



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΦΥΤΕΜΕΝΑ ΔΩΜΑΤΑ



ΕΛΛΗΝΟΑΜΕΡΙΚΑΝΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ
ΚΟΛΛΕΓΙΟ ΑΘΗΝΩΝ - ΚΟΛΛΕΓΙΟ ΨΥΧΙΚΟΥ



ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ Κ. ΣΑΜΑΡΑΣ & ΣΥΝΕΡΓΑΤΕΣ Α.Ε.
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΕΣ - ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ - ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΕΡΓΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δανάη Σ. Σκανδάλη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας - Φαίδων Καρυδάκης

Αθήνα, Μάρτιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013 48

Σκανδάλη. Σ. Δ. (2013).
Μελέτη σύμμικτου διωρόφου εκπαιδευτικού κτιρίου με φυτεμένα δώματα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013 48
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Skandali S.D. (2013).
Study of double-deck composite, educational building with green roofs
Diploma Thesis ΕΜΚΔΕ 2013 48
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	4
Abstract	5
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά.....	7
2 Παρουσίαση φορέων	8
2.1 Εισαγωγή.....	8
2.2 Γενικές διαστάσεις	8
2.3 Κύρια δομικά στοιχεία	12
2.3.1 Σύμμικτες πλάκες.....	12
2.3.2 Διαδοκίδες.....	12
2.3.3 Κύριες δοκοί.....	13
2.3.4 Υποστυλώματα.....	13
2.3.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	14
2.3.6 Τοιχία	14
2.4 Διατομές.....	14
2.5 Υλικά.....	14
2.5.1 Δομικός χάλυβας.....	14
2.5.2 Σκυρόδεμα.....	15
2.5.3 Χαλυβδόφυλλα.....	15
2.5.4 Ράβδοι οπλισμού	15
2.5.5 Διατμητικοί ήλοι	16
3 Φορτία-Συνδυασμοί δράσεων	17
3.1 Κατηγορία δράσεων	17
3.2 Μόνιμες δράσεις (G).....	17
3.3 Μεταβλητές δράσεις (Q).....	17
3.3.1 Επιβαλλόμενα φορτία.....	17
3.3.2 Λοιπές δράσεις	18
3.4 Σεισμικές δράσεις (E)	18
3.4.1 Γενικά.....	18
3.4.2 Μέθοδος προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης	20
3.4.3 Προσομοίωση μαζών.....	20
$T_b = 0.15s$ $T_c = 0.5s$ $T_d = 2.5s$ $S = 1,2$	20
3.5 Συντελεστές ασφαλείας	21
3.5.1 Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων	21
3.5.2 Συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων.....	21
3.5.3 Συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν	22
4 Ανάλυση κατασκευών	23
4.1 Μέσα ανάλυσης.....	23
4.2 Προσομοίωμα ανάλυσης.....	24
4.3 Μέθοδος ανάλυσης.....	24
4.4 Στάδια προμελέτης και τελική επιλογή διατομών.....	24
4.5 Στατική ανάλυση.....	25
4.6 Δυναμική ανάλυση κτιρίου	25
4.6.1 Δυναμική φασματική μέθοδος.....	25

5	Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών.....	27
5.1	Χαρακτηριστικά σύμμικτων πλακών	27
5.2	Χαρακτηριστικά χαλυβδοφύλλου	27
5.3	Χαρακτηριστικά σκυροδέματος	28
5.4	Χαρακτηριστικά οπλισμού	28
5.5	Προμελέτη	28
5.6	Ανάλυση πλάκας	31
5.6.1	Φάση κατασκευής	31
5.6.2	Φάση λειτουργίας.....	33
6	Διαδοκίδες-Κύριες δοκοί.....	35
6.1	Εισαγωγή.....	35
6.2	Μεθοδολογία υπολογιστικής διαδικασίας.....	36
6.2.1	Τάσεις διαρροής σκυροδέματος και χάλυβα:.....	36
6.2.2	Συνεργαζόμενο πλάτος σύμμικτων διατομών:.....	36
6.2.3	Συνεργαζόμενο πάχος πλάκας σκυροδέματος.....	36
6.2.4	Καμπτική πλαστική αντοχή ($M_{pl,Rd}$) για τις σύμμικτες διατομές.....	37
6.2.5	Καμπτική πλαστική αντοχή ($M_{pl,Rd}$) για τις χαλύβδινες διατομές	38
6.2.6	Αντοχή έναντι τεμνουσών	38
6.3	Τμήμα 1	41
6.3.1	Διάταξη.....	41
6.3.2	Φορτία	43
6.3.3	Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση.....	43
6.3.4	Διατομές.....	44
6.3.5	Οριστική μελέτη έλεγχος	45
6.3.6	Διατμητική συνδεση.....	49
6.4	Τμήμα 2	50
6.4.1	Διάταξη.....	50
6.4.2	Φορτία	52
6.4.3	Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση.....	52
6.4.4	Διατομές.....	52
6.4.5	Οριστική μελέτη έλεγχος	52
6.4.6	Διατμητική συνδεση.....	56
6.5	Τμήμα 3	56
6.5.1	Διάταξη.....	56
6.5.2	Φορτία	58
6.5.3	Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση.....	58
6.5.4	Διατομές.....	59
6.5.5	Οριστική μελέτη έλεγχος	59
6.5.6	Διατμητική συνδεση.....	64
6.6	Τμήμα 4	64
6.6.1	Διάταξη.....	64
6.6.2	Φορτία	65
6.6.3	Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση.....	65
6.6.4	Διατομές.....	66
6.6.5	Οριστική μελέτη έλεγχος	66
6.6.6	Διατμητική συνδεση.....	69
6.7	Παρατηρήσεις.....	69
7	Υποστυλώματα- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	70
7.1	Εισαγωγή.....	70
7.2	Έλεγχος επιρροών 2 ^{ης} τάξης.....	70
7.3	Εντατικά μεγέθη	72
7.4	Έλεγχος υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας	73
7.4.1	Έλεγχος συνδέσμου δυσκαμψίας στο τμήμα του ισογείου	73

7.4.2	Έλεγχος υποστυλώματος στο τμήμα του ισογείου.....	75
7.4.3	Έλεγχος υποστυλώματος στο δώροφο τμήμα.....	77
8	Τοιχία.....	80
8.1	Εισαγωγή.....	80
8.2	Οπλισμός τοιχίων.....	80
9	Συνδεσμολογία.....	82
9.1	Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας.....	82
9.1.1	Επιλογή κοχλιών με κριτήριο την αντοχή τους σε διάτμηση.....	82
9.1.2	Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών με υπόθεση διαβρωτικού περιβάλλοντος.....	82
9.1.3	Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας των οπών.....	83
9.2	Σύνδεση δοκού σύζευξης-συνδέσμου δυσκαμψίας.....	84
9.2.1	Επιλογή κοχλιών με κριτήριο την αντοχή τους σε διάτμηση.....	84
9.2.2	Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών με υπόθεση διαβρωτικού περιβάλλοντος.....	84
9.2.3	Επιλογή διατομής λεπίδας.....	86
9.2.4	Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας των οπών.....	86
9.3	Σύνδεση υποστυλώματος –κύριας δοκού.....	86
10	Συμπεράσματα.....	Error! Bookmark not defined.
11	Βιβλιογραφία.....	89
	Παράρτημα Α. Ενδεικτικά αποτελέσματα του Scia Engineer.....	90

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2013 48

**Μελέτη σύμμικτου διωρόφου εκπαιδευτικού κτιρίου με φυτεμένα
δώματα**

Σκανδάλη Σ. Δ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι. - Καρυδάκης Φ.)

Περίληψη

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας μελετήθηκε το υπό κατασκευή σύμμικτο κτίριο, προορισμένο να στεγάσει το νηπιαγωγείο του κολλεγίου στην περιοχή του Ψυχικού. Τα ακόλουθα χαρακτηριστικά αυτού του κτιρίου καθόρισαν την πορεία αυτής της μελέτης.

Αρχικά, κύριο χαρακτηριστικό του κτιρίου είναι ο βιοκλιματικός σχεδιασμός ο οποίος έχει στόχο την δημιουργία ενός ενεργειακού – πράσινου κτιρίου, με χαμηλό λειτουργικό κόστος. Τα δώματα φυτεύονται, ώστε αφενός να καλύπτονται με τον καλύτερο τρόπο οι ανάγκες θερμομόνωσης του κτιρίου και αφετέρου να αποδίδεται στο ευρύτερο περιβάλλον πράσινος χώρος. Εξαιτίας, λοιπόν, των φυτεμένων δωμάτων η ανωδομή του κτιρίου παραλαμβάνει μεγάλα μόνιμα φορτία από τις γαίες, ενώ είναι απαραίτητη η δημιουργία κλίσης στην πλάκα σκυροδέματος για την απορροή των ομβρίων.

Δεύτερο χαρακτηριστικό είναι οι αναβαθμοί στο τμήμα του ισογείου οι οποίοι βοηθούν το κτίριο να ακολουθεί την κλίση του εδάφους. Με αυτόν τον τρόπο ο μεγάλος όγκος του κτιρίου εναρμονίζεται με τον καλύτερο τρόπο στο ευρύτερο περιβάλλον. Επιπλέον, σε κάθε αναβαθμό υπάρχει φεγγίτης με αποτέλεσμα το πάχος του συνόλου των δομικών στοιχείων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν να μην πρέπει να ξεπερνάει τα 75cm.

Στη συνέχεια, το κτίριο παρουσιάζει ένα ιδιαίτερο σχήμα, το οποίο μοιάζει με αυτό του ψαριού. Σχηματίζονται, εξωτερικά, καμπύλοι τοίχοι (τα πτερύγια του ψαριού) που άλλοτε περιλαμβάνουν τις αίθουσες και άλλοτε απομακρύνονται από αυτές οριοθετώντας εξωτερικούς χώρους. Το αποτέλεσμα αυτού του σχεδιασμού είναι ο ακάλυπτος χώρος να διαβαθμίζεται από τον πιο ιδιωτικό των αιθουσών στον κοινόχρηστο για όλα τα παιδιά. Το χαρακτηριστικό αυτό έθεσε αναγκαία την λεπτομερή μελέτη των δομικών στοιχείων τα οποία παρουσιάζουν αρκετές διαφορές μεταξύ τους.

Τέλος, στην παρούσα διπλωματική εξετάστηκε, ελέγχθηκε και βελτιστοποιήθηκε, σύμφωνα με τα προαναφερθέντα χαρακτηριστικά, η ήδη υπάρχουσα μελέτη του κτιρίου. Η τελική επιλογή των δομικών στοιχείων έγινε με σκοπό τη δημιουργία ενός κτιρίου το οποίο θα είναι ασφαλές, λειτουργικό και οικονομικό.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2013 48

Study of double-deck composite, educational building with green roofs

Skandali D. (supervised by Vayas I.- Karidakis F.)

Abstract

In this thesis, I have studied the composite building which is under construction and destined to house the kindergarten of a private school in Athens (Hellenic American Educational Foundation – Psychico College). The special features of the building, which are mentioned below, determined the course of this study.

Firstly, one of the main features is the bioclimatic design which creates energy - green building, with a low operating cost. The roofs are planted, both to cover the insulation needs of the building and also attribute to the wider environment and add to the green of the area. Because of those green roofs, the superstructure of the building receives large permanent loads from the land, and it is also necessary to create a sloped concrete slab for drainage of rainwater.

The second feature is the terraces in a portion of the ground floor that help the building to follow the slope of the ground. This is the best way in which the bulk of the building consorts with the wider environment. Moreover, skylights exist in each terrace; as a result the thickness of all the components should not exceed 75cm.

The building has a particular shape which resembles that of a fish. Outside curved walls (the fins of fish) are formed to either include the classrooms or to surround outdoor spaces. This design serves the needs of modern architecture and makes the building functional and attractive. This feature has required a detailed study of the structural elements which are quite different from each other.

Finally, this thesis examined, tested and optimized in accordance with the aforementioned features, the existing design of the building. The construction of the superstructure was designed as composite which allowed having light structure with large openings and thin sections. The final selection of components was to create a building that is safe, functional and affordable.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Καρυδάκη Φαίδωνα και τον κ. Βάγια Ιωάννη για τη συνεχή καθοδήγησή τους και τις χρήσιμες συμβουλές που μου παρείχαν κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Τη διπλωματική αυτή εργασία αφιερώνω στους γονείς μου, Σπύρο και Άννα, και στην αδερφή μου, Μαρία. Η συνεχής και απόλυτη στήριξή τους ήταν καταλυτική για την ολοκλήρωση των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη ενός εκπαιδευτικού κτιρίου για το οποίο υπάρχουν συγκεκριμένες απαιτήσεις ως προς τον αρχιτεκτονικό και βιοκλιματικό σχεδιασμό. Αρχικά, η κάτοψη του κτιρίου μοιάζει με το σχήμα του ψαριού με αποτέλεσμα να μην υπάρχει μία ομοιομορφία σε σχέση με τα δομικά στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν. Στη συνέχεια, η ανωδομή (οροφή ισογείου και οροφή ορόφου) περιλαμβάνει διαφορετικά επίπεδα απ τα οποία το καθένα έχει μία υψομετρική διαφορά των 1,25 μέτρων. Ο κάθε αναβαθμός που σχηματίζεται από αυτή την υψομετρική διαφορά, περιλαμβάνει φεγγίτες και γι αυτό το λόγο, το συνολικό ύψος που καταλαμβάνουν, η πλάκα του σκυροδέματος, οι χαλύβδινες διατομές και η στρώση του φυτεμένου δώματος δεν πρέπει να ξεπερνά τα 75cm. Επιπλέον, σχετικά με τις απαιτήσεις που προέκυψαν από τη φύτευση των δωματίων (οροφή ισογείου και οροφή ορόφου), το ειδικό βάρος των γαιών προσθέτει μεγάλα μόνιμα φορτία και είναι απαραίτητη η δημιουργία συγκεκριμένης κλίσης της πλάκας του σκυροδέματος. Σύμφωνα, λοιπόν, με τα προαναφερθέντα χαρακτηριστικά, η τελική επιλογή των δομικών στοιχείων έγινε με σκοπό τη δημιουργία ενός κτιρίου το οποίο θα είναι ασφαλές, λειτουργικό και οικονομικό.

Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε με χρήση των παρακάτω κανονιστικών προτύπων:

1. Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές.
2. Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα.
3. Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών.
4. Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός.

Στη συνέχεια δίνεται η περίληψη των κεφαλαίων της εργασίας:

1. Στο *Κεφάλαιο 2* περιγράφεται η διώροφη κατασκευή που μελετήθηκε, αναφέρονται τα βασικά δομικά στοιχεία και παρουσιάζονται οι διατομές που τελικά επιλέχθηκαν. Ακόμα, δίνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών υλικών.
2. Στο *Κεφάλαιο 3* αναλύονται τα φορτία που εφαρμόστηκαν (μόνιμα, μεταβλητά και σεισμικά) και παρουσιάζονται οι συντελεστές ασφαλείας και οι συνδυασμοί φόρτισης που χρησιμοποιήθηκαν.
3. Στο *Κεφάλαιο 4* παρουσιάζονται τα προγράμματα που συνέβαλαν στην ολοκλήρωση της εργασίας και περιγράφονται οι μέθοδοι ανάλυσης
4. Στο *Κεφάλαιο 5* αναλύεται η διαδικασία σχεδιασμού των σύμμικτων πλακών με τη βοήθεια ειδικού λογισμικού.
5. Στο *Κεφάλαιο 6* περιγράφεται ο σχεδιασμός των σύμμικτων διαδοκίδων και των χαλύβδινων κύριων δοκών, ανάλογα με το τμήμα του κτιρίου που βρίσκονται.
6. Στο *Κεφάλαιο 7* γίνεται η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας.
7. Στο *Κεφάλαιο 8* περιγράφεται η διαδικασία όπλισης των τοιχείων του κτιρίου.
8. Στο *Κεφάλαιο 9* περιγράφεται η συνδεσμολογία των στοιχείων του κτιρίου.

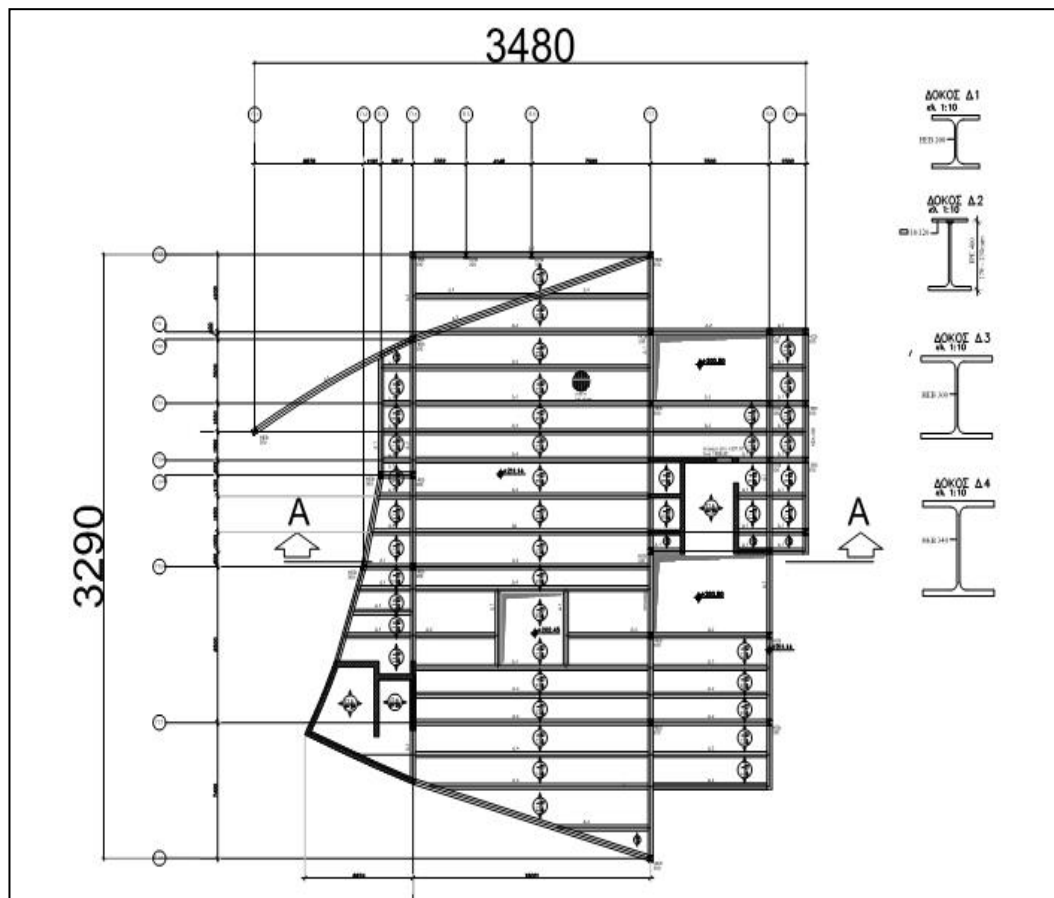
2 Παρουσίαση φορέων

2.1 Εισαγωγή

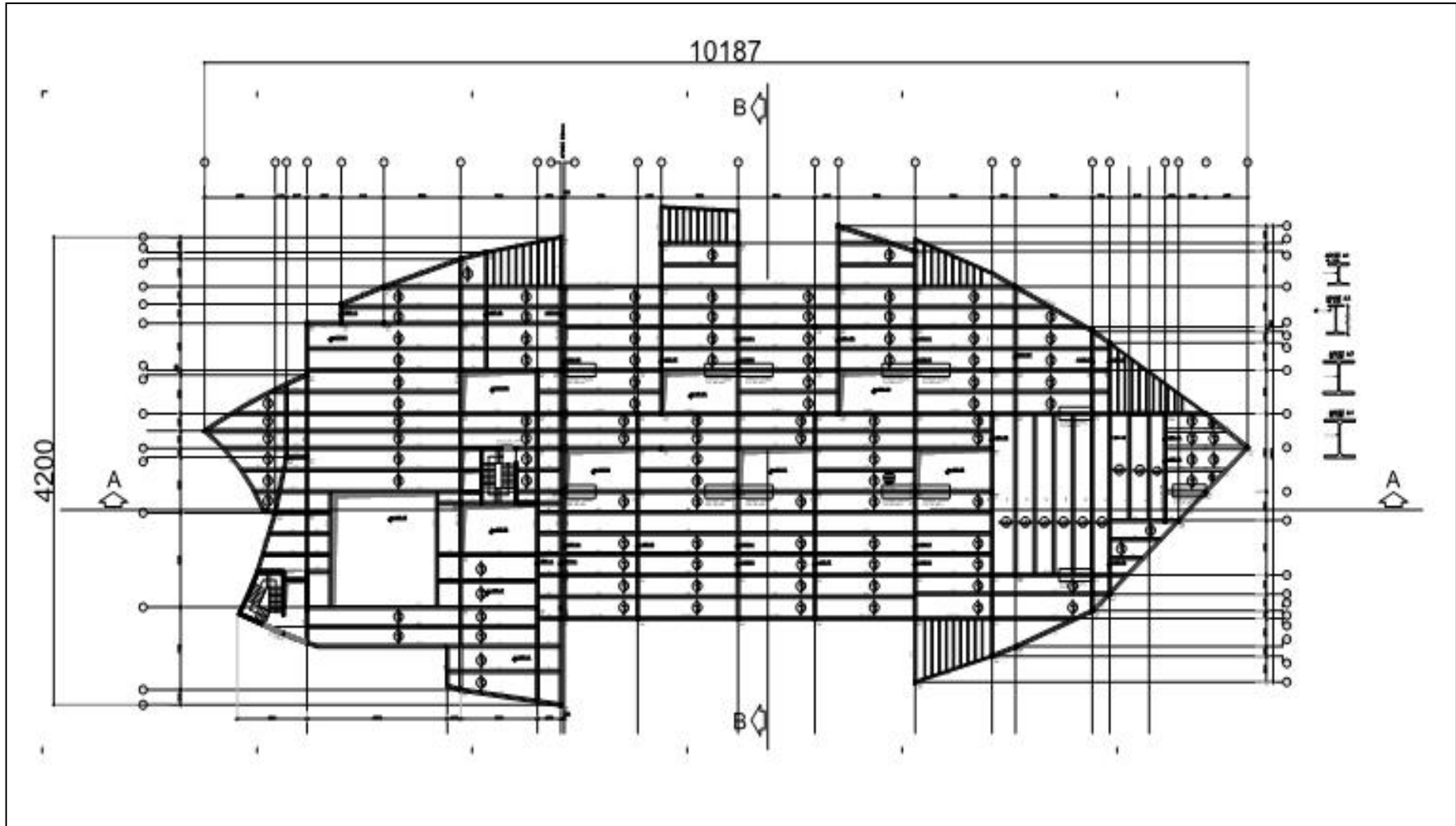
Σύμφωνα με τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, το υπό μελέτη κτίριο χωρίζεται σε δύο τμήματα μεταξύ των οποίων μεσολαβεί αρμός 50mm. Από τη μία πλευρά υπάρχει το διάωροφο τμήμα ενώ από την άλλη το ισόγειο. Όπως αναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο, η οροφή του ισόγειου τμήματος φυτεύεται και περιλαμβάνει αναβαθμούς των 1.25m. Σχετικά με το διάωροφο τμήμα, το ισόγειο προορίζεται για τη στέγαση των αιθουσών, ενώ η οροφή του ορόφου φυτεύεται με όμοιο τρόπο όπως στο προηγούμενο τμήμα. Στο συγκεκριμένο κτίριο περιλαμβάνονται, επιπλέον 2 υπόγεια από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία δεν μελετήθηκαν στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής.

2.2 Γενικές διαστάσεις

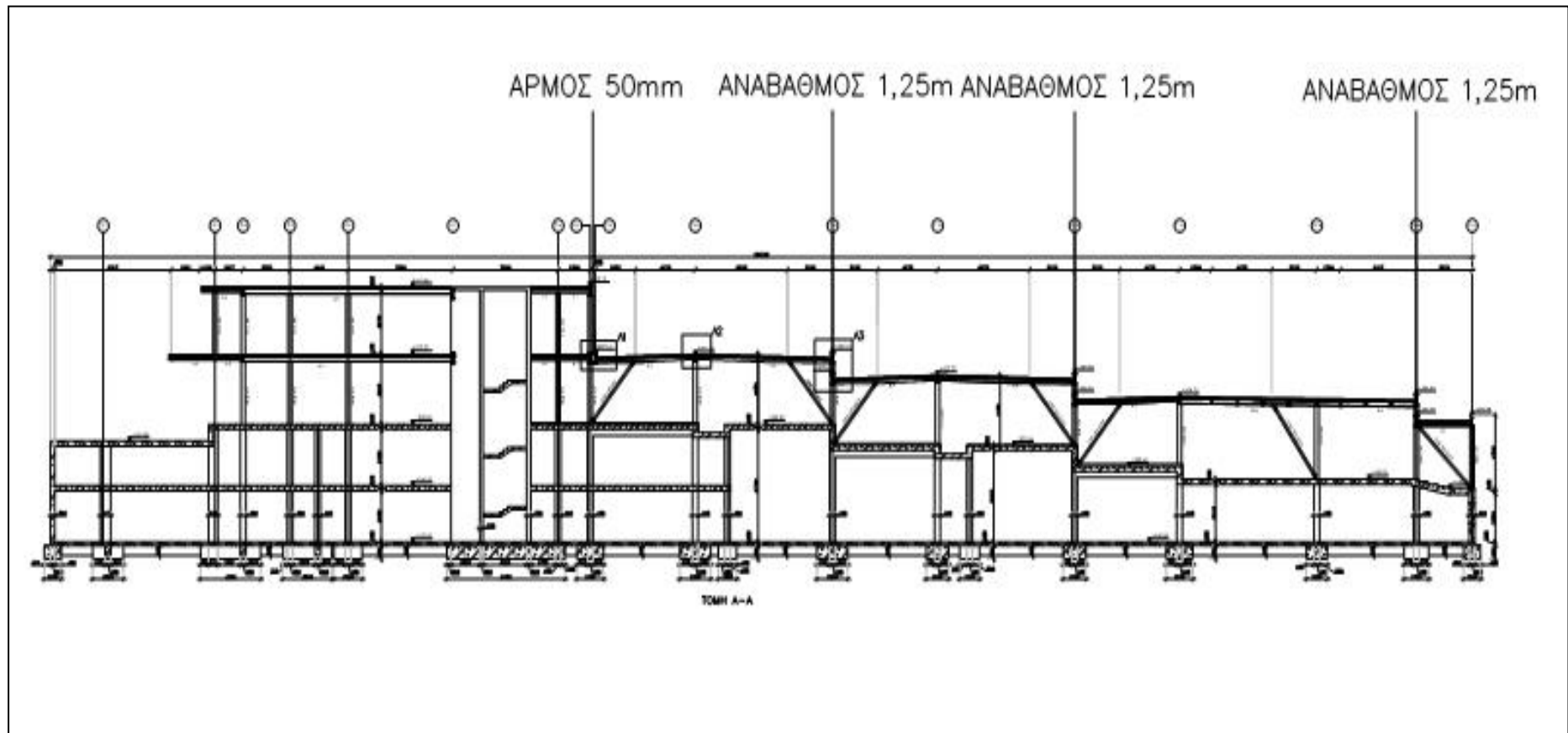
Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι γενικές κατόψεις του κτιρίου (ισόγειο και πρώτος όροφος) και οι τομές A-A και B-B.



