{58.94}{2} = 29.47kN$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):

$$F_{vx,b,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot z = \frac{289}{2 \cdot 6.0^2} \cdot 6.0 = 24.08kN$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):

$$F_{v,b,Ed} = \sqrt{29.47^2 + 24.08^2} = 38.06kN$$

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία	$F_{v0,b,Rd} = 154.37 > 38.06kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας γωνιακού (κατακόρυφα)	$F_{by,b,Rd} = 68.27 > 29.47kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας γωνιακού (οριζόντια)	$F_{bx,b,Rd} = 69.97 > 24.08kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας δοκού(κατακόρυφα)	$F_{by,b,Rd} = 88.36 > 29.47kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας δοκού(οριζόντια)	$F_{bx,b,Rd} = 77.79 > 24.08kN$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική)	$V_{pl,L,Rd} = 434.17 > 58.94kN$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική)	$M_{pl,Rd} = 33.54 > 2.89kNm$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική)	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 362.45 > 58.94kN$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση	$V_{pl,b,Rd} = 412.25 > 58.94kN$
Αντοχή δοκού σε κάμψη	$M_{pl,b,Rd} = 102.82 > 2.89kNm$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση	$V_{eff,2,b,Rd} = 226.12 > 58.94kN$

4.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους

Για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι:

- έλεγχος σε διαρροή και θραύση διαγωνίου μέλους
- έλεγχος της κοχλίωσης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα
- έλεγχος σε τέμνουσα
- έλεγχος σε διάτμηση
- έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας διαγωνίου
- έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας ελάσματος σύνδεσης

4.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Πίνακας 4.4: Δεδομένα κομβοελάσματος σύνδεσης

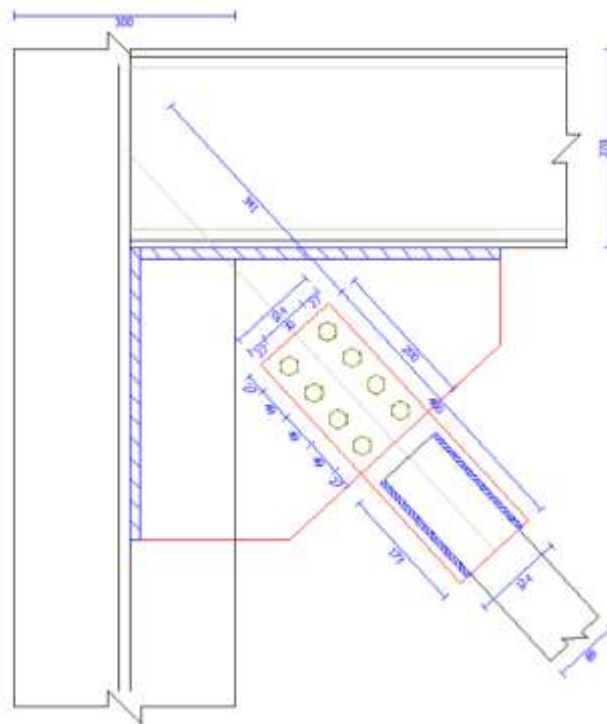
Μήκος κομβοελάσματος (Lx1)	502.2mm
Πάχος συγκόλλησης (sy1)	10.00mm
Μήκος κομβοελάσματος (Lx2)	394.7mm
Πάχος συγκόλλησης (sy2)	10.00mm
Πάχος κομβοελάσματος (t)	15.00mm
Ποιότητα υλικού	S355