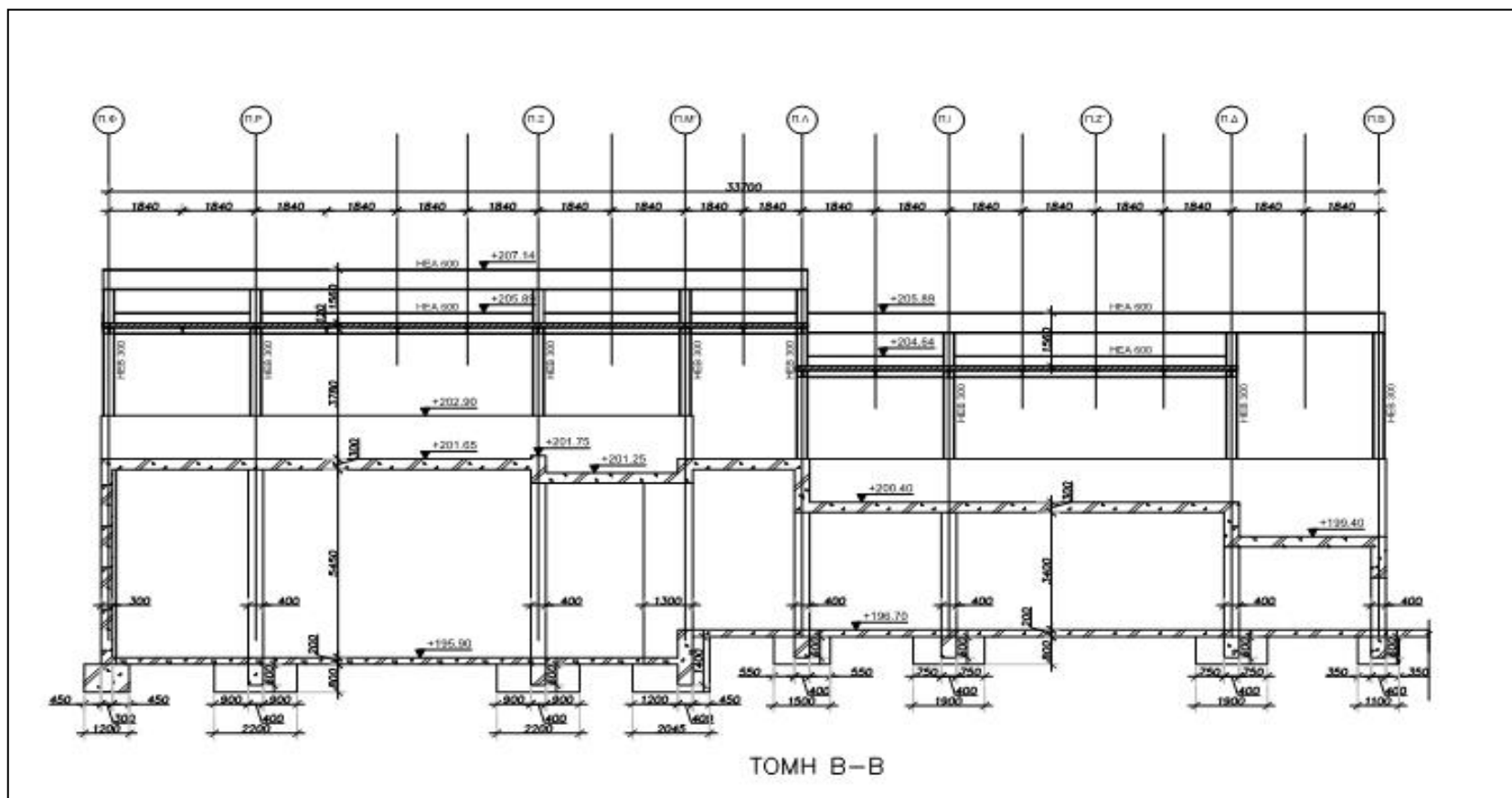
Σχήμα 2.1: Κάτοψη οροφής ορόφου



Σχήμα 2.2: Κάτοψη οροφής ισογείου



Σχήμα 2.3: Τομή Α-Α



Σχήμα 2.4: Τομή B-B

2.3 Κύρια δομικά στοιχεία

Τα κύρια δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού είναι:

1. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα.
2. Οι δευτερεύουσες δοκοί ή διαδοκίδες οι οποίες διατάσσονται εγκάρσια στις νευρώσεις των σύμμικτων πλακών.
3. Οι κύριες δοκοί, οι οποίες διατάσσονται παράλληλα στις νευρώσεις των σύμμικτων πλακών.
4. Τα υποστυλώματα.
5. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου κατά τη διεύθυνση παράλληλα στις διαδοκίδες και βρίσκονται στο τμήμα που περιλαμβάνει μόνο το ισόγειο.
6. Τα τοιχία τα οποία εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου κατά τις δύο διευθύνσεις στο δώροφο τμήμα της κατασκευής.

2.3.1 Σύμμικτες πλάκες

Γενικά, οι πλάκες επιτελούν στις πολυώροφες μεταλλικές κατασκευές διπλό ρόλο. Αφ' ενός συμβάλλουν στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις διαδοκίδες και αφ' ετέρου επιτρέπουν τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως ξυλότυπος στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος και ως οπλισμός της πλάκας στη φάση λειτουργίας. Τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός στο χαμηλότερο σημείο των νευρώσεων για προστασία της πλάκας από αστοχία σε περίπτωση απενεργοποίησης του χαλυβδόφυλλου λόγω πυρκαγιάς και πλέγμα πρόσθετου οπλισμού στο πάνω μέρος της πλάκας για την παραλαβή αρνητικών ροπών.

Σημειώνεται ότι η συνεργασία χαλυβδόφυλλων-σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη διατμητικών συνδέσμων στις στηρίξεις των χαλυβδοφύλλων.

Βασικά πλεονεκτήματα των συνεχών χαλυβδοφύλλων είναι ότι λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί στη φάση σκυροδέτησης και προσφέρουν καλύτερη πλευρική στήριξη έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη σιδηροδοκό κατά τη φάση κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή είναι απαραίτητη η συγκόλληση των διατμητικών συνδέσμων στις δοκούς διαμέσου των χαλυβδοφύλλων.

2.3.2 Διαδοκίδες

Για το τμήμα που περιλαμβάνει μόνο το ισόγειο, τοποθετούνται διαδοκίδες ανοίγματος 7,5m και 9,8m οι οποίες επαναλαμβάνονται με την ίδια διάταξη σχεδόν σε όλο το τμήμα. Εξάιρεση αποτελεί η επιφάνεια 220 τετραγωνικών μέτρων η οποία προορίζεται για τη δημιουργία μεγάλης αίθουσας πολλαπλών χρήσεων. Τοποθετούνται διαδοκίδες ανοίγματος 14,7m και 9,8m και με διεύθυνση κάθετη σ αυτήν που έχουν οι διαδοκίδες στο υπόλοιπο τμήμα. Τέλος, για το δώροφο τμήμα, τοποθετούνται διαδοκίδες ανοίγματος 9,8m, 7,5m και 15m.

Σημαντικό αποτέλεσμα της επιλογής αυτής, είναι ότι το μεγαλύτερο μέρος των κατακόρυφων φορτίων μεταφέρεται στις κύριες δοκούς αρχικά μέσω των σύμμικτων πλακών και στη συνέχεια μέσω των διαδοκίδων.

Όσον αφορά στην υψομετρική θέση των διαδοκίδων, καθοριστικό ρόλο έπαιξε η κλίση της σύμμικτης πλάκας η οποία εξυπηρετεί την απορροή των νερών στα φυτεμένα δώματα. Για το λόγο αυτό, οι διαδοκίδες τοποθετούνται ακριβώς κάτω από την πλάκα και με την ίδια κλίση. Με τον τρόπο αυτό, καθίσταται εφικτή η συνεργασία χαλύβδινης δοκού-πλάκας σκυροδέματος μέσω της τοποθέτησης διατμητικών συνδέσμων (ήλων) στη μεταξύ τους διεπιφάνεια.

Τέλος, οι διαδοκίδες σχεδιάστηκαν ως αμφιέριστες, με αποτέλεσμα να υπάρχουν δύο βασικά πλεονεκτήματα:

Πρώτον, βασικό πλεονέκτημα του σχεδιασμού αυτού είναι η πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής σε θλίψη του σκυροδέματος, καθώς στις αμφιέριστες δοκούς το πάνω πέγμα θλίβεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού. Κατά συνέπεια δεν υπάρχουν ζώνες στις οποίες το σκυρόδεμα εφελκύεται (και άρα ουσιαστικά η συμβολή του στην αντοχή της δοκού εκμηδενίζεται), σε αντίθεση με ένα σχεδιασμό που θα περιελάμβανε συνεχείς δοκούς.

Δεύτερον, γίνεται επιλογή διατομών με μεταβλητό ύψος κορμού, το οποίο ακολουθεί το διάγραμμα ροπών των αμφιέριστων διαδοκίδων. Κάθε αμφιέριστη διαδοκίδα δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση προς το κέντρο του ανοίγματός της, επομένως μόνο σ αυτό το σημείο χρειάζεται το μεγαλύτερο ύψος κορμού. Κατά κύριο λόγο, λοιπόν, έχουν επιλεγθεί διατομές από την κατηγορία πρότυπων ελατών διατομών *IPE* με μεγαλύτερο ύψος κορμού στο κέντρο κάθε ανοίγματος.

2.3.3 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί έχουν σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε η παραλαβή των οριζοντίων σεισμικών φορτίων να γίνεται μέσω πλαισιακής λειτουργίας. Στην περίπτωση αυτή, το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας του σκυροδέματος μειώνεται σημαντικά λόγω της ανκυκλιζόμενης φόρτισης, οπότε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση η χαλύβδινη διατομή της δοκού. Επιπλέον, δημιουργούνται μεγάλες αρνητικές ροπές στην περιοχή των στηρίξεων με αποτέλεσμα το σκυρόδεμα να εφελκύεται και να μη μπορεί να συνεισφέρει στην αντοχή των δοκών. Οι διατομές των σιδηροδοκών επιλέχθηκαν από τη σειρά *HEA* και *HEB*, με τις ακριβείς διατομές να προκύπτουν μετά από δοκιμές. Επιπλέον, για το σύνολο των δοκών, επιλέχθηκε η λύση της ισοσταθμίας, κατά την οποία δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα.

2.3.4 Υποστυλώματα

Η πλευρική ευστάθεια του κτιρίου εξασφαλίζεται κατά τη μία διεύθυνση (κατά *y*) με πλαίσια στα οποία τα υποστυλώματα και οι κύριες δοκοί συνδέονται με κόμβους ροπής. Για την ανάπτυξη, λοιπόν, της πλαισιακής λειτουργίας κατ' αυτή τη διεύθυνση τοποθετούνται διατομές διπλού ταυ με τον ισχυρό άξονα να ενεργοποιείται εντός του πλαισίου. Κατά την άλλη διεύθυνση, όπου ενεργοποιείται ο ασθενής άξονας των υποστυλωμάτων, τοποθετούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές σχήματος *I* από τη σειρά *HEB*.

Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στη θεμελίωση. Στο κτίριο που μελετήθηκε δεν απαιτείται η μεταφορά ροπής στη θεμελίωση οπότε έχουν τοποθετηθεί αρθρώσεις.

2.3.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν στο τμήμα του κτιρίου που περιλαμβάνει μόνο το ισόγειο. Η διάταξη των συνδέσμων είναι τέτοια ώστε να επιτρέπει την παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων στη διεύθυνση X, δηλαδή παράλληλα στη διεύθυνση των διαδοκίδων. Εφόσον οι διαδοκίδες συνδέονται μέσω αρθρώσεων στις κύριες δοκούς, όλη η πλευρική ένταση παραλαμβάνεται από τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Στη διεύθυνση αυτή πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη για την αποφυγή δημιουργίας εκκεντρότητας μεταξύ της θέσης εφαρμογής των σεισμικών δράσεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και της θέσης παραλαβής τους από το σύνδεσμο. Η δυσκαμψία του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να μην δημιουργούνται προβλήματα στρέψης. Τέλος, επιλέχθηκαν έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τύπου λάμδα με διατομές απ τη σειρά *CHS*.

2.3.6 Τοιχώματα

Τα τοιχώματα τοποθετήθηκαν στο διώροφο τμήμα του κτιρίου με σκοπό την παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων στις δύο διευθύνσεις X και Y. Το πάχος σκυροδέματος των τοιχιών είναι 30cm και η όπλιση τους θα γίνει με τη βοήθεια του λογισμικού scia.

2.4 Διατομές

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής :

1. IPE400 με μεταβλητό κορμό $H=370-130\text{mm}$ και άνω έλασμα 120X10
2. HEB300
3. HEB200
4. HEA600
5. HEB340

Επιλέξαμε διατομές κατηγορίας 1 για να υπάρχει η δυνατότητα πλαστικού ελέγχου.

2.5 Υλικά

2.5.1 Δομικός χάλυβας

Σε όλα τα δομικά μέλη των κατασκευών (δοκοί, υποστυλώματα, ελάσματα κ.λ.π) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κατηγορίας S355H, με εξαίρεση τους διατμητικούς συνδέσμους για τους οποίους χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S235.

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1.1 λαμβάνονται ως εξής:

1. Μονάδα μάζας m : 7850 kg/m^3
2. Μέτρο E : 210000 MPa
3. Συντελεστής poisson ν : $0,3$
4. Μέτρο G : 807690 MPa
5. Ειδική θερμότητα : $0,6 \text{ J/gK}$
6. Θερμική αγωγιμότητα : 45 W/mK
7. Οριακή αντοχή f_u : 510 MPa
8. Αντοχή διαρροής f_y : 355 MPa

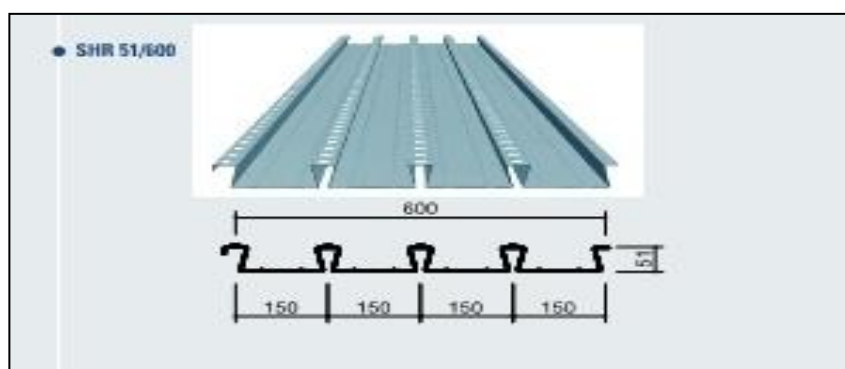
2.5.2 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στις σύμμικτες πλάκες είναι κατηγορίας C20/25 με χαρακτηριστικά όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 2, Μέρος 1.1, 3.1:

1. Ειδικό βάρος γ_c : 2500 kg/m³
2. Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας E_{cm} : 30000 MPa
3. Θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών f_{ck} : 20,0 MPa
4. Λόγος Poisson (για ελαστικές παραμορφώσεις) ν : 0,2
5. Λόγος Poisson (για σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό) ν : 0,2

2.5.3 Χαλυβδόφυλλα

Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκαν χαλυβδόφυλλα *SUPERHOLORIB SHR51* της εταιρείας Montana.



Σχήμα 2.5: Χαλυβδόφυλλα Superholorib

2.5.4 Ράβδοι οπλισμού

Στις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε, όπως ορίζεται από τον κανονισμό, πλέγμα οπλισμού Φ6/15 και οπλισμός Φ6 ανά νεύρωση. Η ποιότητα χάλυβα είναι S500, με όριο διαρροής που δίνεται από τον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Στοιχεία ποιότητας χάλυβα για τις ράβδους οπλισμού

Μέγεθος	Πρότυπα					Πρότυπο	Πρότυπο
	ΕΛΟΤ959, ΕΛΟΤ971					ΕΛΟΤ 1421-3	ΕΛΟΤ 1421-2
Ποιότητα χάλυβα	S220	S400	S500	S400s	S500s	B500C	B500A
Όριο διαρροής (MPa)	220	400	500	400	500	500	500
Εφελκυστική αντοχή (MPa)	340	500	550	440	550		

2.5.5 Διατμητικοί ήλοι

Για την επίτευξη της διατμητικής σύνδεσης σιδηροδοκού – πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι με χαρακτηριστικά:

1. Διάμετρος ήλου: $d=19\text{mm}$
2. Ύψος ήλου: $h=90\text{mm}$
3. Τάση θραύσης: $f_u=360\text{Mpa}$

3 Φορτία-Συνδυασμοί δράσεων

3.1 Κατηγορία δράσεων

Ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, οι δράσεις κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G), π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα κλπ.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου κλπ.

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

1. της προέλευσής τους, ως άμεσες ή έμμεσες.
2. της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές ή ελεύθερες.
3. της φύσης τους, ως στατικές ή δυναμικές.

3.2 Μόνιμες δράσεις (G)

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας καθορισμένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα, γι' αυτό και κατατάσσονται στις σταθερές και στατικές δράσεις. Οι βασικότερες μόνιμες δράσεις είναι τα ίδια βάρη των στοιχείων της κατασκευής, δηλαδή των φερόντων στοιχείων, των τοίχων πληρώσεων, των επικαλύψεων και επιστρώσεων των δαπέδων, των ψευδοροφών και των ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων. Στην περίπτωση μας χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες τιμές:

1. Ίδια βάρη: Υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για όσα στοιχεία εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα. Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος της πλάκας προσομοιάστηκε ως μόνιμο επιφανειακό φορτίο με μέτρο $g_c = 25 \cdot 0,12 = 3 \text{ kN/m}^2$
2. Γαίες: Εισήχθησαν ως επιφανειακά φορτία με μέτρο $g_\gamma = 2 \cdot 0,3 = 6 \text{ kN/m}^2$

3.3 Μεταβλητές δράσεις (Q)

3.3.1 Επιβαλλόμενα φορτία

Τα επιβαλλόμενα φορτία οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, κινητά αντικείμενα, μηχανήματα και οχήματα. Μπορεί ακόμα να οφείλονται σε ασυνήθεις συγκεντρώσεις ανθρώπων ή επίπλων, καθώς και σε μετακίνηση ή στοίβαγμα εμπορευμάτων. Όπως και οι μόνιμες, οι μεταβλητές δράσεις είναι στατικές και δεν ασκούν καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους σύμφωνα με το σχήμα 3.1 που δίνεται από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρροπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Σχήμα 3.1: Κατηγορίες χρήσης επιφανειακών κτιρίων

Το συγκεκριμένο κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία C και τα επιβαλλόμενα κινητά φορτία είναι ομοιόμορφα διανεμημένα (q_k). Για όλο το κτίριο, εκτός της επιφάνειας του ισογείου κάτω απ τον πρώτο όροφο, επιβάλλεται κινητό φορτίο μέτρου: $q_{k1}=2 \text{ kN/m}^2$. Για το κομμάτι του ισογείου στο διώροφο τμήμα επιβάλλεται κινητό φορτίο μέτρου: $q_{k2}=5 \text{ kN/m}^2$.

3.3.2 Λοιπές δράσεις

Φορτίο χιονιού

Το φορτίο του χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και προκαλείται από την εναπόθεση χιονιού στις οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται κυρίως από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου.

Στην παρούσα εργασία δεν ελήφθη υπόψη το φορτίο λόγω χιονιού καθώς η οροφή θεωρήθηκε προσιτή.

3.4 Σεισμικές δράσεις (E)

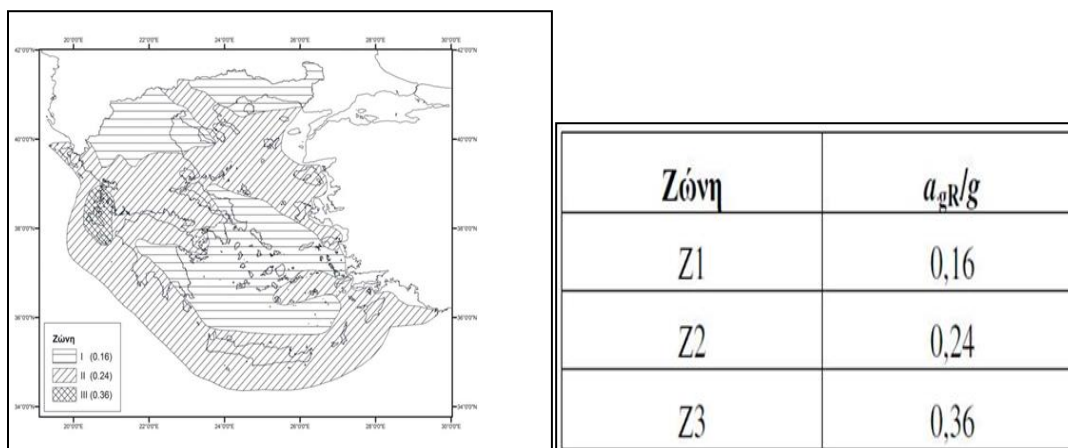
3.4.1 Γενικά

Όπως διευκρινίζεται στη θεωρία, (Ευρωκώδικας 8) αρχικά καθορίζεται ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης S_e . Για τους σκοπούς του σχεδιασμού, αυτό το φάσμα μειώνεται σε ένα φάσμα σχεδιασμού S_d . Αυτό το φάσμα σχεδιασμού εξαρτάται από πολλές παραμέτρους: τον τύπο εδάφους, την εδαφική επιτάχυνση, το συντελεστή συμπεριφοράς και την

απόσβεση. Για μία λεπτομερή περιγραφή αυτών των παραμέτρων, γίνεται αναφορά στον Ευρωκώδικα 8.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται μια σύντομη επισκόπηση για την κατανόηση του σεισμικού φάσματος που επιλέξαμε :

1. Τύπος εδάφους: το είδος του εδάφους εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους και προσδιορίζεται από τα γράμματα A έως E.
2. Επιτάχυνση Εδάφους: Κάθε χώρα διαιρείται σε σεισμικές ζώνες. Εξ ορισμού, η σεισμική επικινδυνότητα σε κάθε ζώνη υποτίθεται ότι είναι σταθερή. Ο κίνδυνος περιγράφεται από μια μόνο παράμετρο: τη μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (PGA) a_{gR} . Τέλος, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_g , είναι ίση με τη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (agR) επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , δηλαδή: $a_g = \gamma_I \cdot agR$.
3. Συντελεστής Συμπεριφοράς q : Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού. Η μείωση αυτή, επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .
4. Απόσβεση: Το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 ορίζεται για ένα λόγο απόσβεσης του 5%. Αν η δομή έχει ένα άλλο λόγο απόσβεσης, το φάσμα πρέπει να προσαρμοστεί με το ρυθμιστικό παράγοντα διόρθωσης η .



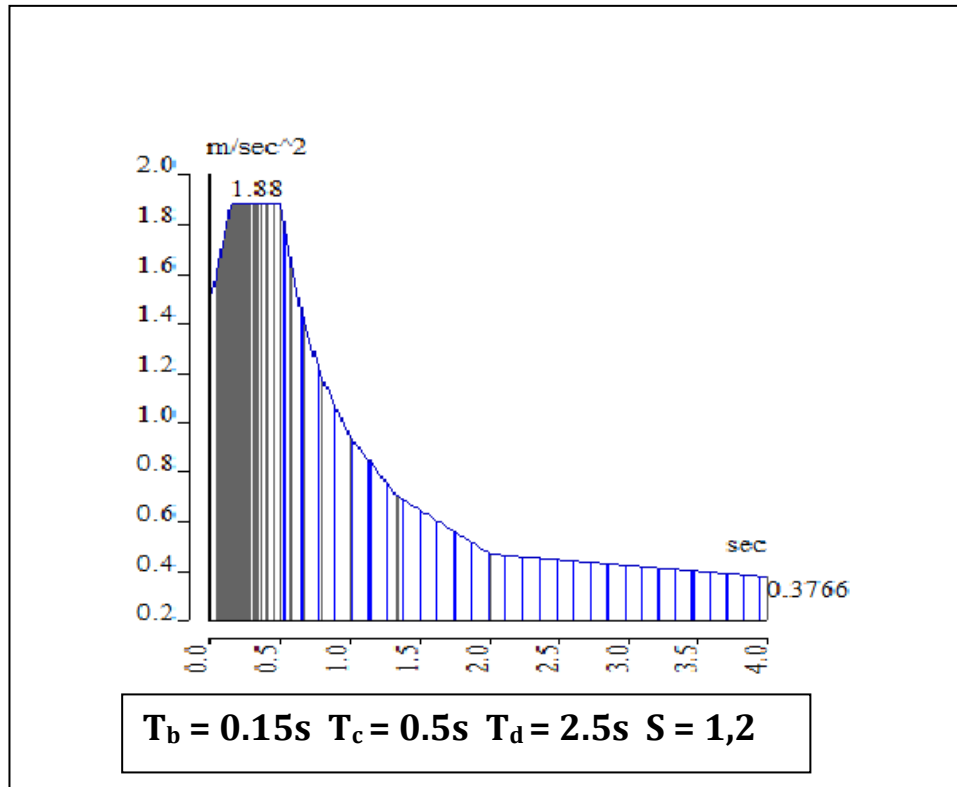
Σχήμα 3.2: Σεισμικές ζώνες στον ελλαδικό χώρο

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Σχήμα 3.3: Κατηγορίες σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τα όσα έχουν αναφερθεί, το κτίριο που μελετήθηκε έχει τα εξής χαρακτηριστικά :

1. Κατηγορία εδάφους: B
2. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, Z1: $\alpha=0,16$
3. Κατηγορία σπουδαιότητας, III: $\gamma_i=1.2$
4. Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς : $q=3$



Σχήμα 3.4: Σεισμικό φάσμα

3.4.2 Μέθοδος προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης

Τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση τη γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή των 2 μεθόδων, τη δυναμική φασματική μέθοδο CQC και την απλοποιημένη φασματική μέθοδο SRSS. Για την ανάλυση του κτιρίου της εργασίας αυτής επιλέχθηκε για λόγους ακρίβειας η πρώτη μέθοδος CQC.