Πίνακας 4.5: Δεδομένα ενδιάμεσου ελάσματος μέλους

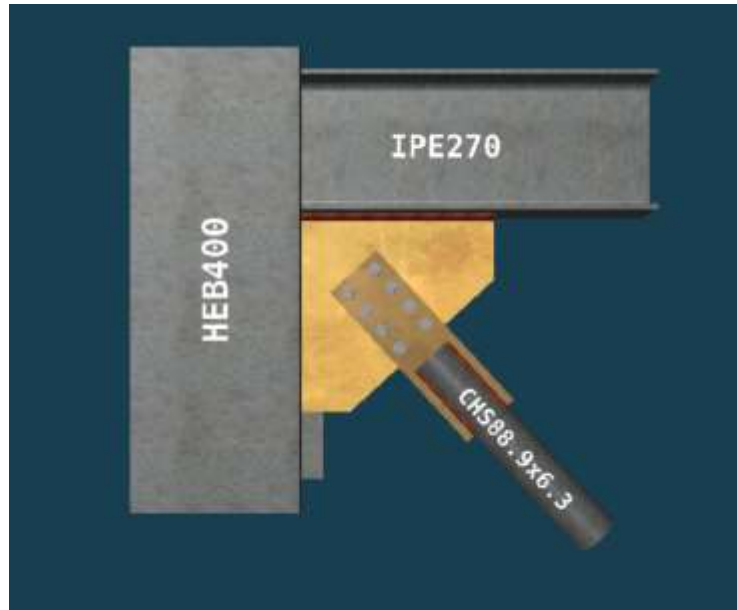
Μήκος ελάσματος (L)	400.0mm
Πλάτος ελάσματος (D1)	124.2mm
Πάχος ελάσματος (t)	15.0mm
Μήκος συγκόλλησης διαγωνίου (Lx3)	173.00mm
Πάχος συγκόλλησης (sy3)	4.4mm<0.7x6.3 mm=4.41mm
Ποιότητα υλικού	S355

Πίνακας 4.6: Δεδομένα κοχλιών επί της διαγωνίου

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή (f_u)	800 MPa
Όριο διαρροής (f_y)	640 MPa
Ονομασία κοχλία	M16
Διάμετρος κοχλία (D)	16.00 mm
Ανοχή κοχλία (d_0)	2.00 mm
Επιφάνεια (A_s)	201.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια (A_n)	157.00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	4
Απόσταση από άκρο (e_1)	27.00
Κάθετη απόσταση (p_1)	48.70
Απόσταση από άκρο (e_2)	27.00
Οριζόντια απόσταση (p_2)	70.20



Σχήμα 4.5: Όψη σύνδεσης σε CAD



Σχήμα 4.6: Επισκόπηση σύνδεσης στο χώρο

4.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης

Η αξονική δύναμη που καλείται να αναλάβει η σύνδεση είναι (υπεραντοχή σύνδεσης):

$$NEd = 1.375 \times N_{pl,Rd} = 798.08 \text{ kN}$$

Έλεγχος διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{pl,Rd} = 580.43 \text{ kN} \geq 580.43 \text{ kN}$$

Έλεγχος ενδιάμεσου ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{q,Rd} = 1322.73 \text{ kN} > 580.43 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θραύση:

$$N_{qu,Rd} = 1079.57 \text{ kN} > 580.43 \text{ kN}$$

Έλεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης ενδιάμεσου ελάσματος-διαγωνίου

Διατμητική τάση συγκόλλησης:

$$T_w = 131.1 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης:

$$f_{vw,d} = 261.7 \text{ MPa} > 131.1 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):

$$N_{w,Rd} = 1593.84 \text{ kN} > 798.08 \text{ kN}$$

Έλεγχοι κοιλίωσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοιλία:

$$F_{v,Ed} = 99.76 \text{ kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση κοιλία:

$$F_{v0,d,Rd} = 154.37 \text{ kN} > 99.76 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ενδιάμ. ελάσματος (συνολική):

$$F_{b,q,Rd} = 122.40 \text{ kN} > 99.76 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κομβοελάσματος:

$$F_{b,p,Rd} = 122.40 \text{ kN} > 99.76 \text{ kN}$$

Έλεγχος αντοχή κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη:	$N_{x,Ed} = 539.90\text{kN}$
Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη:	$N_{y,Ed} = 587.75\text{kN}$
Αντοχή κομβοελάσματος (οριζόντια):	$N_{px,Rd} = 2177.45\text{kN} > 539.90\text{kN}$
Αντοχή κομβοελάσματος (Κατακόρυφη):	$N_{py,Rd} = 2180.40\text{kN} > 587.75\text{kN}$
Αντοχή κομβοελάσματος (συνολική):	$N_{p,Rd} = 2960.68\text{kN} > 798.08\text{kN}$

Έλεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης κομβοελάσματος-δοκού/στύλου

Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):	$M_{w,Ed} = 33.17\text{kNm}$
Μέγιστη τάση συγκόλλησης κομβοελάσματος-δοκού:	$\sigma_{w,b} = 59.1\text{Mpa}$
Μέγιστη τάση συγκόλλησης κομβοελάσματος-στύλου:	$\sigma_{w,c} = 58.3\text{Mpa}$
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης κομβοελάσματος-δοκού:	$f_{vw,d} = 261.7\text{Mpa} > 59.1\text{Mpa}$
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης κομβοελάσματος-στύλου:	$f_{vw,d} = 261.7\text{Mpa} > 58.3\text{Mpa}$
Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):	$N_{w,Rd} = 3533.3\text{kN} > 798.08\text{kN}$