Δυναμική φασματική μέθοδος CQC: Πρόκειται για πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, με υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και πλήρη τετραγωνική επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις κατασκευές.

3.4.3 Προσομοίωση μαζών

Στο πρόγραμμα στατικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε (Scia 2012) δεν αρκεί να εισάγουμε μόνο το φάσμα απόκρισης, δηλαδή την επιτάχυνση, αλλά οφείλουμε να ορίσουμε και τη μάζα του κτιρίου που συμμετέχει στην ταλάντωση. Η μάζα κάθε

ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους του, το οποίο λόγω συμμετρίας ταυτίζεται με το γεωμετρικό του κέντρο, και αποτελείται από τα μόνιμα φορτία και το 60% των κινητών (μεταβλητών φορτίων).

Στο Scia 2012 έγιναν τα εξής βήματα για να μπορέσει να γίνει ο αντισεισμικός έλεγχος:

1. Δημιουργία ομάδας μαζών μέσω των στατικών φορτίων. Για κάθε φορτίο που αναφέρθηκε στην αρχή του κεφαλαίου χρησιμοποιήθηκε η εντολή: generate masses from static load cases.
2. Δημιουργία συνδυασμού μαζών. Για το συνδυασμό αυτό, οι μάζες που προέκυψαν από τα μόνιμα φορτία έχουν συντελεστή 1, ενώ οι μάζες που προέκυψαν από τα κινητά φορτία (μεταβλητές δράσεις) έχουν συντελεστή 0,6.
3. Προσδιορισμός σεισμικού φάσματος.
4. Επιλογή φασματικής μεθόδου.
5. Προσδιορισμός αριθμού ιδιομορφών. Επιλέξαμε 130 ιδιομορφές ώστε η δράση μάζα του φορέα να φτάνει το 90% του συνόλου των μαζών.
6. Υπολογισμός δράσεων με το σεισμικό συνδυασμό που επιλέξαμε.

3.5 Συντελεστές ασφαλείας

3.5.1 Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Σε όλες τις δράσεις (μόνιμες G , μεταβλητές Q , σεισμικές E) εφαρμόζονται συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_E$ αντίστοιχα.

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	1,0	1,0	1,0
γ_A, γ_E	1,0	1,0	-	-

Πίνακας 3.1 : Συντελεστές ασφαλείας

3.5.2 Συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων

Όπως και στις δράσεις, ορίζονται συντελεστές ασφαλείας και για τις αντιστάσεις των διατομών και των δομικών στοιχείων, οι οποίες ομαδοποιούνται με κριτήριο τον τύπο αστοχίας. Έτσι, διακρίνονται οι ακόλουθοι τύποι αστοχίας και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας:

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

1. Διαρροή ή τοπικός λυγισμός (συνάρτηση του f_{ey}) : $\gamma_{M0}=1,00$
2. Απώλεια ευστάθειας : $\gamma_{M1}=1,00$
3. Θραύση, μέσα σύνδεσης (συνάρτηση του f_u) : $\gamma_{M2}=1,25$
4. Σκυρόδεμα : $\gamma_c=1,50$
5. Χάλυβας οπλισμού : $\gamma_s=1,15$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

1. Γενικός : $\gamma_{serv}=1,00$
2. Ολίσθηση προεντεταμένων κοχλιών : $\gamma_{s,serv}=1,10$

3.5.3 Συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας: $Sd=1,35G+1,5Q$
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας: $Sd =1,00G +1,00Q$
3. Αντισεισμικός σχεδιασμός: $Sd=1,00G+E+0,60Q$ όπου E είναι ο συνδυασμός μαζών από τα επιβαλλόμενα φορτία, δηλαδή $E=1,00G+0,60Q$

4 Ανάλυση κατασκευών

4.1 Μέσα ανάλυσης

Scia Engineer 2012

Για τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου, καθώς και για τον έλεγχο επάρκειας συγκεκριμένων μελών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Scia Engineer 2012 της εταιρείας Nemetschek. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως ένα εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Η επιλογή του στηρίχθηκε, κυρίως, στη δυνατότητα χρήσης σύμμικτων διατομών. Παρακάτω δίνονται αναλυτικότερα οι περαιτέρω δυνατότητες που παρέχει:

1. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον.
2. Προσφέρει εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με ισχυρές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων.
3. Το γραφικό περιβάλλον δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates).
4. Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
5. Παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με χρήση του Ευρωκώδικα 3.
6. Διαθέτει βάση δεδομένων με όλες τις συνήθεις πρότυπες διατομές, είτε αυτές είναι από χάλυβα, από σκυρόδεμα ή σύμμικτες.
7. Επιτρέπει την ελεύθερη σχεδίαση διατομών.
8. Είναι εφοδιασμένο με όλους τους Ευρωπαϊκούς, Διεθνείς και Αμερικάνικους κανονισμούς.
9. Επιτρέπει τη Στατική και Δυναμική Φασματική Ανάλυση για ραβδωτούς και επιφανειακούς φορείς.
10. Δυνατότητα διαστασιολόγησης ραβδωτών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα.
11. Δυνατότητα διαστασιολόγησης σύμμικτης πλάκας.
12. Δυνατότητες στατικών φορτίσεων που επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS και CQC.

EXCEL

Σημαντική βοήθεια στην εξέλιξη της παρούσας εργασίας αποτέλεσε η εφαρμογή *EXCEL* του λογισμικού πακέτου *Microsoft Office*. Χρησιμοποιήθηκε, πρωτίτως, στη φάση προμελέτης για την οργάνωση και εποπτεία των δεδομένων καθώς και για την εκτέλεση των ελέγχων των μελών. Σημαντικοί παράγοντες κατά τη χρήση του λογισμικού αυτού αποτέλεσαν:

1. Η ευκολία στη χρήση.

2. Η δυνατότητα χρήσης ενός μεγάλου αριθμού συναρτήσεων.
3. Η αποφυγή λαθών και η εύκολη και γρήγορη διόρθωσή τους.
4. Η δυνατότητα εκτέλεσης δοκιμών και επαναληπτικών διαδικασιών σε σύντομο χρόνο.

HOLORIB SOFTWARE

Όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5, η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών έγινε με τη χρήση του προγράμματος *HOLORIB* της εταιρείας *MONTANA*. Το πρόγραμμα είναι διαθέσιμο στην ιστοσελίδα της εταιρείας και παρέχει τη δυνατότητα διαστασιολόγησης και ελέγχου σύμμικτων πλακών που κατασκευάζονται με χρήση του χαλυβδόφυλλου *SUPERHOLORIB SH51* της ίδιας εταιρείας.

BEAM.2D

Το πρόγραμμα *Beam.2d* διατίθεται από την εταιρεία *Engilab* και επιτρέπει την διεξαγωγή εντατικών μεγεθών σε υπερστατικούς γραμμικούς φορείς. Η χρήση του συγκεκριμένου προγράμματος έγινε στο στάδιο της προμελέτης ώστε με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν να γίνει μία πρόχειρη διαστασιολόγηση.

4.2 Προσομοίωμα ανάλυσης

Για τον έλεγχο επάρκειας των διατομών και των μελών του φορέα μορφώθηκε το κατάλληλο υπολογιστικό προσομοίωμα, προκειμένου να προσδιοριστούν τα πλέον δυσμενή αποτελέσματα λόγω των δράσεων, για όλα τα μέλη του φορέα.

Το προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση, περιγράφει και απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, μέλη, κόμβοι και εδράσεις. Περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής (κύρια πλαίσια στο χώρο, σύνδεσμοι, συνδέσεις, θεμελιώσεις), μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) που ασκούνται επί αυτής. Εξαιτίας των δυνατοτήτων που μας προσφέρει το Scia engineer, οι δευτερεύουσες σύμμικτες δοκοί συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα αυτό. Συγκεκριμένα, γίνονται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι για τα σύμμικτα στοιχεία σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4.

4.3 Μέθοδος ανάλυσης

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών μπορεί να γίνει με ελαστική ή πλαστική ανάλυση. Η ελαστική μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες στις περιπτώσεις, ανεξαρτήτως του αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με βάση την ελαστική ή την πλαστική αντοχή τους, ενώ για την εφαρμογή της πλαστικής ανάλυσης απαιτείται να πληρούν οι χρησιμοποιούμενες διατομές καθώς και ο χάλυβας ορισμένες ειδικές απαιτήσεις.

4.4 Στάδια προμελέτης και τελική επιλογή διατομών

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται περιληπτικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την πλήρη διαστασιολόγηση του κτιρίου:

Φάση προμελέτης:

1. Σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών για τον βασικό συνδυασμό φόρτισης (1,35G+1,50Q). Ο σχεδιασμός έγινε αρχικά με τη βοήθεια χειρόγραφων σημειώσεων.
2. Σχεδιασμός των διαδοκίδων και των κύριων δοκών για τον ίδιο συνδυασμό με τη βοήθεια του *EXCEL*.

Τελική επιλογή διατομών:

1. Δημιουργία προσομοιώματος του κτιρίου στο *Scia Engineer* για τη στατική και δυναμική ανάλυση.
2. Τελική διαστασιολόγηση πλάκας μέσω του λογισμικού *Holorib*.
3. Τελική διαστασιολόγηση διαδοκίδων και κύριων δοκών. Για τις διαδοκίδες προέκυψαν μεγάλα βέλη οπότε έγιναν αρκετές αλλαγές σε σχέση με τις διατομές που είχαν επιλεχθεί μέσω του *EXCEL*. Για τις κύριες δοκούς, καθοριστικό ρόλο έπαιξε η πλαισιακή λειτουργία του φορέα και η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, παράγοντες οι οποίοι δε μπορούσαν να ληφθούν υπόψη στη φάση προμελέτης μέσω του *EXCEL*.
4. Διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων (διατομές *HEB*) για το σεισμικό συνδυασμό με βοήθεια της επιλογής “Autodesign” του *Scia Engineer*.
5. Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας (διατομές *CHS*) με τον ίδιο τρόπο όπως τα υποστυλώματα.
6. Όπλιση και διαστασιολόγηση τοιχίων.

4.5 Στατική ανάλυση

Αρχικά, τα μέλη του φορέα ελέγχθηκαν για τον βασικό συνδυασμό δράσεων, δηλαδή για μεγέθη από το συνδυασμό $1,35G+1,50Q$. Η στατική ανάλυση με αυτό το συνδυασμό ήταν καθοριστική μόνο για τις διαδοκίδες οι οποίες δεν επηρεάζονται από τις σεισμικές δυνάμεις. Αυτό συμβαίνει διότι κατά τη διεύθυνση των διαδοκίδων, τις σεισμικές δυνάμεις τις αναλαμβάνουν μόνο οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Τα αποτελέσματα ήταν δυσμενέστερα κατά τη δυναμική ανάλυση μόνο για τις διαδοκίδες που συνδέονται με τους συνδέσμους δυσκαμψίας και τα ενδιάμεσα υποστυλώματα.

4.6 Δυναμική ανάλυση κτιρίου

Κατά την Δυναμική Ανάλυση των κατασκευών θεωρούμε ότι η συμμετέχουσα στην ταλάντωση μάζα προσομοιώνεται σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.3. Επίσης, η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων προσομοιώθηκε με την εισαγωγή κατάλληλων κινηματικών εξαρτήσεων για όλους τους κόμβους στο επίπεδο της κάθε πλάκας.

4.6.1 Δυναμική φασματική μέθοδος

Η συνηθέστερη μέθοδος ανάλυσης για τα σεισμικά φορτία είναι η δυναμική φασματική μέθοδος, όπου η απόκριση του συστήματος προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων των επιμέρους ιδιομορφών, σύμφωνα με τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 8. Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό των πιθανών ακραίων τιμών ενός τυχόντος μεγέθους απόκρισης με πλήρη τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Το *Scia Engineer* διαθέτει την επιλογή της μεθόδου αυτής για τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής στο σεισμό σχεδιασμού.

Βήματα της μεθόδου:

1. Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.

2. Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
3. Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
4. Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών:

1. Κατά την παραπάνω διαδικασία λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Θεωρούμε ότι έχουμε λάβει υπόψη αρκετές ιδιομορφές και για τις δύο κύριες διευθύνσεις.
2. Το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Συνολικά επιλέχθηκαν 130 ιδιομορφές.
3. Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Ιδιομορφική επαλληλία:

Το Scia Engineer παρέχει τη δυνατότητα επαλληλίας των ιδιομορφικών αποκρίσεων με χρήση της Μεθόδου Τετραγωνικής Επαλληλίας Ιδιομορφών (CQC). Η συγκεκριμένη μέθοδος προτιμήθηκε έναντι της τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS) ως ακριβέστερη.

5 Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών

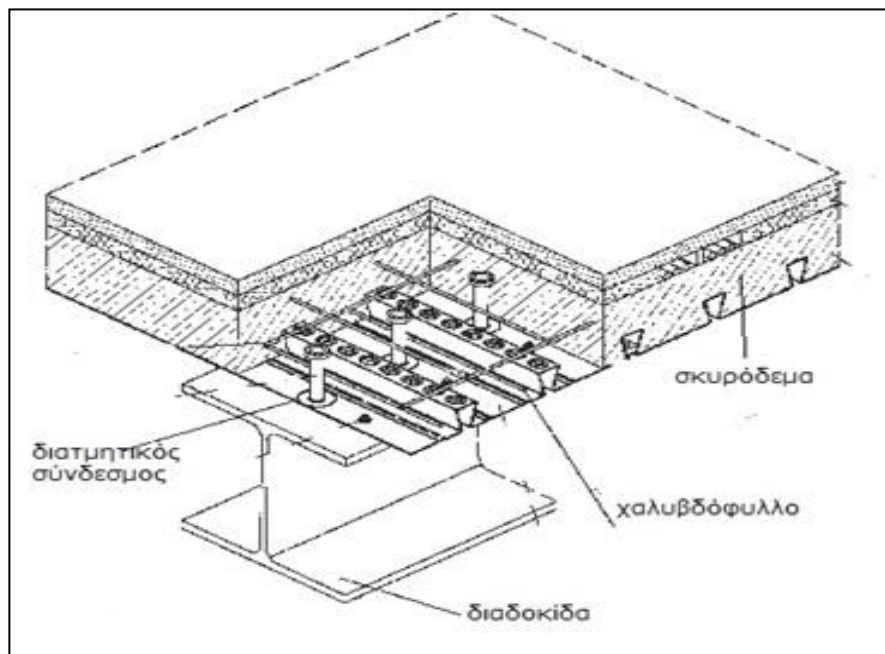
5.1 Χαρακτηριστικά σύμμικτων πλακών

Στο υπό μελέτη κτίριο, έχουμε συνεχείς σύμμικτες πλάκες πολλών ανοιγμάτων, με μήκος κάθε ανοίγματος 1,84m. Παρόλο που υπάρχουν σε κάποια τμήματα λίγο μικρότερα ανοίγματα, η ανάλυση που έγινε με άνοιγμα 1,84m ήταν η δυσμενέστερη και επομένως δεν ελέγχθηκε η επάρκεια τους ξεχωριστά. Επιλέχθηκαν τα εξής:

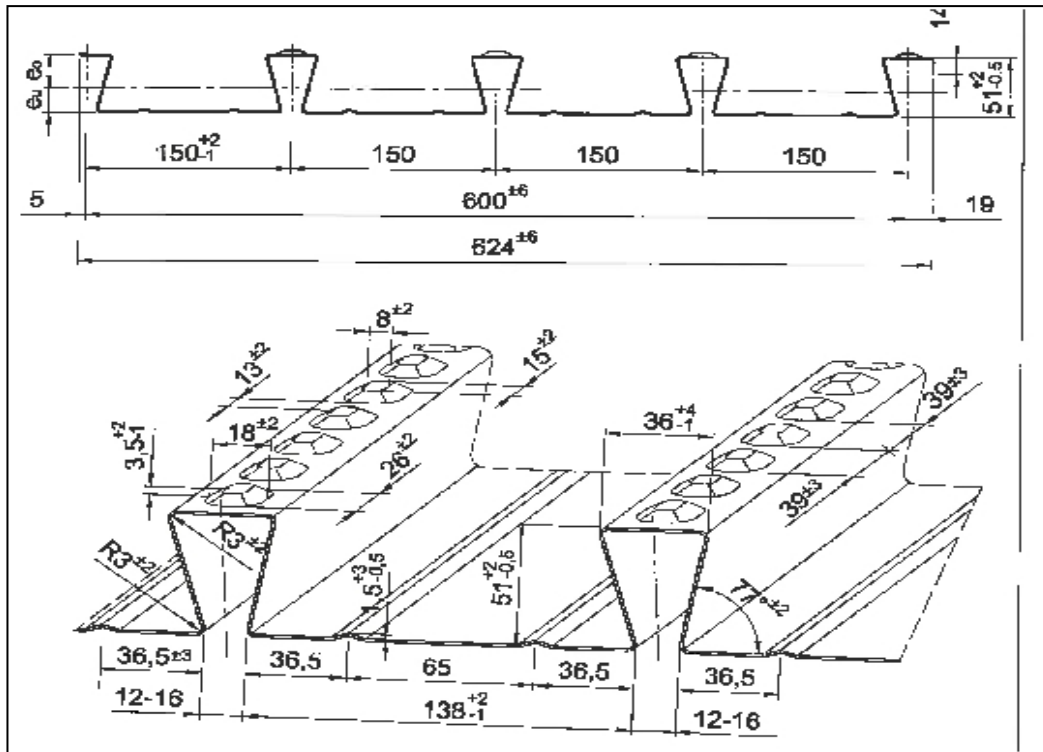
1. Ποιότητα χάλυβα: S355H.
2. Ποιότητα σκυροδέματος: C20/25
3. Πάχος πλάκας: $h=12\text{cm}$
4. Οπλισμός πλάκας: Για το άνω πέλμα, πλέγμα $\Phi 6/15$ και $\Phi 6$ ανά νεύρωση (κάτω) σε περίπτωση πυρκαγιάς και την απενεργοποίηση του χαλυβδοελάσματος. Η ποιότητα του κατασκευαστικού χάλυβα είναι S500.
5. Επικάλυψη οπλισμού: $c=25\text{mm}$.

5.2 Χαρακτηριστικά χαλυβδοφύλλου

1. Διεύθυνση: Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετήθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε οι νευρώσεις να βρίσκονται εγκάρσια στη διεύθυνση των διαδοκίδων (Σχήμα 5.1).
2. Γεωμετρία: Η γεωμετρία του χαλυβδοφύλλου φαίνεται στο Σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.1: Διεύθυνση χαλυβδοφύλλων



Σχήμα 5.2: Γεωμετρία χαλυβδοφύλλων

5.3 Χαρακτηριστικά σκυροδέματος

Για να εξασφαλίσει η πλάκα τη διαφραγματική λειτουργία, τα ελάχιστα πάχη είναι τα εξής :

1. Ελάχιστο πάχος πάνω από χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 50 \text{ mm}$
2. Ελάχιστο συνολικό πάχος: $\min h = 90 \text{ mm}$

Επιλέχθηκε, πάχος πλάκας $h = 120 \text{ mm}$ με ποιότητα σκυροδέματος C20/25.

5.4 Χαρακτηριστικά οπλισμού

Ελάχιστοι οπλισμοί:

1. Εντός του ύψους h_c πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός ελαχίστου εμβαδού $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση.
2. Τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός για λόγους ρηγμάτωσης: $0,2\% A_c = 1,38 \text{ cm}^2/\text{m}$ πάνω από τις στηρίξεις και $0,1\% A_c = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$ στις περιοχές των ανοιγμάτων.

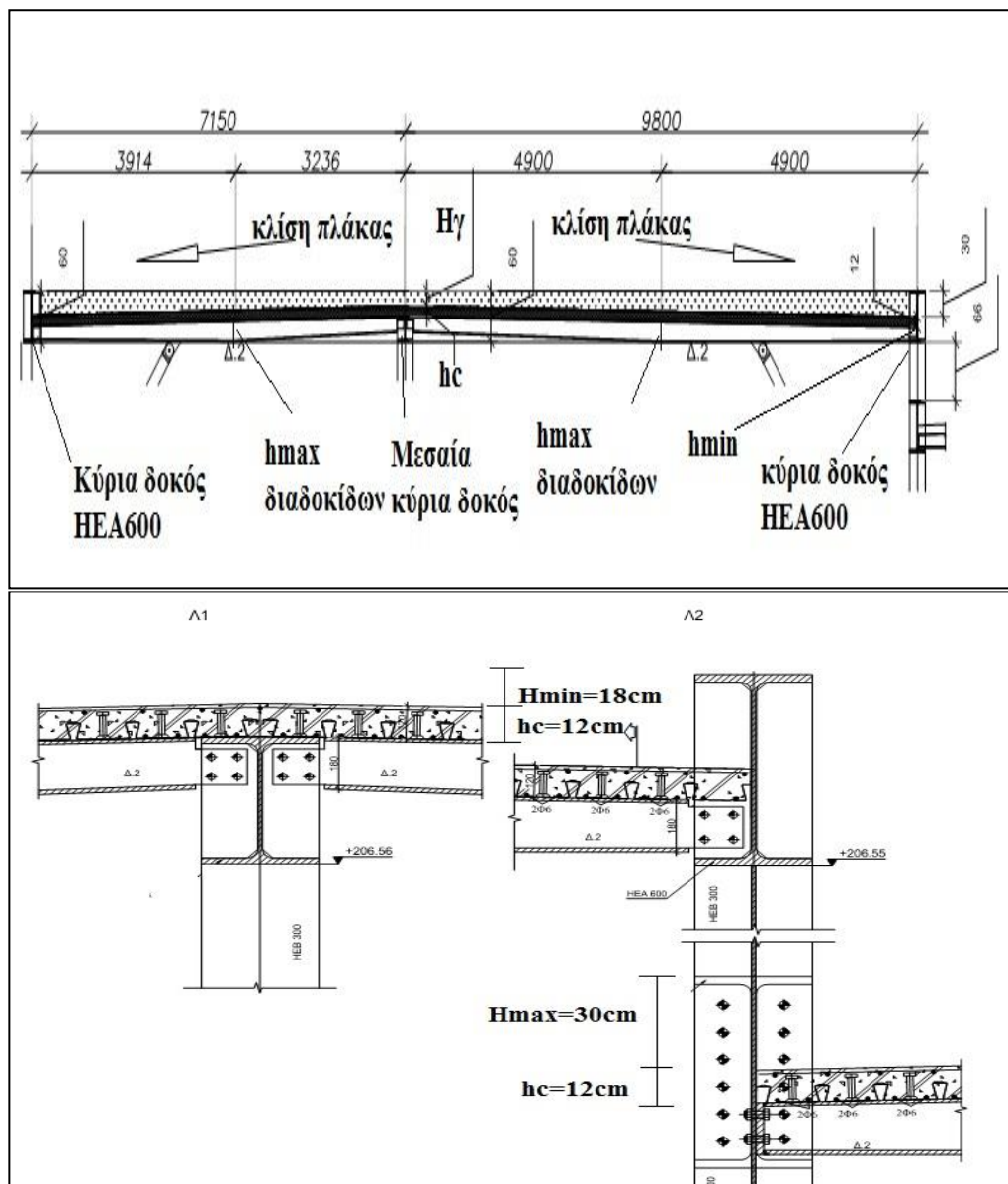
Αρχικά επιλέχθηκε ο ελάχιστος οπλισμός και στη συνέχεια αφού έγινε η στατική ανάλυση της πλάκας ελέγχθηκε η επάρκειά του. Επιλέχθηκε πλέγμα, εντός του h_c , $\Phi 6/150 = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,38 \text{ cm}^2/\text{m}$ (πάνω) και επιπλέον οπλισμός (κάτω) $\Phi 6$ ανά νεύρωση ($1,88 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$) με ποιότητα χάλυβα S500.

5.5 Προμελέτη

Κατά την προμελέτη, έγιναν κάποιες δοκιμές σε σχέση με το πάχος της πλάκας, με σκοπό να επιλέξουμε το μικρότερο δυνατό. Ο περιορισμός που είχαμε, ήταν να χωρέσουν σε 60 cm , η χαλύβδινη διατομή, η πλάκα και οι γαίες ($12-30 \text{ cm}$). Συνεπώς, θέτοντας ένα πάχος πλάκας 10 cm θα έδινε μεγαλύτερα περιθώρια ως προς τη χαλύβδινη διατομή που θα

επιλέγαμε να συνεργαστεί με το σκυρόδεμα. Παρολ' αυτά, μετά από την ανάλυση που έγινε για τις κύριες δοκούς και τις διαδοκίδες, προέκυψε η ανάγκη για μεγαλύτερο πάχος σκυροδέματος και αυτό για τους εξής λόγους:

1. Μεγαλύτερη συνεισφορά του σκυροδέματος ώστε να επιτυγχάνεται καλύτερα η σύμμικτη λειτουργία των δοκών και να επιλεγθούν μικρότερες χαλύβδινες διατομές.
2. Επάρκεια ως προς το ύψος των διατμητικών ήλων. Όπως αναφέρεται στο επόμενο κεφάλαιο, για να γίνει πλήρης διατμητική κάλυψη επιλέχθηκαν διατμητικοί ήλοι διαμέτρου 19mm. Έπρεπε, λοιπόν, να ικανοποιείται ο περιορισμός, $h_{\eta\lambda}-h_{sc}>2d$ (h_{sc} :ύψος χαλυβδοφύλλου). Επιλέγοντας το μικρότερο δυνατό ύψος ήλου δηλαδή, $h_{\eta\lambda}=2d+h_{sc}=2*19+51=89\text{mm}$, άρα 90mm και προσθέτοντας την απαραίτητη επικάλυψη (25mm) προέκυψε το ελάχιστο πάχος πλάκας σκυροδέματος : $h_c=12\text{cm}$.



Σχήμα 5.3: Λεπτομέρεια περιθωρίων σχετικά με το πάχος της πλάκας

Στη φάση προμελέτης, έγιναν κάποιοι ενδεικτικοί υπολογισμοί χρησιμοποιώντας τους παρακάτω τύπους:

Ίδια βάρη:

$$g_p = 1400 * 10^{-6} * 78.5 = 0.11 \text{ kN} / \text{m}^2, \text{ ίδιο βάρος χαλυβδοελάσματος} \quad (5.1)$$

$$h_{eq} = \frac{(110 + 135) * 51}{2 * (150 / 2)} = 83.3 \text{ mm}, \text{ ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος εντός τραπεζίου} \quad (5.2)$$

$$g_c = \gamma_c * (h_{eq} + h - 51), \text{ ίδιο βάρος σκυροδέματος} \quad (5.3)$$

$$g = g_p + g_c + g_\gamma, \text{ μόνιμα φορτία} \quad (5.4)$$

$$q = 2 \text{ kN} / \text{m}^2, \text{ κινητά φορτία} \quad (5.5)$$

$$G_{sd} = 1.35g + 1.5q, \text{ συνδυασμός αστοχίας} \quad (5.6)$$

Ελαστική ανάλυση με ανακατανομή:

$$M_{ed} = -\frac{G_{sd} * l^2}{12}, \text{ ροπή στις στηρίξεις} \quad (5.7)$$

$$M_{ed} = -0.7 * \frac{G_{sd} l^2}{12} \quad (5.8)$$

$$M_{ed} = -\frac{G_{sd} * l^2}{12}, \text{ ροπή στις στηρίξεις} \quad (5.9)$$

Ανακατανομή:

$$M_{ed} = -M_{ed,στηρ} + \frac{G_{sd} * l^2}{8}, \text{ ροπή στο άνοιγμα} \quad (5.10)$$

Τοποθετώ οπλισμό πάνω απ τα στηρίγματα και επί μήκους 1,2 m εκατέρωθεν αυτών, οπλισμός ρηγμάτωσης με ποσοστό 0,2% : $A_s = 0.2 * A_c = 0.2 * (h_c - h_{sc})$

Υπολογισμός πλαστικών ροπών αντοχής για θετικές ροπές:

$$N_{cf} = b * x_{pl} * 0.85 * f_{cd}, \text{ θλιπτική δύναμη} \quad (5.11)$$

$$N_p = A_p * f_{ypd}, \text{ εφελκυστική δύναμη} \quad (5.12)$$

$$N_{cf} = N_p \Rightarrow x_{pl} \leq h_c, \text{ ουδέτερος πλαστικός άξονας} \quad (5.13)$$

z_s , κέντρο βάρους χαλυβδοελάσματος

$$d_p = h - z_s, \text{ απόσταση από κάτω πέλμα} \quad (5.14)$$

$$M_{pl,Rd} = N_p * (d_p - x_{pl} / 2), \text{ πλαστική ροπή αντοχής} \quad (5.15)$$

Υπολογισμός πλαστικών ροπών αντοχής για αρνητικές ροπές:

$$N_s = A_s * f_{ysd}, \text{ εφελκυστική δύναμη} \quad (5.16)$$

$$N_c = b_p * x_{pl} * 0.85 * f_{cd}, \text{ θλιπτική δύναμη} \quad (5.17)$$

$$x_{pl} = \frac{N_s}{b_p * 0.85 * f_{cd}}, \text{ ουδέτερος πλαστικός άξονας} \quad (5.18)$$

$$M_{pl,Rd} = N_s * (h - e_s - \frac{x_{pl}}{2}), \text{ πλαστική ροπή αντοχής} \quad (5.19)$$

Υπολογισμός αντοχών έναντι τεμνουσών:

$$\rho_1 = \frac{A_p * b}{b_0 * d_p}, \quad (5.20)$$

$$V_{\min} = 0.035 * k^{1.5} \sqrt{f_{ck}}, \quad (5.21)$$

$$\tau_{rd} = c_{Rk} * k * (100 * \rho_1 / f_{ck})^{1/3}, \quad (5.22)$$

$$V_{RD,c} = b_0 * d_p * \tau_{rd} / b, \text{ αντοχή έναντι τεμνουσών} \quad (5.23)$$

5.6 Ανάλυση πλάκας

Η τελική ανάλυση και διαστασιολόγηση της πλάκας έγινε με πάχος σκυροδέματος 12cm και χρησιμοποιήθηκαν τα λεπτομερή αποτελέσματα του λογισμικού Holorib.

5.6.1 Φάση κατασκευής

Η διαστασιολόγηση του χαλυβδοφύλλου γίνεται με βάση τα φορτία στη φάση κατασκευής. Τα φορτία, οι συνδυασμοί τους και η τελική ανάλυση της πλάκας στη φάση κατασκευής φαίνονται παρακάτω.

1. Φορτία

- Ίδιο βάρος χαλυβδοφύλλου : $g_p=0,15\text{KN/m}^2$. Το συγκεκριμένο φορτίο εξαρτάται από τη γεωμετρία του χαλυβδοφύλλου και επομένως υπολογίστηκε με ακρίβεια από το λογισμικό Holorib.
- Ίδιο βάρος σκυροδέματος : $g_c=3,25\text{KN/m}^2$.Ομοίως το ίδιο βάρος του σκυροδέματος εξαρτάται από τη γεωμετρία των τραπεζίων που σχηματίζουν τα χαλυβδόφυλλα οπότε υπολογίστηκε ακριβέστερα από το λογισμικό Holorib.
- Φορτία διάστρωσης : $q_1=0,75\text{KN/m}^2$,ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο και $q_2=0,75\text{KN/m}^2$,ομοιόμορφα κατανομημένο σε επιφάνεια 3X3 m.

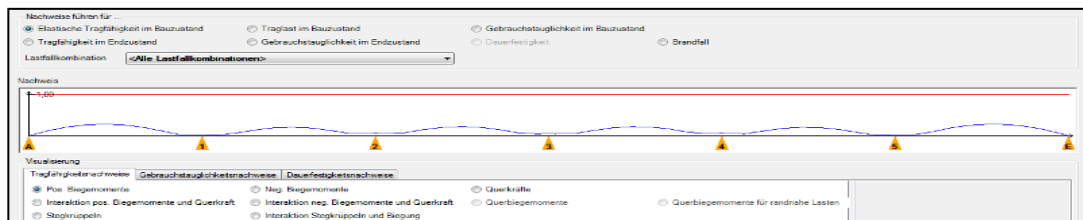
2. Συνδυασμοί

- Ελαστικός έλεγχος : $Gsd=1.00g_p+1.00g_c+1.15q_1+1.15q_2$
- Κατάσταση αστοχίας : $Gsd=1.35g_p+1.35g_c+1.50q_1+1.50q_2$
- Κατάσταση λειτουργικότητας : $Gsd=1.00g_p+1.00q_1$

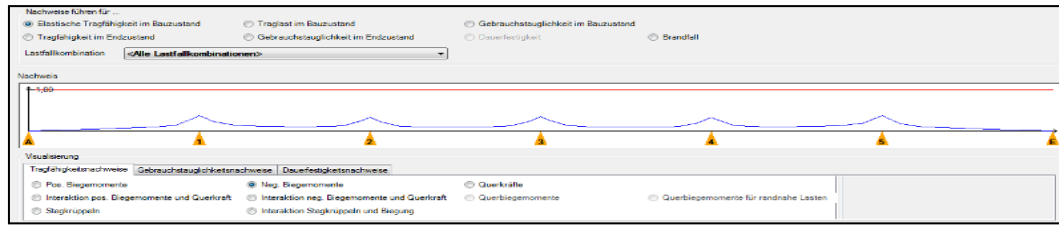
3. Ανάλυση

Χρησιμοποιήθηκε η ελαστική μέθοδος ανάλυσης και θεωρήσαμε ότι η πλάκα είναι συνεχής, πολλών ανοιγμάτων. Η ανάλυση έγινε για ένα μόνο τμήμα του κτιρίου καθώς δεν παρουσιάζονται μεγάλες διαφορές σε σχέση με τα υπόλοιπα τμήματα. Τα παρακάτω σχήματα δείχνουν τ' αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης που προέκυψαν από το λογισμικό Holorib.

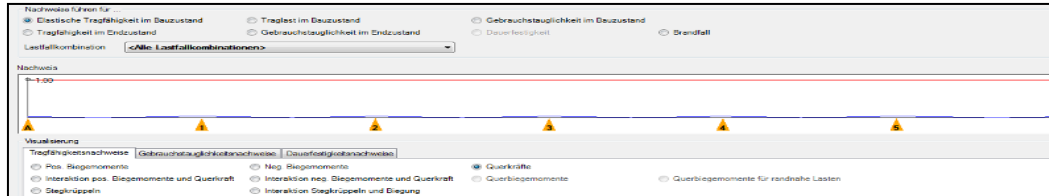
5.6.1.1 Ελαστικός έλεγχος



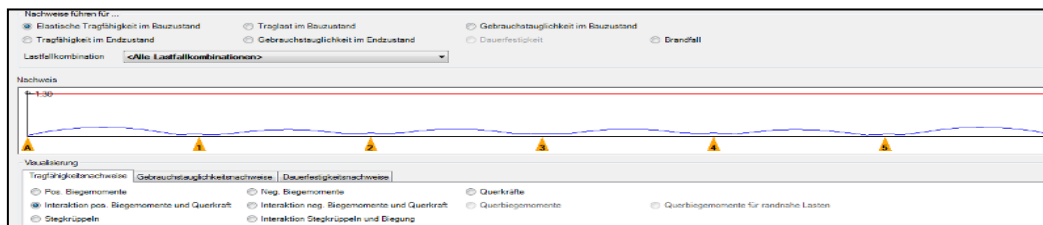
Σχήμα 5.4: Έλεγχος θετικών ροπών κάμψης $-\max M_{ed}/M_{rd}=0.28$



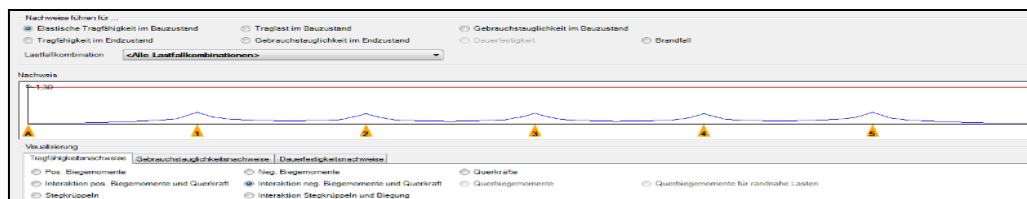
Σχήμα 5.5: Έλεγχος αρνητικών ροπών κάμψης $-\max M_{ed}/M_{rd}=0,37$



Σχήμα 5.6: Έλεγχος τεμνουσών $-\max V_{ed}/V_{rd,c}=0,04$

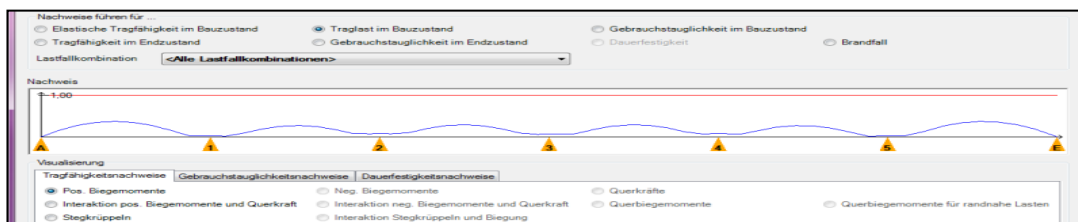


Σχήμα 5.7: Έλεγχος συνδυασμού θετικών ροπών κάμψης-διάτμησης

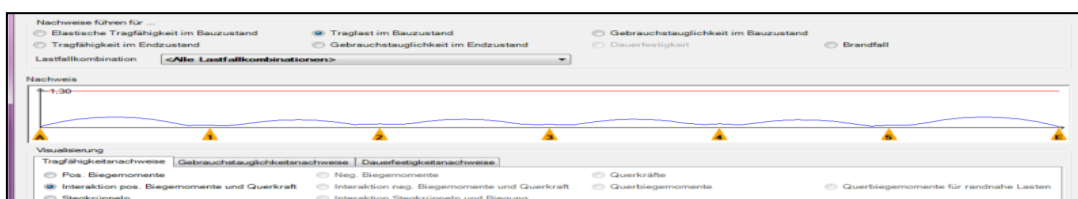


Σχήμα 5.8: Έλεγχος συνδυασμού αρνητικών ροπών κάμψης-διάτμησης

5.6.1.2 Κατάσταση αστοχίας



Σχήμα 5.9: Έλεγχος θετικών ροπών κάμψης $-\max M_{ed}/M_{rd}=0,38$



Σχήμα 5.10: Έλεγχος συνδυασμού θετικών ροπών κάμψης-διάτμησης

5.6.1.3 Κατάσταση λειτουργικότητας



Σχήμα 5.11: Έλεγχος βελών

Στην κατάσταση λειτουργικότητας τα βέλη που αναπτύχθηκαν είναι τα εξής : $\delta_{max}=2,12\text{mm} < L/250=7.36\text{mm}$ (βέλος λόγω συνολικών φορτίων).

5.6.2 Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας έγινε η τελική επιλογή του οπλισμού και ο πλήρης έλεγχος της πλάκας. Σε αυτή τη φάση συμπεριλαμβάνονται, εκτός από τα ίδια βάρη, τα πρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία.

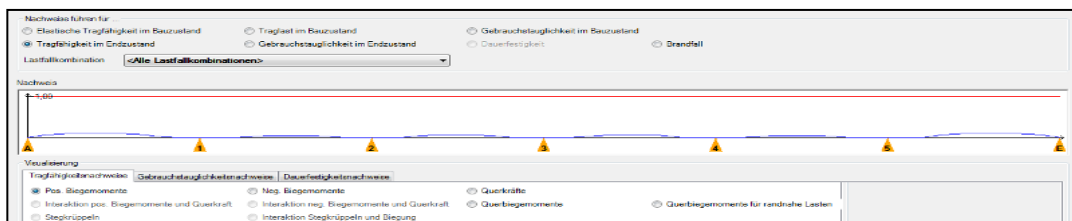
1. Φορτία

- a. Ίδια βάρη σκυροδέματος και χαλυβδοφύλλου όπως υπολογίστηκαν στη φάση κατασκευής (g_c και g_p).
- b. Ίδιο βάρος γαιών : $g_\gamma=6 \text{ KN/m}^2$
- c. Κινητά φορτία : $q=2 \text{ KN/m}^2$

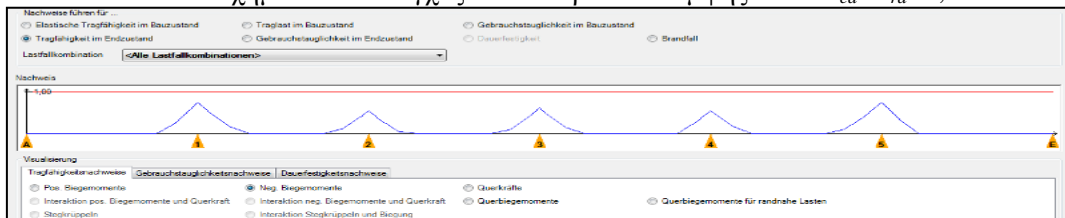
2. Συνδυασμοί

- a. Κατάσταση αστοχίας : $Gsd=1.35g_c+1.35 g_p+1.35g_\gamma+1.5q$
- b. Κατάσταση λειτουργικότητας : $Gsd=1.00g_c+1.00g_p+1.00g_\gamma+1.00q$

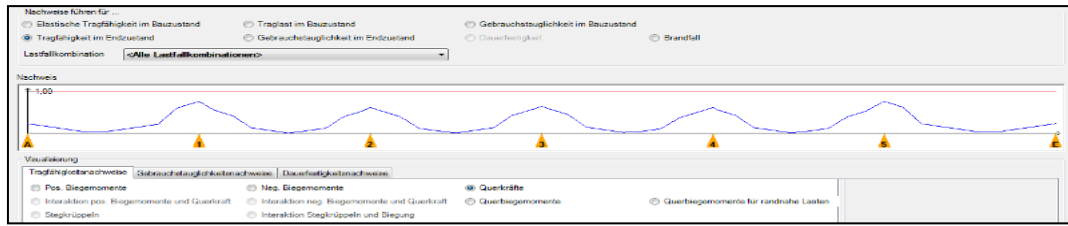
5.6.2.1 Κατάσταση αστοχίας



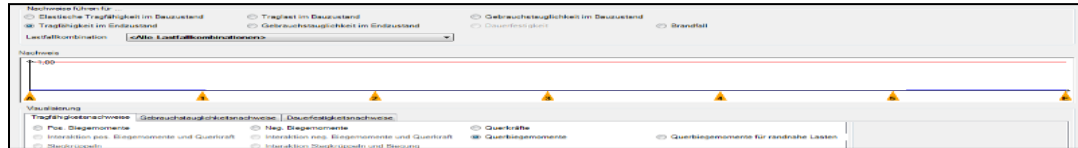
Σχήμα 5.12: Έλεγχος θετικών ροπών κάμψης $-\max M_{ed}/M_{rd}=0,1$



Σχήμα 5.13: Έλεγχος αρνητικών ροπών κάμψης $-\max M_{ed}/M_{rd}=0,75$

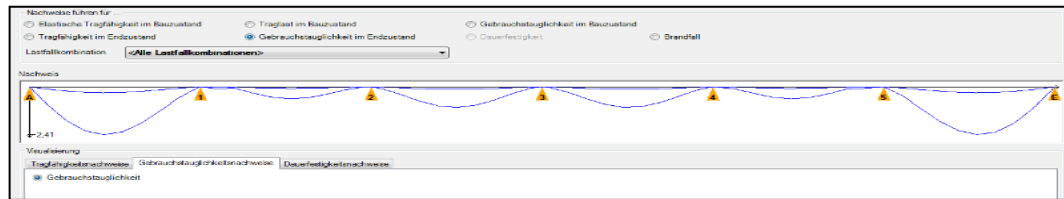


Σχήμα 5.14: Έλεγχος τεμνουσών $-\max V_{ed}/V_{rd,c}=0,76$



Σχήμα 5.15: Έλεγχος σε διαμήκης διάτμηση $-\max V_{1,ed}/V_{1,rk}=0,04$

5.6.2.2 Κατάσταση λειτουργικότητας



Σχήμα 5.16: Έλεγχος βελών

Στην κατάσταση λειτουργικότητας τα βέλη που αναπτύχθηκαν είναι τα εξής : Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων, $\delta_{max}=2.12\text{mm} < L/350=5.25$ και βέλος λόγω συνολικών φορτίων, $\delta_{max}=0.29\text{mm} < L/250=7.36$

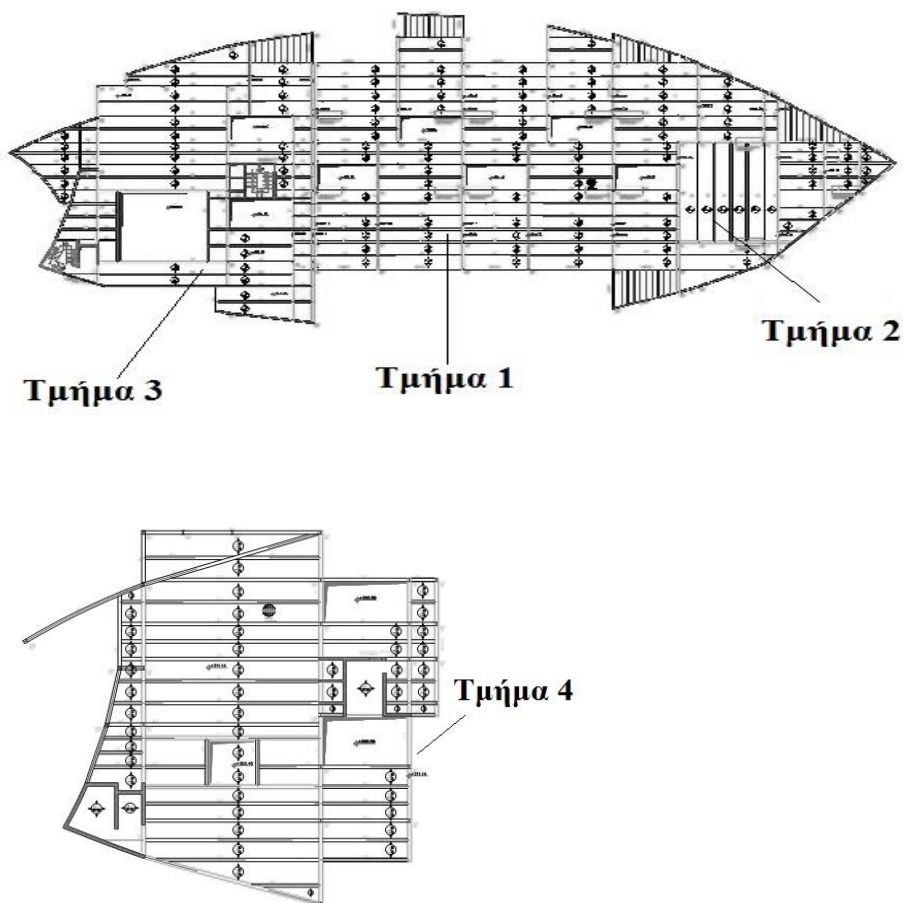
Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, ο ελάχιστος οπλισμός που επιλέχθηκε επαρκεί και επομένως δε χρειάζεται πρόσθετος.

6 Διαδοκίδες-Κύριες δοκοί

6.1 Εισαγωγή

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οι διαδοκίδες έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί, ενώ οι κύριες δοκοί έχουν σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε να παραλαμβάνουν τα οριζόντια σεισμικά φορτία και να επιτυγχάνεται η πλαισιακή λειτουργία. Σε αυτό το κεφάλαιο θα εξεταστούν οι διαδοκίδες και οι κύριες δοκοί για κάθε τμήμα ξεχωριστά. Τα τμήματα αυτά είναι :

1. Τμήμα 1: Κεντρική περιοχή ισόγειου
2. Τμήμα 2: Περιοχή ισόγειου, όπου αλλάζει η διάταξη των διαδοκίδων
3. Τμήμα 3: Περιοχή ισόγειου που βρίσκεται κάτω από τον πρώτο όροφο
4. Τμήμα 4: Πρώτος όροφος



Σχήμα 6.1:Τμήματα 1,2,3 (Ισόγειο)-Τμήμα 4(Όροφος).

6.2 Μεθοδολογία υπολογιστικής διαδικασίας

Κατά την προμελέτη, σημαντικός ήταν ο υπολογισμός της αντοχής κάποιων διατομών (σύμμικτες και χαλύβδινες), ώστε να προσεγγίσουμε όσο το δυνατόν καλύτερα τη βέλτιστη λύση. Οι δοκιμές έγιναν για διατομές κατηγορίας 1 και επομένως εφαρμόστηκε ο πλαστικός έλεγχος. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι εξισώσεις που χρησιμοποιήθηκαν.

6.2.1 Τάσεις διαρροής σκυροδέματος και χάλυβα:

$$f_{cd} = 0.85 * \frac{20000}{1.5} = 11333.3 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1.13 \text{ kN} / \text{cm}^2, \quad (6.1)$$

$$f_y = \frac{35.5}{1} = 35.5 \text{ kN} / \text{cm}^2, \quad (6.2)$$

6.2.2 Συνεργαζόμενο πλάτος σύμμικτων διατομών:

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei}, \quad (6.3)$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} < b_i, \quad (6.4)$$

όπου :

$b_o=0$ για κτιριακά έργα

L_e = προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών.

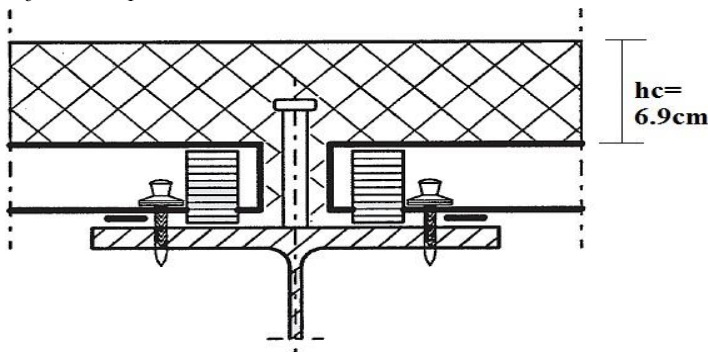
b_i = απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παραλλήλων κορμών.

Για όλες τις διαδοκίδες προέκυψε συνεργαζόμενο πλάτος $b_i=1,84\text{m}$.

6.2.3 Συνεργαζόμενο πάχος πλάκας σκυροδέματος

Το πάχος πλάκας σκυροδέματος το οποίο συνεργάζεται με τις διαδοκίδες είναι αυτό που βρίσκεται πάνω απ τις νευρώσεις του χαλυβδοφύλλου.

$$h_c = h - h_1 = 12 - 5,1 = 6,9 \text{ cm}, \quad (6.5)$$



Σχήμα 6.2: Διαδοκίδες -Συνεργαζόμενο πάχος πλάκας σκυροδέματος.