4.3 Σύνδεση ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ο κόμβος εξετάζεται ως ενιαίο σύνολο το οποίο απαρτίζεται από επιμέρους συστατικά μέρη (βλέπε πίνακα 4.7). Ο υπολογισμός της συνολικής αντοχής του γίνεται βάση πλαστικής ανάλυσης όλων των στοιχείων που απαρτίζουν τον κόμβο.

Πιο συγκεκριμένα η συνολική ροπή αντοχής M_{Rd} του κόμβου προκύπτει ως το άθροισμα των διαθέσιμων δυνάμεων F_{ti} κάθε σειράς κοχλιών επί την απόσταση d_i του καθενός από το κέντρο θλίψης, δηλαδή

$$M_{Rd} = \sum F_{ti} \cdot d_i \quad (4.1)$$

Πίνακας 4.7: Ελεγχόμενα στοιχεία για διάφορους τύπους έντασης

Ένταση	Θέση	Ελεγχόμενο συστατικό	Αντιστοιχία των Συμβολισμών στους πίνακες «Επίλυση σύνδεσης»
Εφελκυστική ορθή δύναμη	a	Εφελκυσμός κοχλιών	$2Bt, Rd$
	b	Κάμψη μετωπικής πλάκας	Ft, t, ep
	c	Κάμψη πέλματος στύλου	Ft, t, fc
	d	Εφελκυσμός κορμού δοκού	Ft, t, wb
	e	Εφελκυσμός κορμού στύλου	Ft, t, wc
	f	Συγκόλληση πέλματος δοκού σε μετωπική πλάκα	$\sigma_w < \sigma_{wRd}$
Οριζόντια διατμητική δύναμη	h	Διάτμηση κορμού στύλου	Ft, v, wp
Θλιπτική ορθή δύναμη	j	Θλίψη πέλματος και κορμού δοκού	Ft, c, fb
	l	Θλίψη κορμού στύλου	Ft, c, wc
Κατακόρυφη διατμητική δύναμη	n	Συγκόλληση κορμού δοκού σε μετωπική πλάκα	$\tau_w < \tau_{wRd}$
	p	Διάτμηση κοχλιών	Fv, Rd
	q	Αντοχή άντυγας	Fb, Rd

Τα εντατικά μεγέθη που πρέπει να παραλάβει η σύνδεση είναι ροπή $M_{Ed} = 1.1 \times \gamma_{ov} \times M_{pl,Rd} = 497.40 kNm$ και τέμνουσα $V_{Ed} = 317.17 kN$

4.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Πίνακας 4.8: Γεωμετρικά στοιχεία μετωπικής πλάκας ποιότητας χάλυβα S355

Πλάτος πλάκας	300.00mm
Ύψος πλάκας	800.00mm
Πάχος πλάκας	27.00mm
Πάχος συγκόλλησης κορμού	6.00mm
Πάχος συγκόλλησης πέλματος	9.00mm

Πίνακας 4.9: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με έλασμα ποιότητας χάλυβα S355

Ύψος κάτω	200.00mm
Πάχος κορμού	8.00mm
Μήκος πέλματος	170.00mm
Πάχος πέλματος	12.70mm
Μήκος κάτω	720.00mm