6.2.4 Καμπτική πλαστική αντοχή ($M_{pl,Rd}$) για τις σύμμικτες διατομές

$$P_{dc} = f_{cd} * b_{eff} * h_c = 1,13 * b_{eff} * h_c, \quad (6.6)$$

όπου:

b_{eff} : συνεργαζόμενο πλάτος

h_c : πάχος πλάκας σκυροδέματος που συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής

$$P_{za} = A * f_y, \quad (6.7)$$

όπου:

A=Εμβαδό χαλύβδινης διατομής

Αν $P_{za} > P_{dc}$ τότε ένα κομμάτι του χάλυβα θλίβεται και τότε έχουμε:

$$P_{za} = P_c + 2 * P_{da} \Leftrightarrow P_{da} = \frac{P_{za} - P_c}{2}, \quad (6.8)$$

Για όλες τις διατομές, ένα κομμάτι του χάλυβα θλίβεται, καθώς το πάχος πλάκας σκυροδέματος είναι αρκετά μικρό και επομένως η P_{dc} δεν ξεπερνά την P_{za} .

$$P_{da} = A_a * f_y \Leftrightarrow A_a = \frac{P_{da}}{f_y}, \quad (6.9)$$

A_a : Εμβαδό χαλύβδινης διατομής που θλίβεται

Αρχικά εκτιμώ τον ουδέτερο άξονα στο άνω πέλμα, οπότε έχουμε :

$$h_o = \frac{A_a}{b_1}, \quad (6.10)$$

b_1 : Πλάτος άνω πέλματος χαλύβδινης διατομής

Αν $h_o < t_{f1}$ τότε ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο άνω πέλμα και έχουμε :

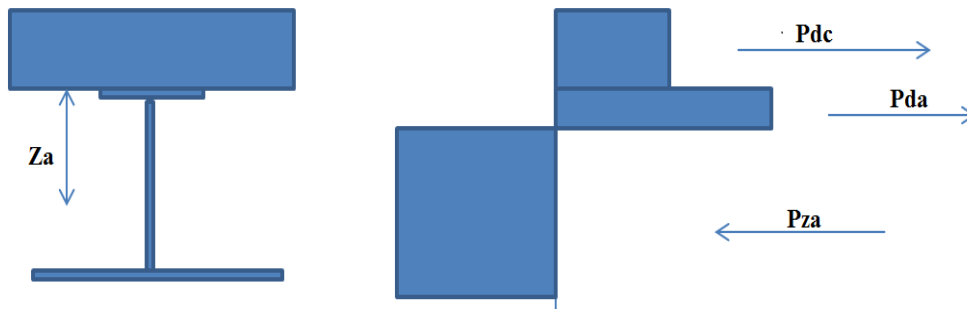
$$z_{da} = \frac{h_o}{2} + \frac{h_c}{2}, \quad (6.11)$$

αλλιώς

$$h_o = \frac{A_a - b_1 * t_{f1}}{t_w}, \quad (6.12)$$

$$z_{da} = \frac{b_1 * t_{f1} * (\frac{hc}{2} + \frac{t_{f1}}{2}) + h_o * t_w * (\frac{hc}{2} + t_{f1} + \frac{h_o}{2})}{b_1 * t_{f1} + h_o * t_w}, \quad (6.13)$$

$$M_{pl,Rd} = P_{za} * (z_a + \frac{hc}{2}) - 2 * P_{da} * (z_{da}), \quad (6.14)$$



Σχήμα 6.3: Καμπτική αντοχή σύμμικτης διατομής.

6.2.5 Καμπτική πλαστική αντοχή ($M_{pl,Rd}$) για τις χαλύβδινες διατομές

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.15)$$

6.2.6 Αντοχή έναντι τεμνουσών

Η αντοχή σε τέμνουσα υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M}, \quad (6.16)$$

όπου:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \quad (6.17)$$

για ελατές διατομές I ή H και

$$A_v = h_w * t_w, \quad (6.18)$$

για συγκολλητές διατομές.

Για τον έλεγχο κύρτωσης, οι διατομές που χρησιμοποιήσαμε δεν είναι λεπτότοιχες, οπότε όλες ικανοποιούν τον παρακάτω έλεγχο:

$$h_w / t_w < 72 * \varepsilon / n, \quad (6.19)$$

Πίνακας 6.1 :Ενδεικτικές δοκιμές στη φάση προμελέτης

	bi	hc	P _{dc}	A	b ₁	t _{f1}	b ₂	t _{f2}	h _w	t _w	H	P _{za}	P _{da}	ho	ho'	Z _{da}	Z _{da'}	if	KB	M _{Pl,Rd}
IPE 300(100-200)	184	6,9	1435	41,5	12	1	15	1,07	18,9	0,71	21	1473	19	0,04	16,14	8,6	292,6	8,6	20,0	291,32
IPE 330(130-200)	184	6,9	1435	44,5	12	1	16	1,15	18,9	0,75	21	1581	73	0,17	13,25	8,6	70,6	8,6	20,4	310,40
IPE 360(150-210)	184	6,9	1435	49,4	12	1	17	1,27	19,7	0,8	22	1753	159	0,37	9,39	8,7	30,8	8,7	21,5	348,83
IPE 400(170-230)	184	6,9	1435	55,8	12	1	18	1,4	21,6	0,86	24	1980	273	0,64	5,02	8,9	18,8	8,9	23,1	409,30
HEB 200	184	6,9	1435	78,1	20	1,5	20	1,5	17	0,9	20	2772	669	0,94	12,40	9,0	27,3	9,0	18,6	393,55
HEB 240	184	6,9	1435	106	24	1,7	24	1,7	20,6	1	24	3763	1164	1,36	8,00	9,2	24,0	9,2	20,6	558,32
HEB 260	184	6,9	1435	118	26	1,7	26	1,75	22,5	1	26	4203	1384	1,50	6,50	9,3	24,0	9,3	21,6	648,32
HEB 280	184	6,9	1435	131	28	1,8	28	1,8	24,4	1,05	28	4665	1615	1,62	4,67	9,4	24,1	9,4	22,6	749,48
HEB 300	184	6,9	1435	149	30	1,9	30	1,9	26,2	1,1	30	5293	1929	1,81	2,415	9,5	24,2	9,5	23,6	881,67
HEB 340	184	6,9	1435	171	30	2,1	30	2,15	29,7	1,2	34	6067	2316	2,17	0,62	9,6	23,4	23,4	25,6	1098,1

	A	b ₁	t _{f1}	b ₂	t _{f2}	h _w	t _w	H	A _v	V _{pl,Rd}
IPE 300 (100-200)	34,4	12	1	15	1,07	8,93	0,71	21	6,34	130
IPE 330 (130-200)	39,3	12	1	16	1,15	11,9	0,75	21	8,89	182
IPE 360 (150-210)	44,6	12	1	17	1,27	13,7	0,8	22	10,98	225
IPE 400 (170-230)	50,6	12	1	18	1,4	15,6	0,86	24	13,42	275

	A	b	t _f	h _w	t _w	H	W _{Pl,y}	M _{Pl,Rd}	A _v	V _{pl,Rd}
HEB 200	78,1	20	1,5	17	0,9	20	642,5	228,09	24,83	509
HEB 240	106	24	1,7	20,6	1	24	1053	373,82	33,23	681
HEB 260	118	26	1,75	22,5	1	26	1283	455,47	37,59	770
HEB 280	131	28	1,8	24,4	1,05	28	1534	544,57	41,09	842
HEB 300	149	30	1,9	26,2	1,1	30	1869	663,5	47,43	972
HEB 340	171	30	2,15	29,7	1,2	34	2408	854,84	56,09	1150
HEB 500	239	30	2,8	44,4	1,45	50	4815	1709,3	89,82	1841
HEB 600	227	30	2,4	54	1,3	60	5350	1899,3	93,21	910

6.3 Τμήμα 1

6.3.1 Διάταξη

Στο τμήμα 1, οι διαδοκίδες¹ έχουν άνοιγμα 7.50m αριστερά και 9.80m δεξιά, ενώ ισαπέχουν μεταξύ του 1.84m. Επιπλέον, λόγω των γαιών των δωμάτων υπάρχει μια ελαφριά κλίση στη πλάκα με ανώτατο σημείο την κεντρική κύρια δοκό. Για να επιτευχθεί, λοιπόν, η σύμμικτη λειτουργία των διαδοκίδων θα πρέπει το άνω πέλμα των διατομών να βρίσκεται σε επαφή με το κάτω μέρος της επιφάνειας της πλάκας. Η επιφάνεια της πλάκας πρέπει να εξυπηρετεί 2 σκοπούς :

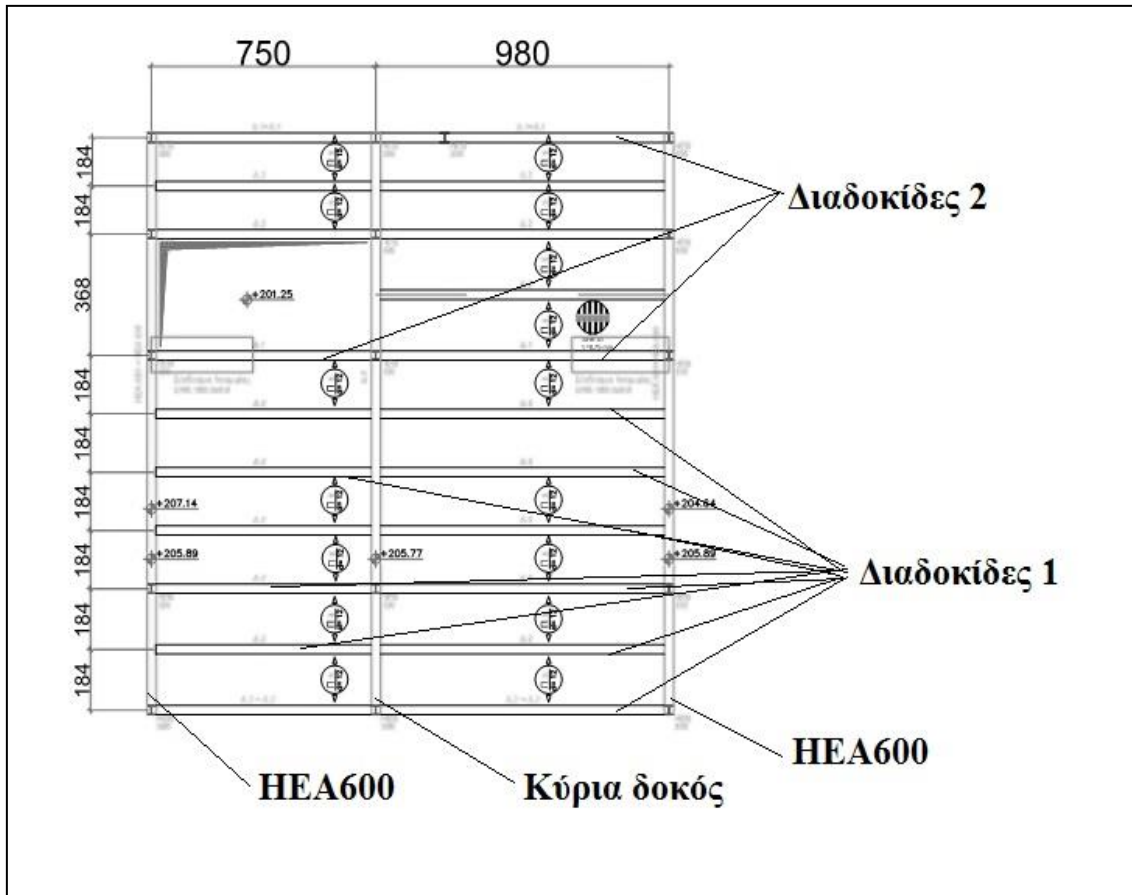
1. Τη δημιουργία της απαραίτητης κλίσης που θα έχουν οι γαίες.
2. Την εξασφάλιση των απαραίτητων περιθωρίων ώστε το πάχος των γαιών να κυμαίνεται μεταξύ 12cm και 30cm.

Το τελικό αποτέλεσμα είναι, η άνω επιφάνεια της πλάκας να ξεκινάει από το κέντρο βάρους των ακραίων κύριων δοκών (HEA600) και να καταλήγει, έχοντας την κάτω επιφάνειά της, πάνω στο άνω πέλμα της κεντρικής κύριας δοκού. Τα χαρακτηριστικά αυτά, θέτουν τους εξής περιορισμούς:

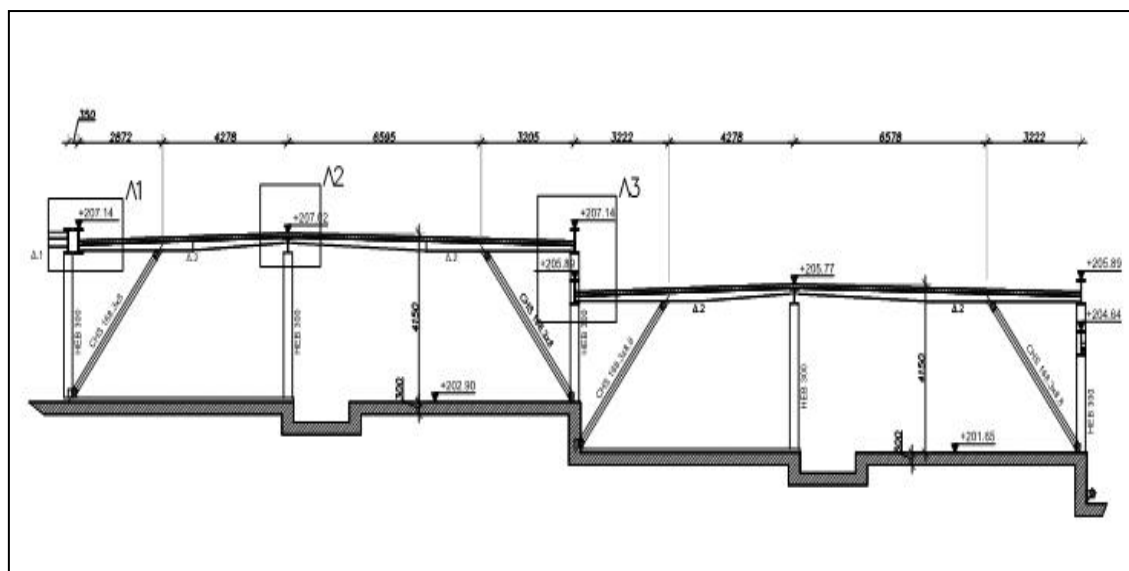
1. Για τις διαδοκίδες, το ελάχιστο ύψος διατομής πρέπει να είναι 180mm. Αυτός ο περιορισμός ισχύει για το σημείο σύνδεσης των διαδοκίδων στις ακραίες κύριες δοκούς (HEA600) αφού $(h_{HEA600}/2) - h_c = 300 - 120 = 180\text{mm}$.
2. Για τις κύριες δοκούς το ελάχιστο ύψος διατομής πρέπει να είναι 360mm. Συγκεκριμένα: $h_{HEA600} - 120 - h_c = 600 - 120 - 120 = 360\text{mm}$.

Ένα ακόμα χαρακτηριστικό της διάταξης αυτού του τμήματος, είναι το γεγονός ότι κάποιες διαδοκίδες συνδέονται με τους συνδέσμους δυσκαμψίας και τα ενδιάμεσα υποστυλώματα (Διαδοκίδες 2). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να δημιουργούνται αρκετά μεγάλες αρνητικές ροπές κάμψης στις περιοχές των στηρίξεων. Θα μπορούσαμε να κάνουμε ανακατανομή και να μειώναμε τις ροπές στις στηρίξεις ενώ ταυτόχρονα να αυξάναμε τις ροπές στ ανοίγματα. Παρολ αυτά, μεγάλες αρνητικές ροπές εμφανίζονται κατά τη δυναμική ανάλυση (δηλαδή στο σεισμό) και δεν είναι εφικτή οποιαδήποτε ανακατανομή. Για τις αρνητικές ροπές, η συνεισφορά του σκυροδέματος είναι σχεδόν μηδενική (συνεισφέρει μόνο ο οπλισμός της πλάκας) και επομένως οι διαδοκίδες αυτές εξετάστηκαν ως καθαρά χαλύβδινες.

Η λογική του σχεδιασμού των κύριων δοκών είναι να παραλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις κατά τη μία διεύθυνση και να βοηθούν στην πλαισιακή λειτουργία όλου του φορέα. Κρίσιμες, λοιπόν, ήταν οι αρνητικές ροπές στις στηρίξεις λόγω του σεισμού και επομένως εξετάστηκαν ως καθαρά χαλύβδινες.



Σχήμα 6.4: Κάτοψη-Τμήμα 1



Σχήμα 6.5: Τομή-Τμήμα 1.

6.3.2 Φορτία

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν είναι :

$$g_c = 25 * 0,12 = 3kN / m^2, \quad (6.20)$$

$$g_\gamma = 20 * 0,3 = 6kN / m^2, \quad (6.21)$$

$$q = 2kN / m^2, \quad (6.22)$$

όπου

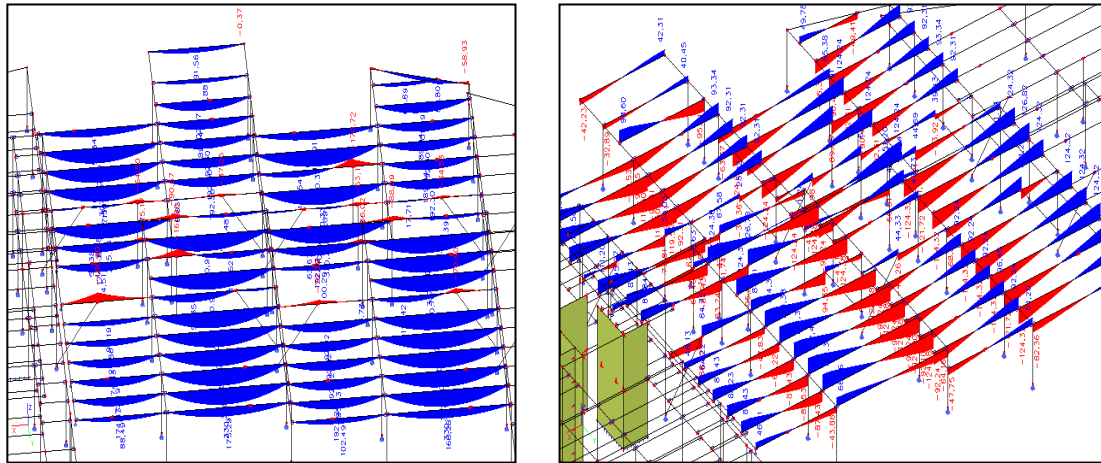
g_c =ίδιο βάρος σκυροδέματος

g_γ =ίδιο βάρος γαιών

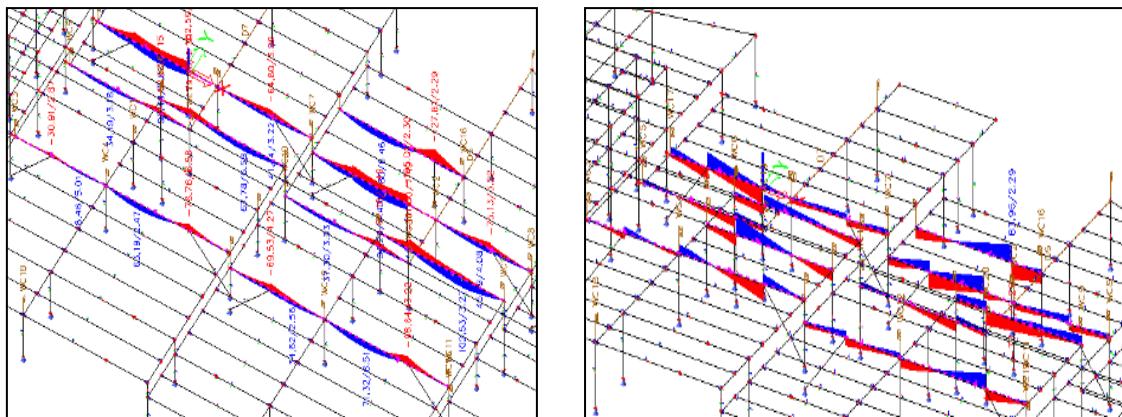
q =κινητά φορτία

Το ίδιο βάρος του χάλυβα υπολογίστηκε αυτόματα από το Scia.

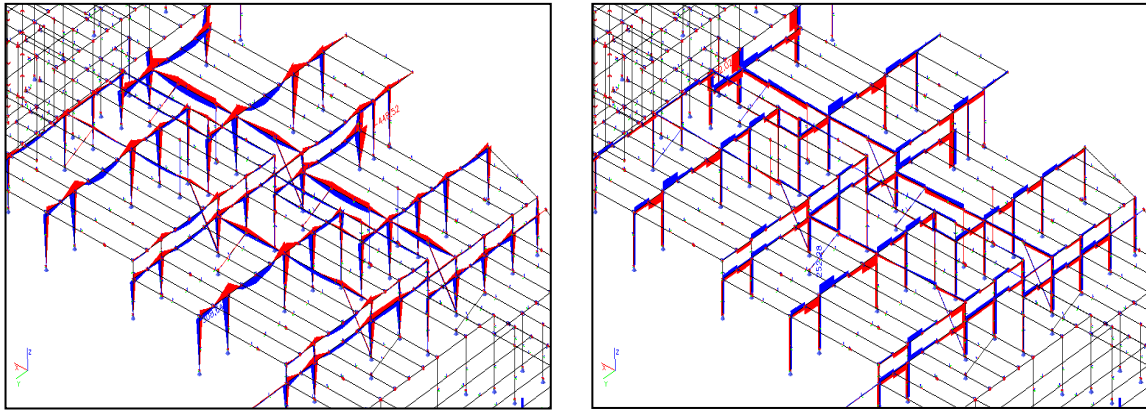
6.3.3 Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση



Σχήμα 6.6: Διαδοκίδες 1- M_y , $\max M_y=332kNm$ και V_z , $\max V_z=126,8kN$.



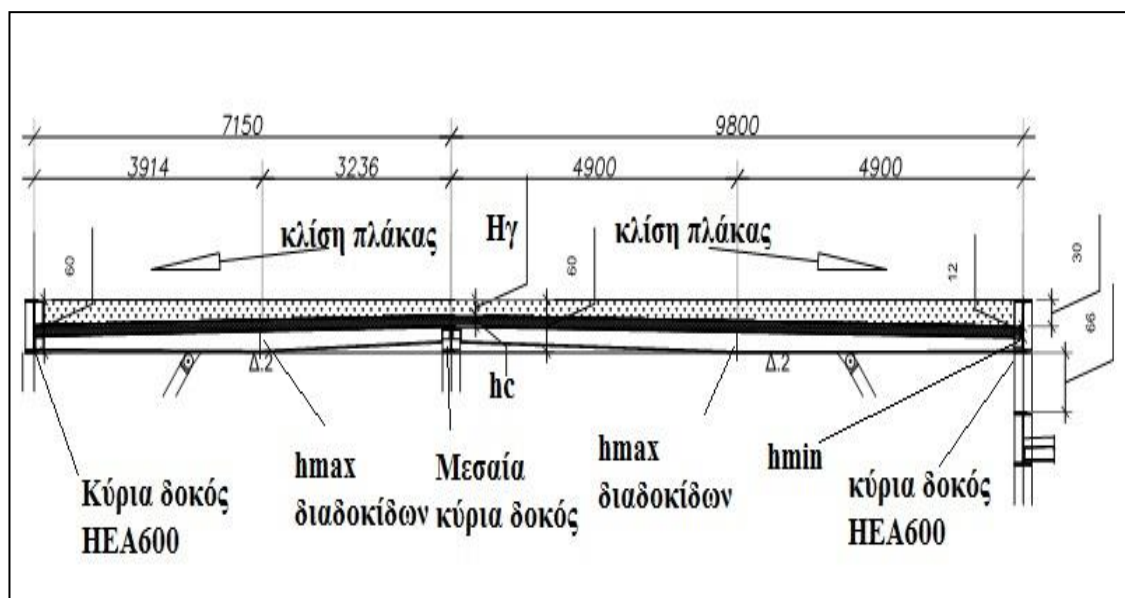
Σχήμα 6.7: Διαδοκίδες 2- M_y , $\max M_y=234,04kNm$ και V_z , $\max V_z=133,06kN$.



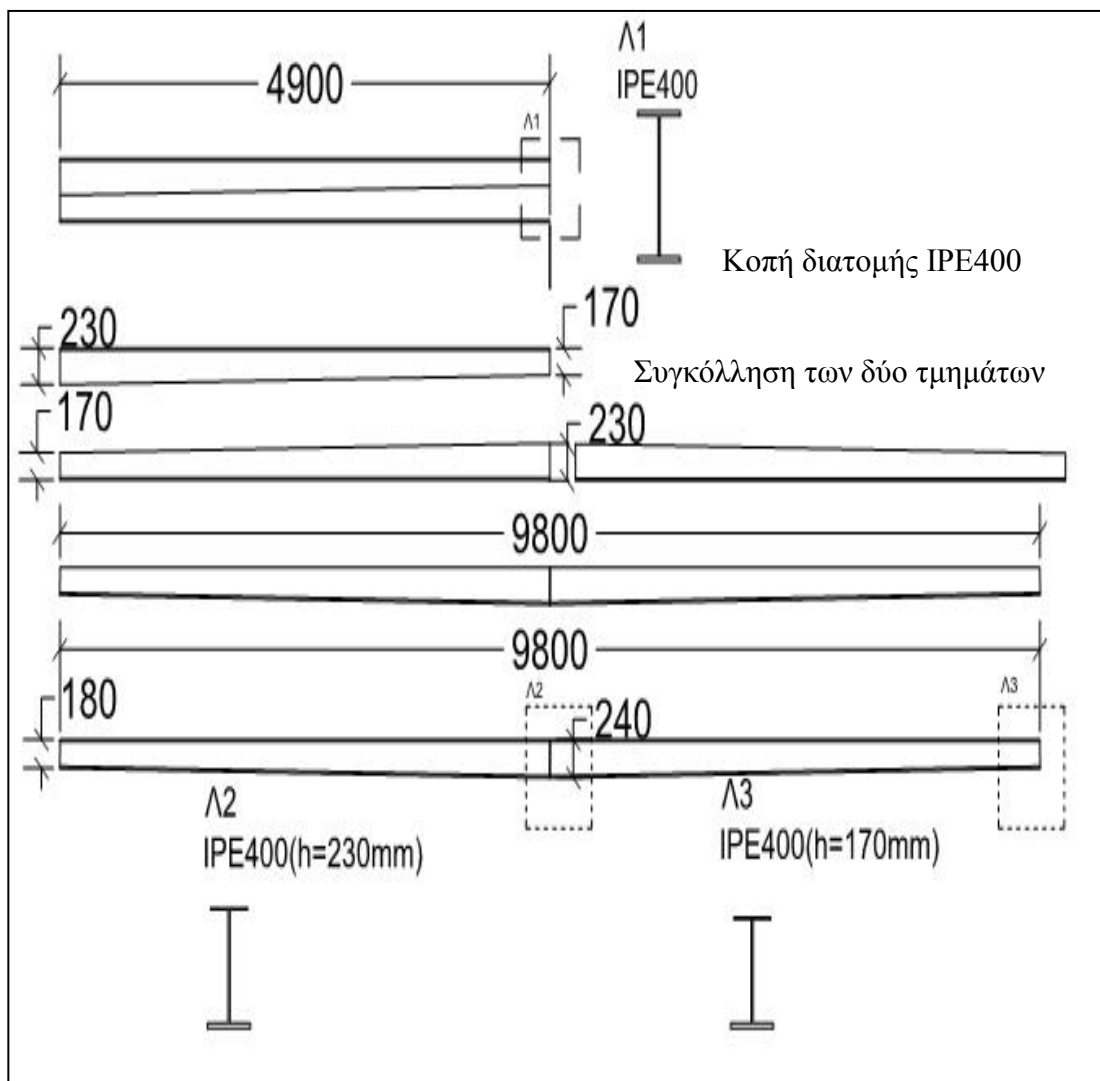
Σχήμα 6.8: Κύριες δοκοί- M_y , $\max M_y = -468,43 \text{ kNm}$ και V_z , $\max V_z = 259,4 \text{ kN}$

6.3.4 Διατομές

Για τις διαδοκίδες 1, επιλέχθηκε διατομή με μεταβλητό ύψος κορμού. Στις στηρίξεις έχουμε το ελάχιστο ύψος κορμού αφού εκεί υπάρχουν μηδενικές ροπές κάμψης (αμφιέριστες διαδοκίδες) και στο μέσο του μήκους των διαδοκίδων το μεγαλύτερο ύψος κορμού (μέγιστη ροπή κάμψης). Με τη βοήθεια του πίνακα Π6.1, επιλέχθηκε η διατομή IPE400 με $H=230-170 \text{ mm}$. Η διατομή αυτή, κόβεται κατά μήκος του κορμού και στη συνέχεια τα δύο κομμάτια συνδέονται μεταξύ τους, σχηματίζοντας ένα μεταβλητό ύψος κορμού. Για το άνω πέλμα συγκολλείται έλασμα 120X10, το οποίο θα ελεγχθεί για την κατηγορία που κατατάσσεται. Η διαδικασία σύνθεσης της διατομής περιγράφεται στο σχήμα 6.10. Τέλος, σχετικά με τις διαδοκίδες 2, επιλέχθηκε η διατομή HEB200 και για τις κύριες δοκούς η HEB300.



Σχήμα 6.9: Λεπτομέρεια τομής-IPE400 μεταβλητού κορμού



Σχήμα 6.10: Σύνθεση διατομής IPE400(H=230-170mm)

Εφόσον η διατομή IPE400 κατατάσσεται στην κατηγορία 1 τότε ο κορμός και το κάτω πέλμα της διατομής είναι κατηγορίας 1. Για το άνω πέλμα οι διαστάσεις είναι : $b=120\text{mm}$ και $t_f=10\text{mm}$. Επομένως έχουμε : $\varepsilon=0,81$ για $S355, c=60\text{mm}$, $t=10\text{mm}$ άρα $c/t=6 < 9 \cdot 0,81=7,29$, Κατηγορία 1.

6.3.5 Οριστική μελέτη έλεγχος

Για τις διαδοκίδες 1, χρησιμοποιήσαμε τα αποτελέσματα των ελέγχων για σύμμικτες διατομές του λογισμικού Scia, ενώ για τις διαδοκίδες 2 και τις κύριες δοκούς, τα αποτελέσματα για χαλύβδινες διατομές. Επιπλέον, πήραμε ως παράδειγμα εκείνη τη δοκό που είχε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα από τη στατική ή τη δυναμική ανάλυση.

6.3.5.1 Φάση κατασκευής

Η φάση κατασκευής αφορά τις σύμμικτες διατομές (διαδοκίδες 1). Στη φάση αυτή, λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός, καθώς το νωπό σκυρόδεμα δεν έχει τη θλιπτική αντοχή

που απαιτείται για τη σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η σιδηροδοκός είναι το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος και το ίδιο βάρος της ίδιας της σιδηροδοκού.

Πίνακας 6.2:Έλεγχος στη φάση κατασκευής –Κατάσταση αστοχίας-Τμήμα 1

Τμήμα 1-Κατάσταση αστοχίας: Φάση κατασκευής		
	Διαδοκίδες 1	
	IPE400 h=230mm	IPE400 h=170mm
$M_{y,plRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	168,23	-
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	100,00	-
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,61<1	-
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	-	227,01
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	-	35,80
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	-	0,15<1

Σχετικά με τον έλεγχο ευστάθειας, επειδή τα χαλυβδόφυλλα είναι συνδεδεμένα με το άνω πέλμα των διαδοκίδων (σύνδεση μέσω διατμητικών ήλων), προσφέρουν πλευρική στήριξη στο πάνω πέλμα της σιδηροδοκού, πράγμα που έχει ευεργετικές συνέπειες στον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Επιπλέον, λόγω της αμφιέριστης λειτουργίας των διαδοκίδων, το κάτω πέλμα της σιδηροδοκού εφελκείται και προφανώς δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Συνεπώς, δεν απαιτείται έλεγχος ευστάθειας σε αυτή τη φάση.

6.3.5.2 Φάση λειτουργίας

Κατάσταση αστοχίας-Έλεγχος διατομής:

Πίνακας 6.3: Κατάσταση αστοχίας-Τμήμα1

Τμήμα1 - Κατάσταση αστοχίας						
			Διαδοκίδες 1		Διαδοκίδες 2	Κύριες δοκοί
			IPE400 h=230mm	IPE400 h=170mm	HEB200	HEB300
$M_{y,plRd}$ (kNm)	σύμμικτης	διατομής	409,30	-	-	-
$M_{y,plRd}$ (kNm)	χαλύβδινης	διατομής	-	-	228,09	663,14
$M_{y,ed}$	στατική ανάλυση (kNm)		333,23	-	-	-
$M_{y,ed}$	δυναμική ανάλυση (kNm)		-	-	-121,71	-530,15
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y			0,81<1	-	0,53<1	0,80<1
$V_{z,Rd}$	σύμμικτης διατομής (kN)		-	-	-	972,53
$V_{z,Rd}$	χαλύβδινης διατομής (kN)		-	275,90	501,76	-
$V_{z,ed}$	στατική ανάλυση (kN)		-	126,80	-	-
$V_{z,ed}$	δυναμική ανάλυση (kN)		-	-	107,03	259,40
Έλεγχος τεμνουσών κατά z			-	0,46<1	0,22<1	0,26<1

Κατάσταση αστοχίας-Έλεγχος ευστάθειας:

Στην περίπτωση των αμφιερείστων διαδοκίδων (θετικές ροπές), θλίβεται το άνω πέλμα το οποίο εξασφαλίζεται πλευρικά από την πλάκα του σκυροδέματος και επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Για τις κύριες δοκούς, οι διαδοκίδες οι οποίες είναι κάθετες στον άξονα των κύριων δοκών, προσφέρουν πλευρική στήριξη. Επομένως, είτε στην περίπτωση των θετικών ροπών (θλιβόμενο άνω πέλμα) είτε στην περίπτωση των αρνητικών ροπών (θλιβόμενο κάτω πέλμα), δεν απαιτείται έλεγχος για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ($M_{ED}/M_{cr}<0.04$). Επιπλέον, παρόλο που οι κύριες δοκοί δεν λειτουργούν ως σύμμικτες, συνδέονται με την πλάκα μέσω των διατμητικών συνδέσμων. Με αυτόν τον τρόπο, υπάρχει επιπλέον πλευρική στήριξη από την πλάκα του σκυροδέματος για το άνω πέλμα.

Κατάσταση λειτουργικότητας:

Πίνακας 6.4 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Διαδοκίδες 1

Τμήμα 1-Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες 1						
Χωρίς υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}} \text{ (cm)}$ $L/300$	$\Sigma\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}} \text{ (cm)}$ $L/250$
Χαλύβδινη	g_c+g_a	5109	5,55		5,55	3,90
Σύμμικτη	g_γ	28099,8	2,40		7,95	3,90
Σύμμικτη	q	28099,8	0,81	3,27	8,76	3,90
				Επαρκεί		Δεν επαρκεί
Με υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}} \text{ (cm)}$ $L/300$	$\Sigma\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}} \text{ (cm)}$ $L/250$
Σύμμικτη	g_c+g_a	28099,8	1,06		1,06	3,90
Σύμμικτη	g_γ	28099,8	2,23		3,29	3,90
Σύμμικτη	q	28099,8	0,71	3,27	4,00	3,90
				Επαρκεί		Αντιβέλος 2cm.

Όπως φαίνεται από τον έλεγχο σε λειτουργικότητα, οι διαδοκίδες 1 χρειάζονται υποστήριξη. Στην περίπτωση αυτή, αν η δοκός υποστηρίζεται κατά την κατασκευή, το σύνολο των φορτίων εφαρμόζεται απ'ευθείας στη σύμμικτη διατομή με την απομάκρυνση του μηχανισμού υποστήριξης. Για το λόγο αυτό, όλα τα βέλη υπολογίζονται με την ροπή αδρανείας της ισοδύναμης διατομής (I_e).

Πέρα απ την υποστήριξη, θα χρειαστεί αντιβέλος 2cm το οποίο θα εφαρμοστεί στη χαλύβδινη διατομή κατά την τοποθέτησή της στη φάση κατασκευής. Όπως φαίνεται από τους πίνακες η λειτουργικότητα του φορέα (επάρκεια έναντι βελών) ήταν καθοριστική για την επιλογή της διατομής αυτής.

Πίνακας 6.5 :Κατάσταση λειτουργικότητας-Διαδοκίδες 2-Κύριες δοκοί

Τμήμα1 - Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες2-Κύριες δοκοί				
	Διαδοκίδες 2		Κύρια δοκός	
δ₁ από μόνιμα (cm)	0,74		0,73	
δ₂ από κινητά (cm)	0,16		0,11	
δ_{επ} (cm)=L/300	2,50	Επαρκεί	2,50	Επαρκεί
δ_{max}	0,90		0,62	
δ_{επ} (cm)=L/250	3,00	Επαρκεί	2,94	Επαρκεί

Για τις διαδοκίδες 2, ο έλεγχος σε αστοχία (ασφάλεια φορέα) οδήγησε στην τελική επιλογή της διατομής. Για τις κύριες δοκούς, επιλέχθηκε μια διατομή που παρουσιάζει κάποια υπεραντοχή στον έλεγχο σε αστοχία, παρόλ' αυτά δε θα μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε κάποια διατομή με μικρότερο ύψος από 300mm. Αυτό συμβαίνει, διότι η HEB300 βοηθάει στο ν ανυψώσει την πλάκα σε επαρκές ύψος, ώστε τα περιθώρια κάτω απ την πλάκα κατά μήκος των ανοιγμάτων να είναι κατάλληλα ώστε να χωρέσουν οι διαδοκίδες.

6.3.6 Διατμητική συνδεση

6.3.6.1 Διατμητικοί ήλοι

Τα χαρακτηριστικά των διατμητικών συνδέσεων είναι τα εξής :

$$h=90\text{mm}$$

$$h_{\eta\lambda} - h_{sc} = 90 - 51 = 39 > 2 * d = 38\text{mm}, \quad \text{ύψος} \quad \text{ήλου}$$

(6.23)

$f_u=360\text{MPa}$, τάση αστοχίας για ποιότητα χάλυβα ήλων-S235

$a=1$ αφού $4 < h/d=90/19=4,73$, παράμετρος a

$d=19\text{mm} < 2.5 * t_f = 2.5 * 1 = 2.5\text{mm}$, διάμετρος ήλων

$$P_{Rd1} = 0.8 * f_u * \left(\frac{\pi * d^2}{4} \right) / \gamma_v = 0,8 * 36 * \left(\frac{\pi * 1,9^2}{4} \right) / 1,25 = 65,29\text{kN}, \quad (6.24)$$

$$P_{Rd2} = 0.29 * a * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 1.9^2 * \sqrt{2 * 2900} / 1.25 = 63.78\text{kN}, \quad (6.25)$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 63.78\text{kN}, \text{ αντοχή ήλων} \quad (6.26)$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω του χαλυβδοφύλλου :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t\max} \Rightarrow k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} * \frac{11}{5.1} * \left(\frac{12}{5.1} - 1 \right) = 2.04 \geq 0.85, \quad (6.27)$$

όπου

$b_0=11\text{cm}$, πλάτος νεύρωσης

$h_p=5.1\text{cm}$, ύψος νεύρωσης

$n_r=1$, αριθμός σειρών διατμητικών ήλων ανά νεύρωση

$h=12\text{cm}$, συνολικό πάχος πλάκας σκυροδέματος

άρα $k_t=0.85$ και $P_{Rd}=k_t*63,78=0,85*63,78=54,21\text{kN}$

$n = P_{dc} / P_{Rd} = 1438.9 / 54.21 = 26.54$, αριθμός ήλων κατά μήκος της δοκού (6.28)

Για τις αμφιέριστες διαδοκίδες (1) έχουμε:

$e=(7.5/2)/27=0,138$ και $e=(9,8/2)/27=0,181$, διαμήκης απόσταση ήλων

επομένως διαλέγουμε $e=151\text{mm}$, δηλαδή ένας ήλος ανά μία εγκάρσια νεύρωση.

$e=15,1\text{cm} < 6 * h_c = 6 * 12 = 72\text{cm}$.

$e=15,1\text{cm} > 5 * d = 5 * 1.9 = 9.5\text{cm}$.

$e=15,1\text{cm} < 80\text{cm}$.

6.3.6.2 Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση

Πίνακας 6.6 :Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση-Τμήμα 1

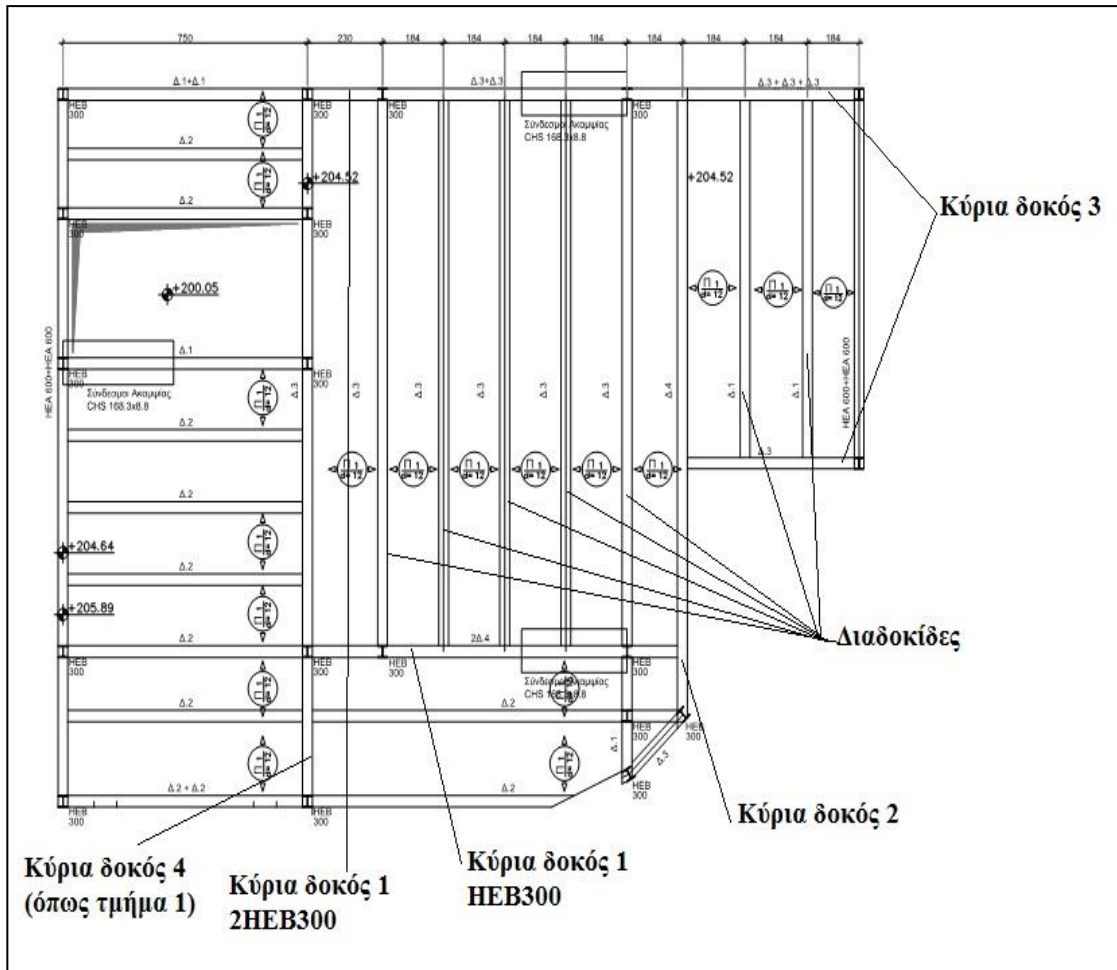
	<i>Διαδοκίδες 1</i>
	IPE400 $h=230\text{mm}$
$V_{l,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN/m)	172,40
$V_{c,ed}$ στατική ανάλυση (kN/m)	100,20
Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση	0,58<1

6.4 Τμήμα 2

6.4.1 Διάταξη

Σε αυτό το τμήμα, χρειάστηκε μία ελεύθερη επιφάνεια 220 τετραγωνικών μέτρων η οποία προορίζεται για τη δημιουργία μεγάλης αίθουσας πολλαπλών χρήσεων. Γι αυτό το λόγο, τοποθετήθηκαν διαδοκίδες ανοίγματος 14,7m και 9,8m και με διεύθυνση κάθετη απ αυτήν που έχουν οι διαδοκίδες στο υπόλοιπο τμήμα. Η απόσταση της πρώτης διαδοκίδας από την κύρια δοκό είναι 2,3m, ενώ οι υπόλοιπες απέχουν μεταξύ τους 1,84m. Με αυτήν την αλλαγή, έχουμε μεγαλύτερου μήκους διαδοκίδες αλλά είναι λιγότερες σε αριθμό απ αυτές που θα είχαμε αν είχαν τοποθετηθεί με την προηγούμενη διάταξη. Επιπλέον, ανακουφίζονται οι κύριες δοκοί 4 και 2 (Σχήμα 6.12) διότι το πλάτος επιρροής σε σχέση με τα φορτία που παραλαμβάνουν μειώνεται σημαντικά. Τέλος, τα φορτία απ τις διαδοκίδες μεταφέρονται κατά κύριο λόγο στις κύριες δοκούς 1 (Σχήμα 6.12) οι οποίες στηρίζονται στα υποστυλώματα.

Σχετικά με τις γαίες, υπάρχουν τα ίδια γνωρίσματα όπως και με το κεντρικό τμήμα του ισογείου. Το διαφορετικό σε αυτό το τμήμα είναι ότι οι διαδοκίδες και οι κύριες δοκοί ακολουθούν την κλίση της πλάκας, ξεπερνώντας τα περιθώρια που υπάρχουν κάτω απ αυτήν. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να δημιουργείται ένα κεκλιμένο επίπεδο στην οροφή αυτού του τμήματος του ισογείου.



Σχήμα 6.11: Κάτοψη-Τμήμα 2

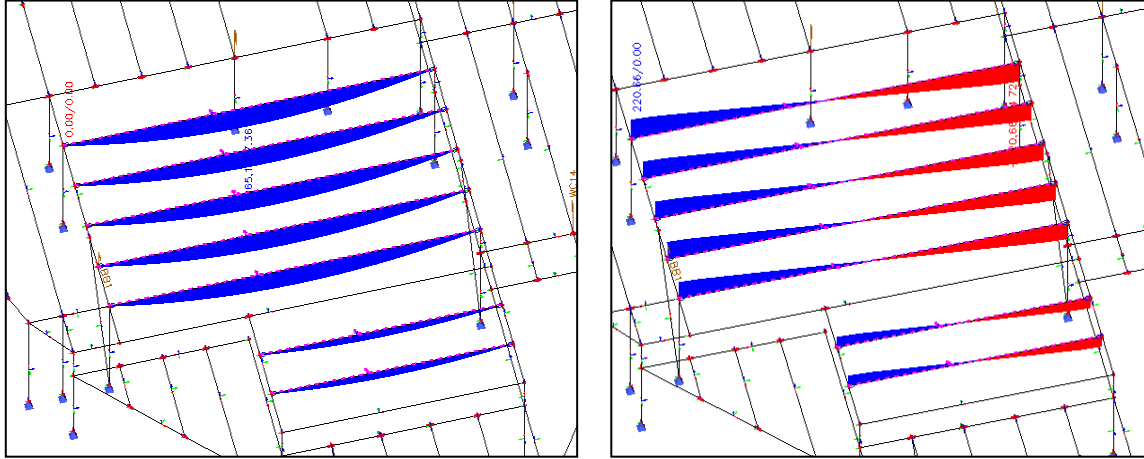


Σχήμα 6.12: Τομή-Τμήμα 2

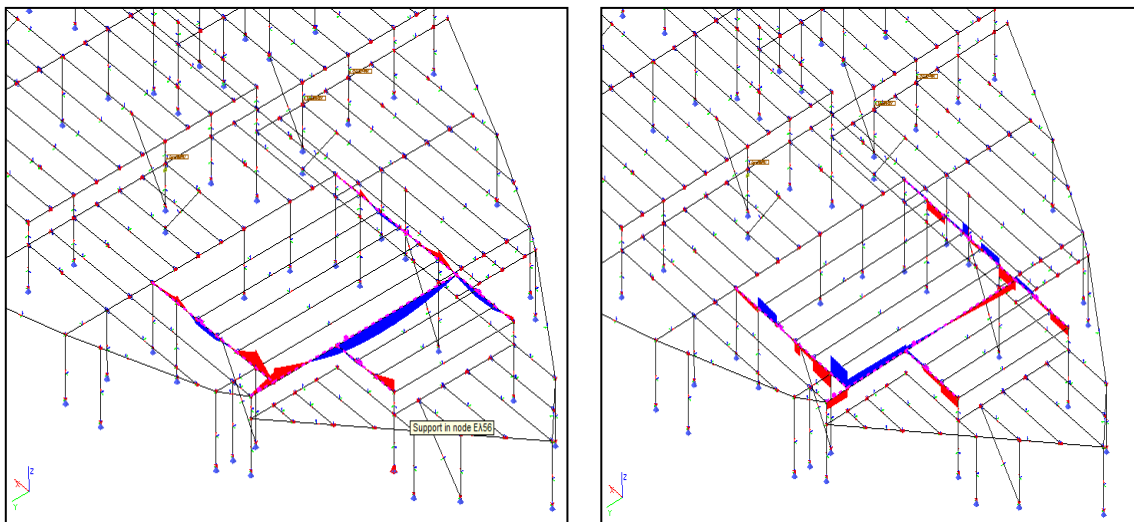
6.4.2 Φορτία

Τα φορτία είναι ίδια με αυτά του τμήματος 1.

6.4.3 Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση



Σχήμα 6.13: Διαδοκίδες – M_y , $\max M_y=865.82\text{kNm}$ και V_z , $\max V_z=220.7\text{kN}$



Σχήμα 6.14: Κύριες δοκοί – M_y , $\max M_y=735.38\text{kNm}$ και V_z , $\max V_z=257.34\text{kN}$

6.4.4 Διατομές

Οι διατομές που επιλέχθηκαν για τις διαδοκίδες μήκους 14,7m είναι HEB300 και για αυτές μήκους 9,8m είναι HEB200.

Για τις κύριες δοκούς 1, οι διατομές που επιλέξαμε είναι 2HEB300 και HEB300, για τις δοκούς 2, HEB340 και για τις δοκούς 3, HEB300.

6.4.5 Οριστική μελέτη έλεγχος

Ομοίως με το τμήμα 1 οι διαδοκίδες λειτουργούν ως σύμμικτες, ενώ οι κύριες δοκοί ως χαλύβδινες. Συνεπώς, για τις διαδοκίδες, χρησιμοποιήσαμε τα αποτελέσματα των ελέγχων

για σύμμικτες διατομές του λογισμικού Scia, ενώ για τις κύριες δοκούς, τα αποτελέσματα για χαλύβδινες διατομές.