Πίνακας 4.10: Δεδομένα κοχλιών

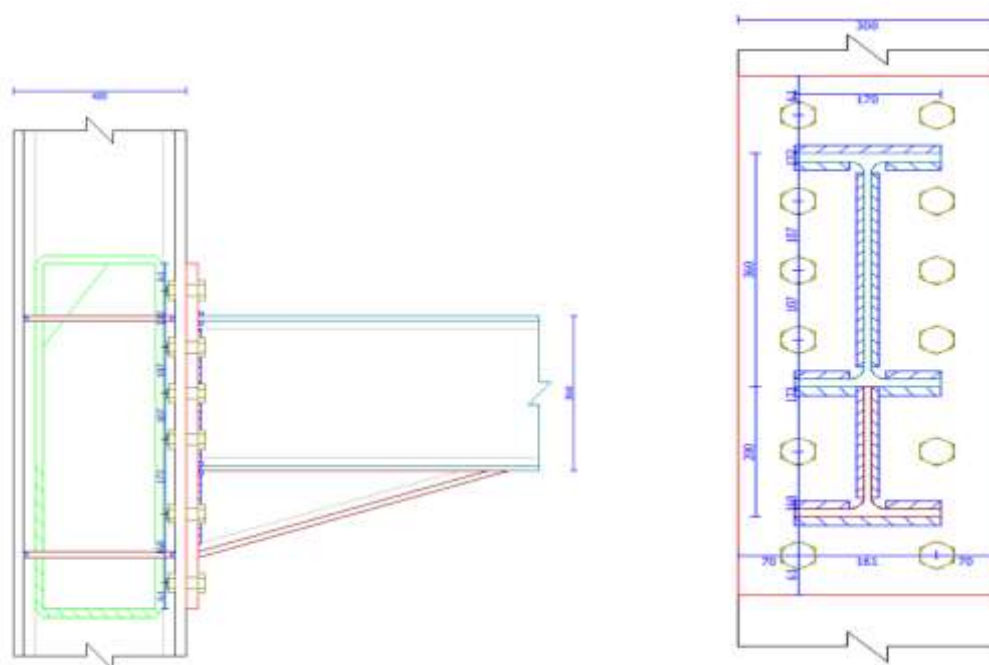
Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή (f_u)	800 MPa
Όριο διαρροής (f_y)	640 MPa
Ονομασία κοχλία	M27
Διάμετρος κοχλία (D)	27.00 mm
Ανοχή κοχλία (d_0)	3.00 mm
Επιφάνεια (A_s)	573.00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια (A_n)	459.00 mm ²

Πίνακας 4.11: Ενίσχυση κορμού υποστυλώματος με έλασμα(Δίπλευρο) ποιότητας χάλυβα S355

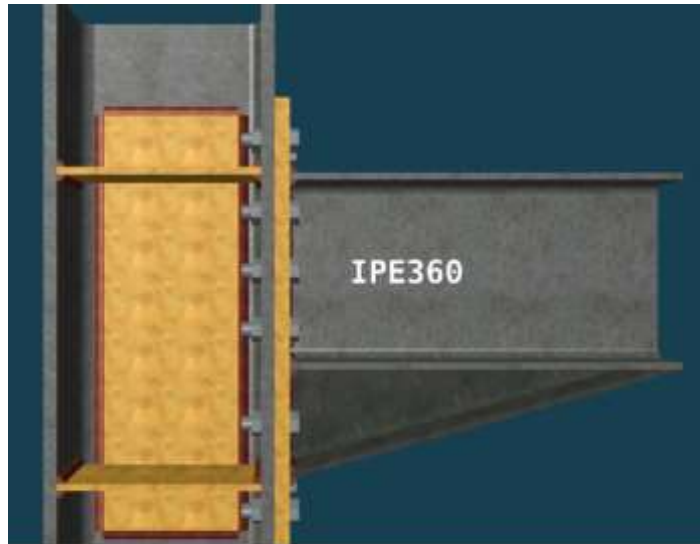
Πλάτος ελάσματος	259.80mm
Ύψος ελάσματος	800.00mm
Πάχος ελάσματος	13.50mm
Πάχος συγκόλλησης	13.50mm

Πίνακας 4.12: Ενίσχυση υποστυλώματος με εγκάρσιες νευρώσεις ποιότητας χάλυβα S355

Πλάτος ελάσματος	352.00mm
Πάχος ελάσματος	12.70mm
Πάχος συγκόλλησης	8.90mm



Σχήμα 4.7: Όψεις CAD σύνδεσης



Σχήμα 4.8: Απεικόνιση σύνδεσης στο χώρο

4.3.2 Αποτελέσματα σύνδεσης

Τα εντατικά μεγέθη αντοχής της σύνδεσης προέκυψαν:

$$M_{j,Rd} = 542.40kNm \quad \text{με λόγο ικανότητας} \quad m_j = 497.40/542.40 = 0.92$$

$$V_{j,Rd} = 2015.0kN > 317.17kN$$

Για τη στρωφική δυσκαμψία του κόμβου προέκυψε $S_{j,ini} / (EI/L) = 70.26 > 25$, οπότε θεωρείται Άκαμπτος ο κόμβος.