6.4.5.1 Φάση κατασκευής

Πίνακας 6.7: Έλεγχος στη φάση κατασκευής – Κατάσταση αστοχίας-Τμήμα 2

Τμήμα 2-Κατάσταση αστοχίας: Φάση κατασκευής		
	Διαδοκίδες	
	HEB300	HEB200
$M_{y,plRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	663,14	227,91
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	231,70	78,73
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,35<1	0,34<1
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	972,53	501,76
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	59,6	30,40
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	0,06<1	0,06<1

Ομοίως με το τμήμα 1, δεν απαιτείται έλεγχος ευστάθειας, δηλαδή έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

6.4.5.2 Φάση λειτουργίας

Κατάσταση αστοχίας-Έλεγχος διατομής:

Πίνακας 6.8: Κατάσταση αστοχίας-Διαδοκίδες-Τμήμα 2

Τμήμα 2 - Κατάσταση αστοχίας		
	Διαδοκίδες	
	HEB300	HEB200
$M_{y,plRd}$ σύμμικτης διατομής (kNm)	873,80	391,40
$M_{y,plRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	-	-
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	865,12	310,83
$M_{y,ed}$ δυναμική ανάλυση (kNm)	-	-
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,98<1	0,78<1
$V_{z,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN)	972,50	508,90
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	-	-
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	220,68	119,19
$V_{z,ed}$ δυναμική ανάλυση (kN)	-	-
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	0,23<1	0,23<1

Πίνακας 6.9: Κατάσταση αστοχίας-Κύριες δοκοί-Τμήμα 2

Τμήμα 2 - Κατάσταση αστοχίας							
			Κύριες δοκοί 1 2HEB300		Κύριες δοκοί 2 HEB300	Κύριες δοκοί 3 HEB340	Κύριες δοκοί 3 HEB300
$M_{y,plRd}$ (kNm)	σύμμικτης	διατομής	-	-	-	-	-
$M_{y,plRd}$ (kNm)	χαλύβδινης	διατομής	997,12	663,14	852,09	663,14	
$M_{y,ed}$ (kNm)	στατική ανάλυση		-	346,64	-	-	
$M_{y,ed}$ (kNm)	δυναμική ανάλυση		-735,51	-320,89	-488,98	-398,93	
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y			0,73<1	0,52<1	0,57<1	0,60<1	
$V_{z,Rd}$ (kN)	σύμμικτης	διατομής	-	-	-	-	
$V_{z,Rd}$ (kN)	χαλύβδινης διατομής		1236,93	963,63	1102,16	866,60	
$V_{z,ed}$ (kN)	στατική ανάλυση		438,20	252,90	-	-	
$V_{z,ed}$ (kN)	δυναμική ανάλυση		-	222,80	257,34	251,26	
Έλεγχος τεμνουσών κατά z			0,35<1	0,22<1	0,23<1	0,27<1	

Για τον έλεγχο ευστάθειας, ισχύουν τα ίδια όπως στο τμήμα 1.
Κατάσταση λειτουργικότητας:

Πίνακας 6.10 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Διαδοκίδες HEB300-Τμήμα 2

Τμήμα 2-Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες HEB300						
Χωρίς υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{επ} \text{ (cm)}$ L/300	$\Sigma \delta \text{ (cm)}$	$\delta_{επ} \text{ (cm)}$ L/250
Χαλύβδινη	g_c+g_a	25170,0	7,3		7,3	
Σύμμικτη	g_γ	71245,8	5,1		12,4	
Σύμμικτη	q	71245,8	1,7	4,9	14,2	5,9
				Επαρκεί		Δεν επαρκεί
Με υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{επ} \text{ (cm)}$ L/300	$\Sigma \delta \text{ (cm)}$	$\delta_{επ} \text{ (cm)}$ L/250
Σύμμικτη	g_c+g_a	71245,8	2,7		2,7	
Σύμμικτη	g_γ	71245,8	5,1		7,8	
Σύμμικτη	q	71245,8	1,7	4,9	9,5	5,9
				Επαρκεί		Αντιβέλος 5cm.

Πίνακας 6.11 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Διαδοκίδες HEB300-Τμήμα 2

Τμήμα 2-Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες HEB200						
Χωρίς υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ $L/300$	$\Sigma\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ $L/250$
Χαλύβδινη	g_c+g_a	5696,0	4,7		4,7	
Σύμμικτη	g_γ	25066,8	2,2		6,9	
Σύμμικτη	q	25066,8	0,8	3,2	7,7	3,8
				Επαρκεί		Δεν επαρκεί
Με υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_\epsilon(\text{cm})$ $L/300$	$\Sigma\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ $L/250$
Σύμμικτη	g_c+g_a	25066,8	1,1		1,1	
Σύμμικτη	g_γ	25066,8	2,2		3,3	
Σύμμικτη	q	25066,8	0,8	4,9	4,1	3,8
				Επαρκεί		Αντιβέλος 2cm.

Όπως φαίνεται από τον έλεγχο σε λειτουργικότητα, οι σύμμικτες διαδοκίδες και σε αυτό το τμήμα θα χρειαστούν υποστήριξη. Επίσης, και γι αυτό το τμήμα ο έλεγχος σε λειτουργικότητα ήταν καθοριστικός για την κατάλληλη επιλογή των διατομών.

Πίνακας 6.12 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Κύριες δοκοί-Τμήμα 2

Τμήμα2 - Κατάσταση λειτουργικότητας: Κύριες δοκοί						
		Κύριες δοκοί 1 2		Κύριες δοκοί 2		Κύριες δοκοί 3
		HEB300		HEB340		HEB300
δ_1 (cm)	από μόνιμα	0,29		0,7		1,4
δ_2 (cm)	από κινητά	0,16		1,8		2,6
$\delta_{\text{επ}}$ (cm)=L/300		0,63	Επαρκεί	4,9	Επαρκεί	Επαρκεί
δ_{max}		0,45		10,0		2,5
$\delta_{\text{επ}}$ (cm)=L/250		0,74	Επαρκεί	6,6	Αντιβέλος 5cm	3,0
						Επαρκεί

Για την κύρια δοκό 1 επιλέχθηκε η διατομή 2HEB300.Πέρα απ την ασφάλεια και τη λειτουργικότητά της, τα περιθώρια κάτω απ την πλάκα ήταν μικρά σε σχέση με το ύψος διατομής που έπρεπε να επιλέξουμε. Επομένως, αντί για μία διατομή με ύψος κορμού πάνω από 400mm(αρχική επιλογή HEB500), προτιμήθηκε μια διπλή δοκός με μικρότερο ύψος κορμού(2HEB300). Στην περίπτωση της κύριας δοκού 2, λόγω του μεγάλου

ανοίγματος (16m) ο έλεγχος σε λειτουργικότητα ήταν καθοριστικός και χρειάστηκε αντιβέλος 5 cm.

6.4.6 Διατμητική συνδεση

6.4.6.1 Διατμητικοί ήλοι

Οι ήλοι που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι ίδιοι με αυτούς του τμήματος 1. Επομένως, έχουμε :

$$d=19\text{mm}$$

$$h=90\text{mm}$$

$$P_{Rd}=54,21\text{kN}$$

$$n = P_{dc} / P_{Rd} = 1438.9 / 54.21 = 26.54$$

$$e=(14.7/2)/27=0.272 \text{ και } e=(9,8/2)/27=0,181,$$

επομένως διαλέγουμε $e=151\text{mm}$, δηλαδή ένας ήλος ανά μία εγκάρσια νεύρωση.

6.4.6.2 Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση

Πίνακας 6.13 :Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση-Τμήμα 2

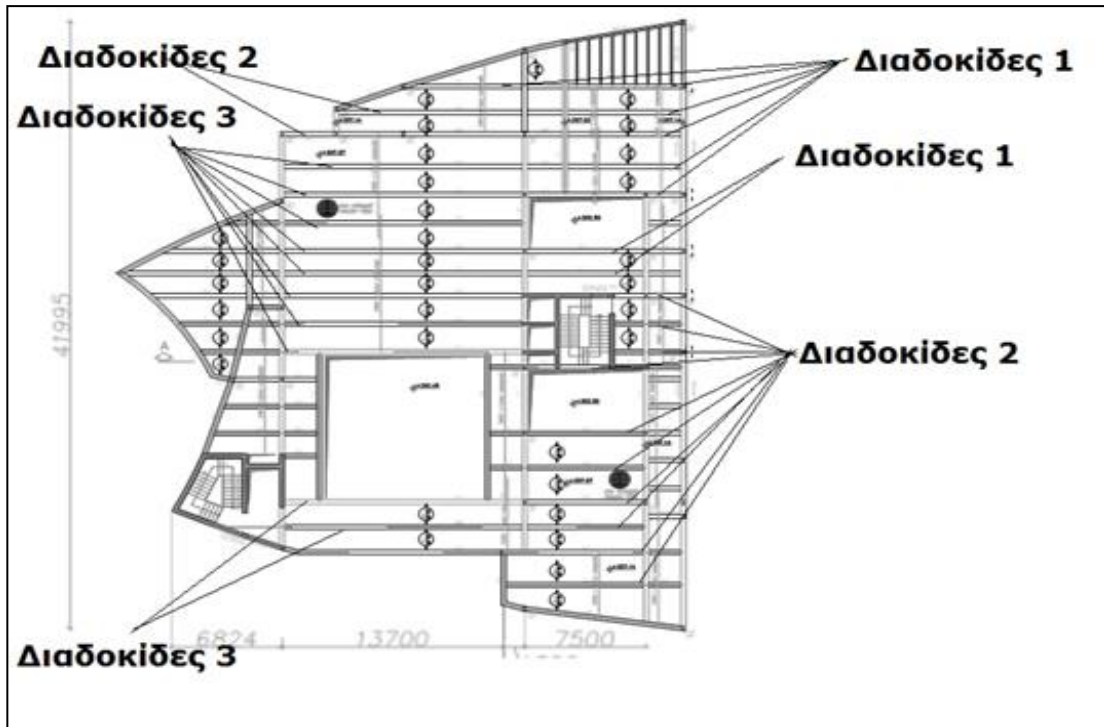
	<i>Διαδοκίδες 1</i>	
	HEB300	HEB200
$V_{l,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN/m)	172,40	172,40
$V_{c,ed}$ στατική ανάλυση (kN/m)	95,90	116,80
Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση	0,56<1	0,64<1

6.5 Τμήμα 3

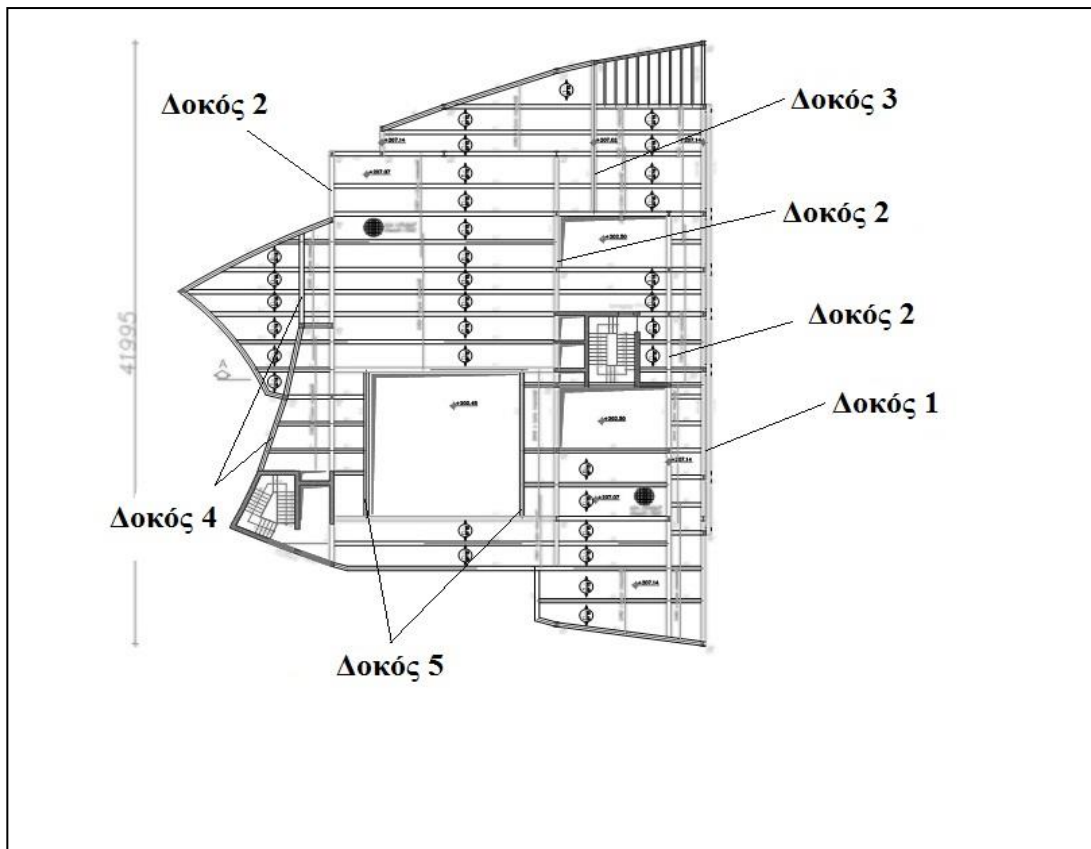
6.5.1 Διάταξη

Σε αυτό το τμήμα, η διάταξη των διαδοκίδων είναι παρόμοια με αυτή των προηγούμενων τμημάτων. Οι διαδοκίδες χωρίζονται σε 3 κατηγορίες (1,2,3) ανάλογα με τη διατομή που επιλέξαμε (Σχήμα 6.15). Αντίθετα με το υπόλοιπο κτίριο, οι γαίες σ αυτό το τμήμα περιλαμβάνονται σε μερικές μόνο περιοχές, αφού το μεγαλύτερο μέρος προορίζεται για τη στέγαση των αιθουσών του νηπιαγωγείου.

Σε σχέση με τις κύριες δοκούς, η λειτουργία τους είναι η ίδια με αυτή των προηγούμενων τμημάτων, δηλαδή λειτουργούν ως χαλύβδινες λόγω των αρνητικών ροπών στις στηρίξεις. Η διαφορά σε αυτό το τμήμα είναι το γεγονός ότι υπάρχουν τα τοιχεία, τα οποία συμβάλλουν στην παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων.



Σχήμα 6.15: Κάτοψη-Τμήμα 3-Διαδοκίδες



Σχήμα 6.16: Κάτοψη-Τμήμα 3-Κύριες δοκοί

6.5.2 Φορτία

Τα φορτία σε αυτό το τμήμα διαφέρουν από το υπόλοιπο κτίριο διότι όπου δεν υπάρχουν γαίες, προστίθεται παραπάνω κινητό φορτίο. Τα φορτία λοιπόν είναι:

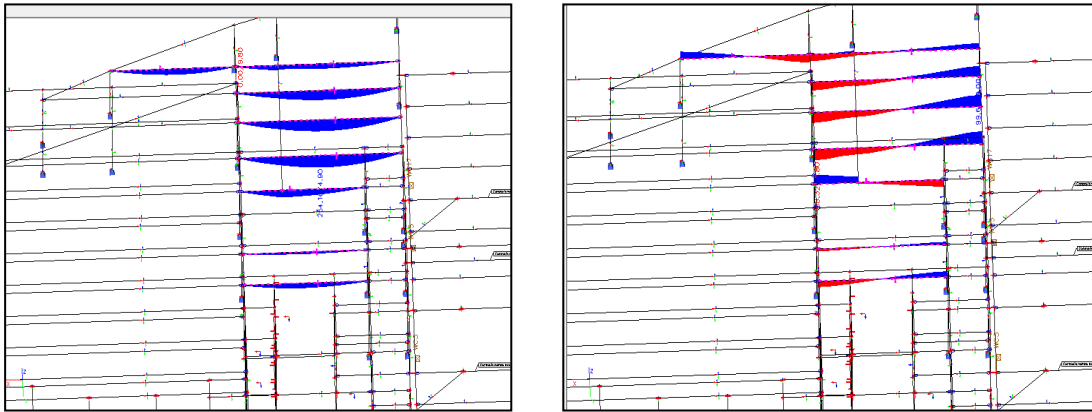
1. $g_a = 25 \cdot 0,12 = 3 \text{ KN/m}^2$, ίδιον βάρος σκυροδέματος (6.29)

2. $q = 5 \text{ KN/m}^2$, κινητά (6.30)

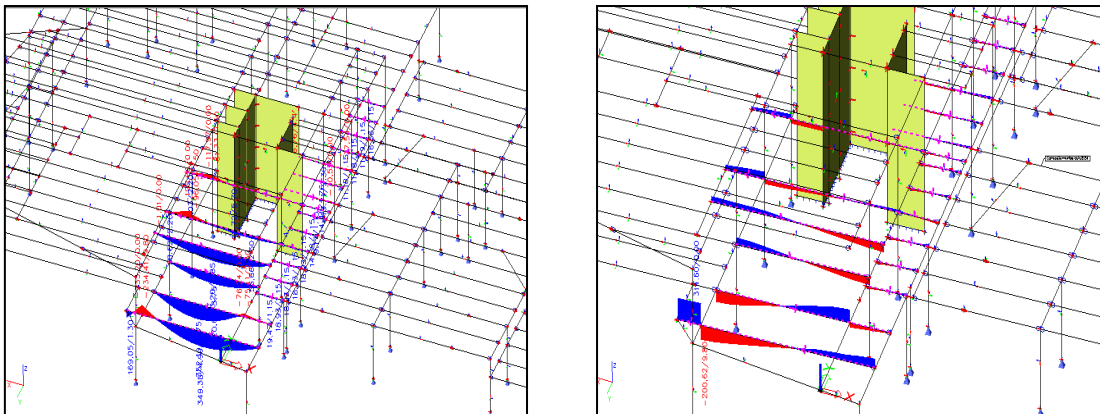
Προστίθεται το φορτίο των γαιών ($g_\gamma = 6 \text{ kN/m}^2$), μόνο στην περιοχή που βρίσκονται οι διαδοκίδες (1).

Το ίδιο βάρος του χάλυβα υπολογίστηκε αυτόματα από το Scia.

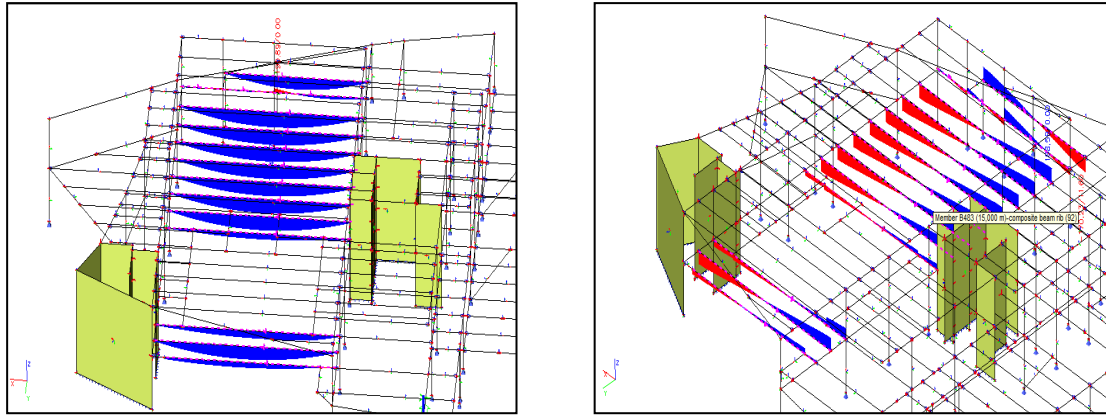
6.5.3 Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση



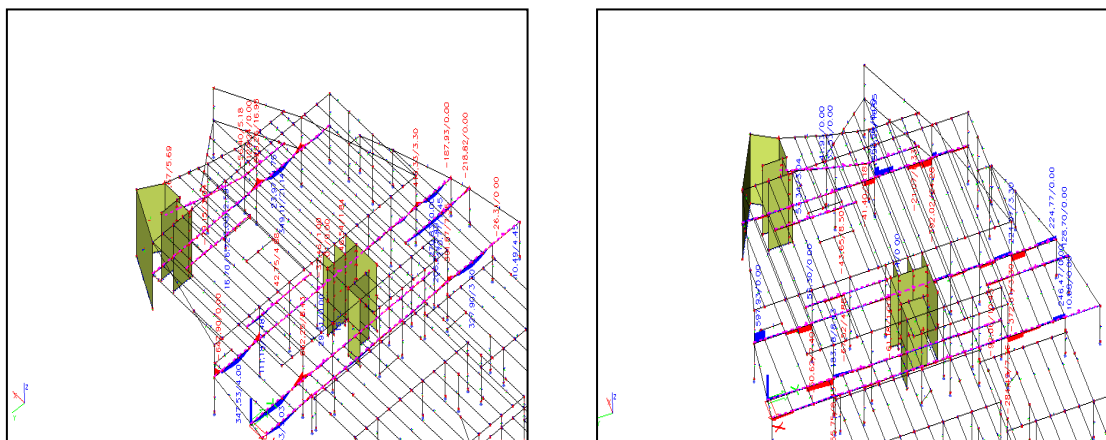
Σχήμα 6.17: Διαδοκίδες(1)- M_y , $\max M_y = 416,92 \text{ kNm}$ και V_z , $\max V_z = 163,49 \text{ kN}$



Σχήμα 6.18: Διαδοκίδες(2)- M_y , $^+ \max M_y = 352,1 \text{ kNm}$, $^- \max M_y = -198,7 \text{ kNm}$ και V_z , $\max V_z = 313,13 \text{ kN}$



Σχήμα 6.19: Διαδοκίδες(3)- $M_y, \max M_y=670,47\text{kNm}$ και $V_z, \max V_z=168,59\text{kN}$



Σχήμα 6.20: Κύριες δοκοί- $M_y, \max M_y=636,42\text{kNm}$ και $V_z, \max V_z=599,23\text{kN}$

6.5.4 Διατομές

Για τις διαδοκίδες (1), οι οποίες έχουν μήκος κατά μέσο όρο 7.5m, επιλέχθηκε η ίδια διατομή όπως στο κεντρικό τμήμα δηλαδή η IPE 400 μεταβλητού κορμού (230-170). Για τις διαδοκίδες (2), με μήκος κατά μέσο όρο 7.5m, επιλέχθηκε η διατομή HEB200. Τέλος, για τις διαδοκίδες (3), με μήκος 15m, επιλέχθηκε η διατομή HEB300. Όλες οι διαδοκίδες απέχουν μεταξύ τους περίπου 1.84m, εκτός από κάποιες εξαιρέσεις στις οποίες η απόσταση αυτή είναι λίγο μικρότερη.

Για τις κύριες δοκούς (1) επιλέξαμε διατομή HEA600, για τις κύριες δοκούς (2) HEB340, για τις κύριες δοκούς (3) HEB300, για τις κύριες δοκούς (4) HEB200 και για τις κύριες δοκούς (5) HEB200.

6.5.5 Οριστική μελέτη έλεγχος

Ομοίως με το τμήμα 1 οι διαδοκίδες λειτουργούν ως σύμμικτες, ενώ οι κύριες δοκοί ως χαλύβδινες. Συνεπώς, για τις διαδοκίδες, χρησιμοποιήσαμε τα αποτελέσματα των ελέγχων για σύμμικτες διατομές του λογισμικού Scia, ενώ για τις κύριες δοκούς, τα αποτελέσματα για χαλύβδινες διατομές.

6.5.5.1 Φάση κατασκευής

Πίνακας 6.14: Κατάσταση αστοχίας-Διαδοκίδες-Τμήμα 3

Τμήμα 3-Κατάσταση αστοχίας: Φάση κατασκευής				
	Διαδοκίδες		Διαδοκίδες	Διαδοκίδες
	1		2	3
	IPE400	IPE400	HEB200	HEB300
	h_{max}	h_{min}		
$M_{y,plRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	168,23	-	227,91	663,14
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	79,64	-	100,00	227,10
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,48<1	-	0,44<1	0,35<1
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	-	227,01	501,76	972,53
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	-	31,42	50,35	58
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	-	0,14<1	0,1<1	0,06<1

Ομοίως με το τμήμα 1 δεν απαιτείται έλεγχος ευστάθειας δηλαδή έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

6.5.5.2 Φάση λειτουργίας

Πίνακας 6.15: Κατάσταση αστοχίας-Διαδοκίδες-Τμήμα 3

Τμήμα 3 - Κατάσταση αστοχίας: Διαδοκίδες 1-2-3					
	Διαδ.		Διαδ.		Διαδ.
	1		2		3
	IPE400	IPE400	HEB200	HEB200	HEB300
	h_{max}	h_{min}	Συμ.	Χαλ.	
M_{plRd} σύμμικτης διατομής (kNm)	491,50	-	386,60	-	882,10
$M_{y,plRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	-	-	-	227,90	-
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	416,92	-	352,10	-198,7	670,47
$M_{y,ed}$ δυναμική ανάλυση (kNm)	-	-	-	-	-
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,85<1	0,78<1	0,91<1	0,88<1	0,76<1
$V_{z,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN)	-	275,90	-	-	972,50
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	-	-	-	508,90	-
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	-	163,49	-	313,13	168,59
$V_{z,ed}$ δυναμική ανάλυση (kN)	-	-	-	-	-
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	-	0,59<1	-	0,62<1	0,17<1

Πίνακας 6.16: Κατάσταση αστοχίας-Κύριες δοκοί 1,2,3-Τμήμα 3

Τμήμα 3-Κατάσταση αστοχίας: Κύριες δοκοί 1-2-3			
	Κύριες δοκοί 1 HEA600	Κύριες δοκοί 2 HEB340	Κύριες δοκοί 3 HEB300
M_{pLRd} σύμμικτης διατομής (kNm)	-	-	-
$M_{y,pLRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	1088,13	852,09	663,14
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	-	-	-
$M_{y,ed}$ δυναμική ανάλυση (kNm)	-1000,50	-772,35	-213,80
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,90<1	0,90<1	0,32<1
$V_{z,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN)	-	-	-
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	1657,56	1102,16	125,50
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	-	-	-
$V_{z,ed}$ δυναμική ανάλυση (kN)	530,6	431,05	599,23
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	0,32<1	0,35<1	0,21<1

Πίνακας 6.17: Κατάσταση αστοχίας-Κύριες δοκοί 4,5-Τμήμα 3

Τμήμα 3-Κατάσταση αστοχίας: Κύριες δοκοί 4-5		
	Κύριες δοκοί 4 HEB200	Κύριες δοκοί 5 HEB200
M_{pLRd} σύμμικτης διατομής (kNm)	-	-
$M_{y,pLRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	227,90	227,90
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	-	-
$M_{y,ed}$ δυναμική ανάλυση (kNm)	-129,24	-160,70
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,56<1	0,71<1
$V_{z,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN)	-	-
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	508,91	508,91
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	-	-
$V_{z,ed}$ δυναμική ανάλυση (kN)	62,60	75,3
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	0,12<1	0,15<1

Για τον έλεγχο ευστάθειας, ισχύουν τα ίδια όπως στο τμήμα 1.

Κατάσταση λειτουργικότητας:

Πίνακας 6.18 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Διαδοκίδες 1-Τμήμα 3

Τμήμα 3-Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες 1						
Χωρίς υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	δ	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$	$\Sigma\delta$ (cm)	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$
	ο		(cm)	L/300		L/250
Χαλύβδινη	g_c+g_a	5109,5	5,4	-	5,4	
Σύμμικτη	g_γ	28099,9	2,2	-	7,6	
Σύμμικτη	q	28099,9	1,9	3,3	9,5	3,9
				Επαρκεί		Δεν επαρκεί
Με υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	δ	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$	$\Sigma\delta$ (cm)	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$
	ο		(cm)	L/300		L/250
Σύμμικτη	g_c+g_a	28099,9	1,0		1,0	
Σύμμικτη	g_γ	28099,9	2,2		3,3	
Σύμμικτη	q	28099,9	1,9	3,3	5,1	3,9
				Επαρκεί		Αντιβέλος 2cm.