5 Οικονομοτεχνική μελέτη

Για τον υπολογισμό του κόστους ελήφθησαν υπόψιν τα υλικά και η εργασία για την κατασκευή του σκελετού και των πλακών. Με τη βοήθεια του προγράμματος FESPA έχει γίνει ήδη η προμέτρηση των υλικών που απαιτούνται για την κατασκευή. Οι τιμές παρουσιάζουν διαφορές ανάλογα και με την περιοχή του έργου. Εκτιμάται ότι το κόστος για το σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 συμπεριλαμβανομένης της προμήθειας, μεταφοράς στο εργοτάξιο, διάστρωσης και συμπύκνωσης ανέρχεται στα 110 ευρώ/m³. Το κόστος του δομικού χάλυβα ανέρχεται στα 1,10 ευρώ / kg ενώ του χάλυβα μεταλλικών διατομών 2,50 ευρώ / kg. Στις παραπάνω τιμές έχουν υπολογιστεί και τα εργατικά για την τοποθέτηση. Με τη βοήθεια των παραπάνω κατασκευάστηκαν οι παρακάτω πίνακες.

	Ποσότητα	Κόστος Μονάδας	Κόστος Ποσότητας
Σκυρόδεμα	1.521,8m ³	110,00 €	167.398,00 €
Μεταλλικές διατομές	289.486,4Kg	2,50 €	723.716,00 €
Δομικός Χάλυβας	92.657,9Kg	1,10 €	101.923,69 €
Συνολικό Κόστος:			993.037,69 €

Τέλος μερικά πλεονεκτήματα που μας οδηγούν στην επιλογή σχεδιασμού μεταλλικής κατασκευής παρουσιάζονται παρακάτω:

- Οι μεταλλικές κατασκευές επιτρέπουν μεγάλη ευελιξία στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό καθώς επιτρέπουν μεγάλα ανοίγματα.
- Η ταχύτητα επιτυγχάνεται με τη χρήση προκατασκευασμένων χαλύβδινων διατομών, που μεταφέρονται εύκολα και συναρμολογούνται επί τόπου στο εργοτάξιο.
- Ο ελαφρύτερος σκελετός μιας μεταλλικής κατασκευής, απαιτεί μικρότερο βάθος εκσκαφής της θεμελίωσης και τα κυβικά σκυροδέματος που απαιτούνται για τη θεμελίωση είναι λιγότερα καθώς το βάρος της κατασκευής είναι μικρότερο από τα συμβατικά έργα από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Η μέγιστη αντισεισμικότητα των μεταλλικών κτιρίων λόγω του τρόπου κατασκευής και της αντοχής των επιμέρους υλικών.
- Ο μεταλλικός σκελετός του κτιρίου προστατεύεται σε μεγάλο βάθος χρόνου έναντι σκουριάς και στη διάβρωσης με διάφορες μεθόδους (κυρίως γαλβανισμό).
- Δεν υπάρχει μεγάλη χρέωση οικοδομικών ενσήμων στο έργο, καθώς το μεγαλύτερο μέρος της κατασκευής γίνεται στο εργοστάσιο με αποτέλεσμα το επάγγελμα να θεωρείται στεγασμένο .

- Υπάρχει η δυνατότητα επέκτασης του υφιστάμενου κτιρίου μελλοντικά ευκολότερα σε σχέση με τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Υπάρχει η δυνατότητα αποσυναρμολόγησης του υφιστάμενου κτιρίου και η μεταφορά του και τοποθέτησή του σε άλλο σημείο , με σχετικά χαμηλό κόστος.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Αναστασιάδης Κ. (1989). «Αντισεισμικές κατασκευές Ι», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
7. Chopra K.Anil (2007). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002.
9. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004.
10. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004.
11. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004.
12. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005.
13. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005.
14. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004.
15. EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004.
16. Τυπολόγιο Αντισεισμικής Τεχνολογίας 1, Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π., έκδοση 10/2015.
17. Τυπολόγιο Διαστασιολόγησης Κατασκευών από Χάλυβα με τους Ευρωκώδικες EN1993-1-1 και EN1993-1-8, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών Ε.Μ.Π., έκδοση ακαδημαϊκού έτους 2014-2015.
18. Καραφέρης Ν.(2018), «Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου 8 Ορόφων», Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
19. Τετώρου Ε.(2017), «Σχεδιασμός μεταλλικού πενταώροφου κτιρίου γραφείων με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας», Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