Πίνακας 6.19 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Διαδοκίδες 2-Τμήμα 3

Τμήμα 3-Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες 2						
Χωρίς υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	δ (cm)	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$	$\Sigma\delta$ (cm)	δ_ϵ (cm)
				L/300		L/250
Χαλύβδινη	g_c+g_a	5696,0	5,5		5,5	
Σύμμικτη	g_γ	25066,8			5,5	
Σύμμικτη	q	25066,8	2,1	3,3	7,7	3,9
				Επαρκεί		Δεν επαρκεί
Με υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	δ (cm)	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$	$\Sigma\delta$ (cm)	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$
				L/300		L/250
Σύμμικτη	g_c+g_a	25066,8	1,3		1,3	
Σύμμικτη	g_γ	25066,8			1,3	
Σύμμικτη	q	25066,8	2,1	3,3	3,4	3,8
				Επαρκεί		Επαρκεί

Πίνακας 6.20 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Διαδοκίδες 2-Τμήμα 3

Τμήμα 3-Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες 3						
Χωρίς υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/300	$\Sigma\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/250
Χαλύβδιν	g_c+g_a	25170,0	7,4		7,4	
Σύμμικτη	g_γ	71245,8			7,4	
Σύμμικτη	q	71245,8	4,2	5,0	11,6	6,0
				Επαρκεί		Δεν επαρκεί
Με υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/300	$\Sigma\delta \text{ (cm)}$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/250
Σύμμικτη	g_c+g_a	71245,8	2,9		2,9	
Σύμμικτη	g_γ	71245,8			2,9	
Σύμμικτη	q	71245,8	4,2	5,0	7,1	6,0
				Επαρκεί		Αντιβέλος 3cm

Όπως φαίνεται από τον έλεγχο σε λειτουργικότητα, οι σύμμικτες διαδοκίδες και σε αυτό το τμήμα θα χρειαστούν υποστήριξη. Επιπλέον, όμοια με το τμήμα 1 και 2 ο έλεγχος σε λειτουργικότητα ήταν καθοριστικός για τις διαδοκίδες 1 και 3 (αντιβέλη 2cm και 3cm αντίστοιχα). Για τις διαδοκίδες 2 ο έλεγχος σε αστοχία ήταν καθοριστικός και προτιμήθηκε μία διατομή με τη λιγότερο δυνατή υπεραντοχή.

Πίνακας 6.21 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Κύριες δοκοί 1,2-Τμήμα 3

Τμήμα 3	Κύριες δοκοί 1		Κύριες δοκοί 2	
	HEA600		HEB340	
δ_1 από μόνιμα (cm)	2,5		1,6	
δ_2 από κινητά (cm)	4		0,9	
$\delta_{\text{επ}} \text{ (cm)}=L/300$	5,6	Επαρκεί	2,4	Επαρκεί
δ_{max}	6,5		2,5	
$\delta_{\text{επ}} \text{ (cm)}=L/250$	6,8	Επαρκεί	2,9	Επαρκεί

Πίνακας 6.22 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Κύριες δοκοί 3,5-Τμήμα 3

Τμήμα 3	Κύριες δοκοί 3		Κύριες δοκοί 5	
	HEB300		HEB200	
δ₁ από μόνιμα (cm)	2,5		0,4	
δ₂ από κινητά (cm)	1,3		1,0	
δ_{επ} (cm)=L/300	3,5	Επαρκεί	3,5	Επαρκεί
δ_{max}	3,8		1,5	
δ_{επ} (cm)=L/250	4,1	Επαρκεί	4,2	Επαρκεί

6.5.6 Διατμητική συνδεση

6.5.6.1 Διατμητικοί ήλοι

Οι ήλοι που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι ίδιοι με αυτούς του τμήματος 1. Επομένως, έχουμε :

$$d=19\text{mm}$$

$$h=90\text{mm}$$

$$P_{Rd}=54,21\text{kN}$$

$$n = P_{dc} / P_{Rd} = 1438.9 / 54.21 = 26.54$$

$$e=(14.7/2)/27=0.272 \text{ και } e=(9,8/2)/27=0,181,$$

επομένως διαλέγουμε $e=151\text{mm}$, δηλαδή ένας ήλος ανά μία εγκάρσια νεύρωση.

6.5.6.2 Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση

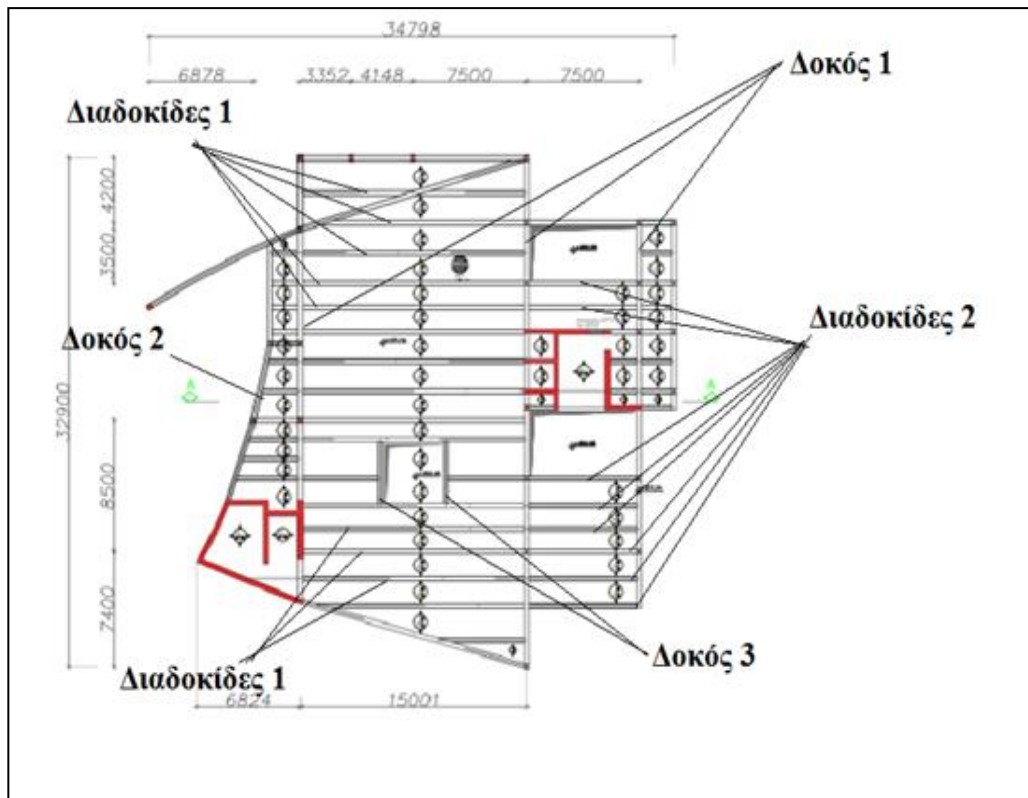
Πίνακας 6.23 :Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση-Τμήμα 3

Τμήμα 3 - Κατάσταση αστοχίας: Διαδοκίδες 1-2-3			
	Διαδοκίδες 1	Διαδοκίδες 2	Διαδοκίδες 3
	IPE400	HEB200	HEB300
$V_{l,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN/m)	172,40	172,40	172,40
$V_{c,ed}$ στατική ανάλυση (kN/m)	124,60	160,70	72,90
Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση	0,72<1	0,92<1	0,42<1

6.6 Τμήμα 4

6.6.1 Διάταξη

Σε αυτό το τμήμα, η διάταξη των διαδοκίδων και των κύριων δοκών είναι σχεδόν ίδια με αυτή του τμήματος 3.



Σχήμα 6.21: Κάτοψη-Τμήμα 4

6.6.2 Φορτία

Τα φορτία είναι ίδια με αυτά του τμήματος 1, δηλαδή :

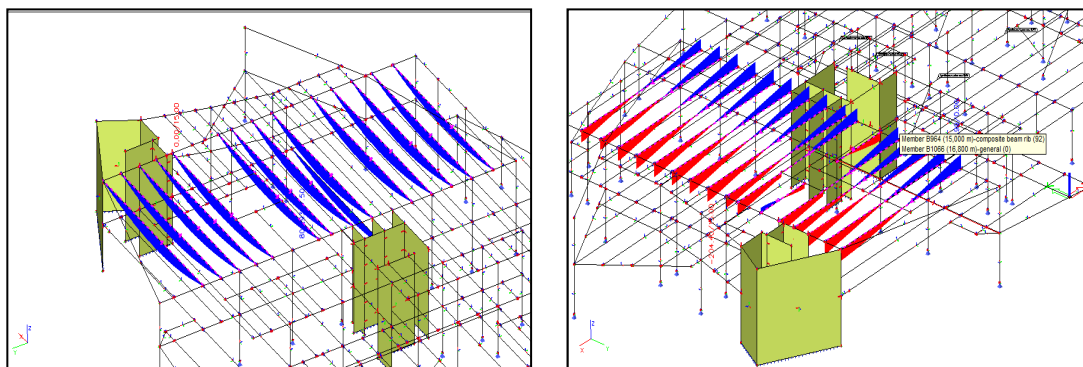
$$g_c = 25 * 0,12 = 3kN / m^2, \quad (6.31)$$

$$g_\gamma = 20 * 0,3 = 6kN / m^2, \quad (6.32)$$

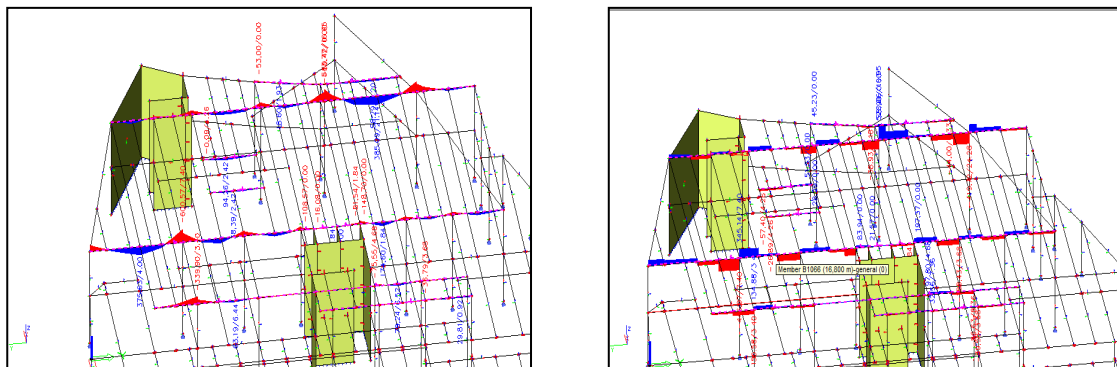
$$q = 2kN / m^2, \quad (6.33)$$

Το ίδιο βάρος του χάλυβα υπολογίστηκε αυτόματα από το Scia.

6.6.3 Εντατικά μεγέθη από στατική και δυναμική ανάλυση



Σχήμα 6.22: Διαδοκίδες – M_y , $\max M_y = 809.93kNm$ και V_z , $\max V_z = 210.99kN$



Σχήμα 6.23: Κύριες δοκοί – M_y , $\max M_y = -543,79 \text{ kNm}$ και V_z , $\max V_z = 528,06 \text{ kN}$

6.6.4 Διατομές

Για τις διαδοκίδες (2), οι οποίες έχουν μήκος κατά μέσο όρο 7.5m, επιλέχθηκε η ίδια διατομή όπως στο κεντρικό τμήμα δηλαδή η IPE 400 μεταβλητού κορμού (230-170). Για τις διαδοκίδες (1), με μήκος 15m, επιλέχθηκε η διατομή HEB340. Όλες οι διαδοκίδες απέχουν μεταξύ τους περίπου 1.84m, εκτός από κάποιες εξαιρέσεις στις οποίες η απόσταση αυτή είναι λίγο μικρότερη.

Για τις κύριες δοκούς (1) επιλέξαμε διατομή HEB300, για τις κύριες δοκούς (2) HEB200 και για τις κύριες δοκούς (3) HEB200.

6.6.5 Οριστική μελέτη έλεγχος

Ομοίως με το τμήμα 1 οι διαδοκίδες λειτουργούν ως σύμμικτες, ενώ οι κύριες δοκοί ως χαλύβδινες. Συνεπώς, για τις διαδοκίδες, χρησιμοποιήσαμε τα αποτελέσματα των ελέγχων για σύμμικτες διατομές του λογισμικού Scia, ενώ για τις κύριες δοκούς, τα αποτελέσματα για χαλύβδινες διατομές.

6.6.5.1 Φάση κατασκευής

Πίνακας 6.24: Έλεγχος στη φάση κατασκευής – Κατάσταση αστοχίας – Τμήμα 4

Τμήμα 4-Κατάσταση αστοχίας: Φάση κατασκευής	
	Διαδοκίδες 1
	HEB340
$M_{y,plRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	852,00
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	233,53
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,29 < 1
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	1149,62
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	59,65
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	0,05 < 1

Ομοίως με το τμήμα 1 δεν απαιτείται έλεγχος ευστάθειας δηλαδή έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

6.6.5.2 Φάση λειτουργίας

Κατάσταση αστοχίας-Έλεγχος διατομής:

Πίνακας 6.25: Κατάσταση αστοχίας-Τμήμα 4

Τμήμα 4 - Κατάσταση αστοχίας				
	Διαδοκίδες 1 HEB340	Κύριες δοκοί 1 HEB300	Κύριες δοκοί 2 HEB200	Κύριες δοκοί 3 HEB200
M_{pIRd} σύμμικτης διατομής (kNm)	1098,10	-	-	-
$M_{y,pIRd}$ χαλύβδινης διατομής (kNm)	-	663,14	227,90	227,90
$M_{y,ed}$ στατική ανάλυση (kNm)	809,93	-	-	-
$M_{y,ed}$ δυναμική ανάλυση (kNm)	-	-543,79	-94,54	-94,54
Έλεγχος σε κάμψη κατά y-y	0,74<1	0,8<1	0,42<1	0,42<1
$V_{z,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN)	1149,60	-	-	-
$V_{z,Rd}$ χαλύβδινης διατομής (kN)	-	966,88	508,91	508,91
$V_{z,ed}$ στατική ανάλυση (kN)	210,99	-	-	-
$V_{z,ed}$ δυναμική ανάλυση (kN)	-	528,06	87,38	57,40
Έλεγχος τεμνουσών κατά z	0,18<1	0,50<1	0,17<1	0,11<1

Για τον έλεγχο ευστάθειας, ισχύουν τα ίδια όπως στο τμήμα 1.

Κατάσταση λειτουργικότητας:

Πίνακας 6.26 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Διαδοκίδες 1-Τμήμα 4

Τμήμα 4-Κατάσταση λειτουργικότητας: Διαδοκίδες 1						
Χωρίς υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta(\text{cm})$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/300	$\Sigma\delta(\text{cm})$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/250
Χαλύβδιν	g_c+g_a	36660,0	5,1		5,1	
Σύμμικτη	g_γ	94783,4	3,7		8,8	
Σύμμικτη	q	94783,4	1,2	5,0	10,0	6,0
				Επαρκεί		Δεν επαρκεί
Με υποστήριξη						
	Φορτίο	$I \text{ cm}^4$	$\delta(\text{cm})$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/300	$\Sigma\delta(\text{cm})$	$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})$ L/250
Σύμμικτη	g_c+g_a	94783,4	2,0	-	2,0	
Σύμμικτη	g_γ	94783,4	3,7	-	5,7	
Σύμμικτη	q	94783,4	1,2	5,0	7,0	6,0
				Επαρκεί		Αντιβέλος 2cm.

Όπως φαίνεται από τον έλεγχο σε λειτουργικότητα, οι σύμμικτες διαδοκίδες και σε αυτό το τμήμα θα χρειαστούν υποστήριξη. Ομοίως με τα υπόλοιπα τμήματα, ο έλεγχος σε λειτουργικότητα οδήγησε στην επιλογή της διατομής HEB340 για τις διαδοκίδες 1 και για τις διαδοκίδες 2 οι έλεγχοι είναι ίδιοι με αυτούς του τμήματος 1.

Πίνακας 6.27 :Κατάσταση λειτουργικότητας –Κύριες δοκοί

Τμήμα 4-Κατάσταση λειτουργικότητας: Κύριες δοκοί			
	Κύριες δοκοί HEB300	Κύριες δοκοί HEB200	Κύριες δοκοί HEB200
δ_1 από μόνιμα (cm)	1,41	0,5	0,26
δ_2 από κινητά (cm)	0,32	0,13	0,05
$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})=L/300$	2,45	2,45	1,4
δ_{max}	1,73	0,63	0,31
$\delta_{\text{επ}}(\text{cm})=L/250$	2,94	2,94	1,7
	Επαρκεί	Επαρκεί	Επαρκεί

6.6.6 Διατμητική συνδεση

6.6.6.1 Διατμητικοί ήλοι

Οι ήλοι που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι ίδιοι με αυτούς του τμήματος 3.

6.6.6.2 Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση

Πίνακας 6.28 :Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση-Τμήμα 4

Τμήμα 4 - Κατάσταση αστοχίας	
	Διαδοκίδες 1
	HEB340
$V_{l,Rd}$ σύμμικτης διατομής (kN/m)	172,40
$V_{c,ed}$ στατική ανάλυση (kN/m)	68,70
Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση	0,4<1

6.7 Παρατηρήσεις

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι η δυναμική ανάλυση η οποία δεν είχε γίνει στη φάση προμελέτης έπαιξε καθοριστικό ρόλο για τη διαστασιολόγηση των κύριων δοκών.

Το πιο σημαντικό είναι ότι κάποιες απ τις κύριες δοκούς και κυρίως οι αμφιέριστες διαδοκίδες, ανέπτυξαν μεγάλα βέλη σε σχέση με το μήκος τους. Πέρα απ την ασφάλεια, λοιπόν, σημαντικό ρόλο έπαιξε και η λειτουργικότητά τους. Το γεγονός αυτό, ήταν καθοριστικό για την επιλογή των διατομών, καθώς σε κάποιες περιπτώσεις χρειάστηκαν διατομές μεγάλης υπεραντοχής.

Το τελευταίο που πρέπει να επισημάνουμε είναι ότι στα πλαίσια ομαδοποίησης των διατομών, σε ορισμένες δοκούς τοποθετήθηκαν διατομές που υπερεπαρκούσαν στον έλεγχο αστοχίας και λειτουργικότητας. Αυτό συμβαίνει διότι η ομαδοποίηση των διατομών είναι απαραίτητη στη κατασκευή μεγάλων έργων.

7 Υποστυλώματα- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

7.1 Εισαγωγή

Για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας, είναι απαραίτητος ο έλεγχος της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου κατά τις δύο διευθύνσεις, x και y . Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2, η ευστάθεια του ισόγειου τμήματος του κτιρίου εξασφαλίζεται κατά τη μία διεύθυνση μέσω της πλαισιακής λειτουργίας δοκών και υποστυλωμάτων και κατά την άλλη διεύθυνση μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας. Για την ευστάθεια του διώροφου τμήματος, η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται από τα τοιχία του κλιμακοστασίου.

Σε αυτό το κεφάλαιο, αρχικά θα γίνει έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης και στη συνέχεια η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας. Επιπλέον, εξαιτίας του αρμού, ο έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης και συνεπώς ο έλεγχος ευστάθειας των πλαισίων θα γίνει ξεχωριστά για το ισόγειο και το διώροφο τμήμα. Αυτό συμβαίνει διότι τα δύο αυτά τμήματα είναι στατικά ανεξάρτητα και παρουσιάζουν διαφορετικές οριζόντιες μετατοπίσεις.

Οι διατομές που επιλέχθηκαν για τα υποστυλώματα είναι HEB300.

7.2 Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης

Θα πρέπει να εξεταστεί αν απαιτείται ή όχι να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2^{ης} τάξης. Για ορθογωνικά πλαίσια, ο έλεγχος γίνεται ανά όροφο με τη βοήθεια της σχέσης 7.1, η ικανοποίηση της οποίας εκφράζει, ότι αρκεί, με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς, η επίλυση με θεωρία 1^{ης} τάξης.

δ_x = σχετική οριζόντια μετακίνηση μεταξύ κορυφής και βάσης του ορόφου κατά τη διεύθυνση x

δ_y =σχετική οριζόντια μετακίνηση μεταξύ κορυφής και βάσης του ορόφου κατά τη διεύθυνση y

H_x = συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου κατά τη διεύθυνση x

H_y = συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου κατά τη διεύθυνση y

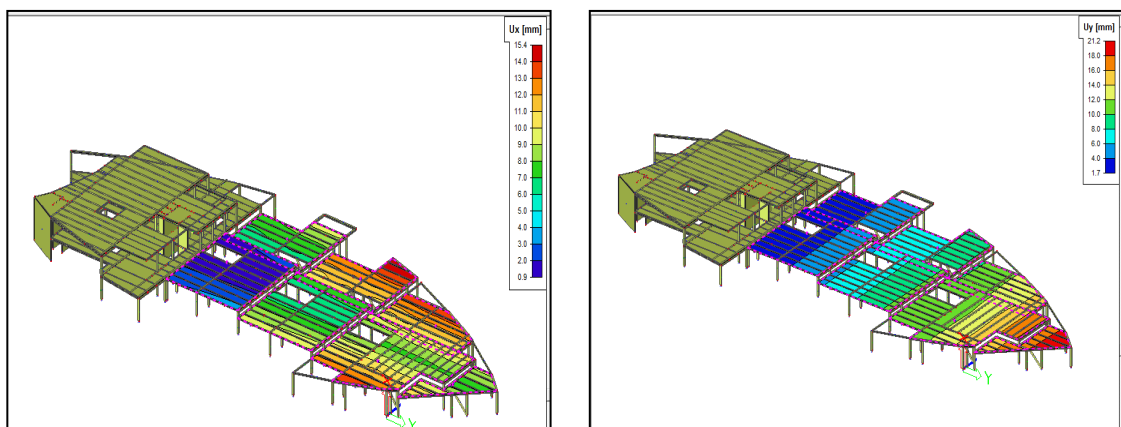
V = κατακόρυφο φορτίο στη βάση του ορόφου, δηλαδή:

V = συνολική επιφάνεια ορόφου * φορτία κατά τον σεισμικό συνδυασμό

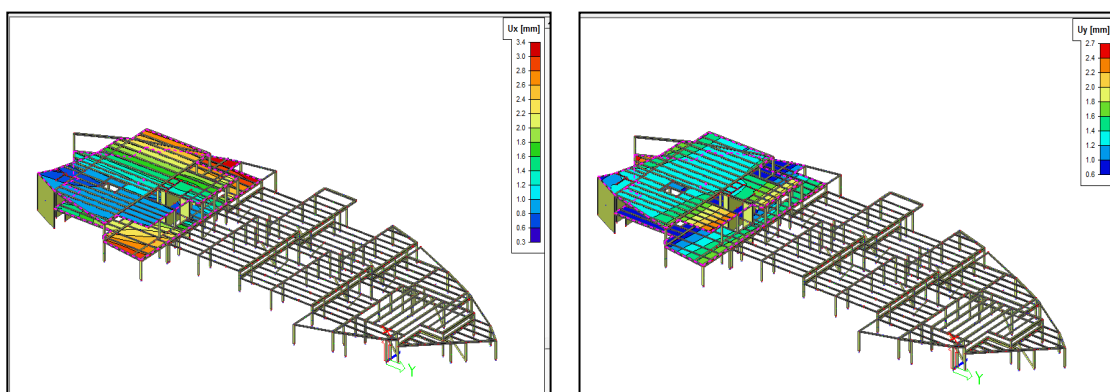
h = ύψος του ορόφου

$$a_{cr} = \left(\frac{H_{Edi}}{V_{Ed}} \right) * \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right), \quad (7.1)$$

V = συνολική επιφάνεια ορόφου * φορτία κατά τον σεισμικό συνδυασμό



Σχήμα 7.1: Παραμορφωμένος φορέας-Ισόγειο τμήμα- $U_x=15\text{mm}$ και $U_y=21\text{mm}$



Σχήμα 7.2: Παραμορφωμένος φορέας-Διώροφο τμήμα- $U_x=2.7\text{mm}$ και $U_y=2.3\text{mm}$

Πίνακας 7.1 :Έλεγχος ευστάθειας ισογείου κατά x

Τμήμα ισογείου	h (mm)	δ_x (mm)	H_x (kN)	Επιφάνεια	Φορτία ($1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q$)	V (kN)	a_{cr}
	4170	14	4476,3	1036,236	12,2	12642,08	98,43

Πίνακας 7.2 :Έλεγχος ευστάθειας ισογείου κατά y

Τμήμα ισογείου	h (mm)	δ_y (mm)	H_y (kN)	Επιφάνεια	Φορτία ($1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q$)	V (kN)	a_{cr}
	4170	21	1815,85	1036,236	12,2	12642,08	28,52

$a_{cr} = \min(98.13, 28.52) = 28.52 > 10$ άρα αμετάθετα πλαίσια και για τις 2 διευθύνσεις.

Πίνακας 7.3 : Οριζόντιες μετακινήσεις διωρόφου τμήματος

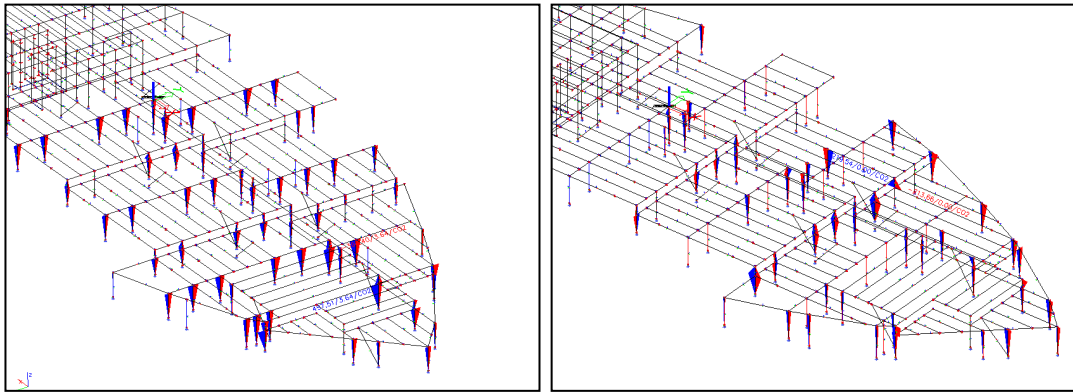
Τμήμα διωρόφου	h (mm)	δ_x (mm)	H_{xi} (kN)	Επιφάνεια	Φορτία ($1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q$)	V (kN)	a_{cr}
Διεύθυνση κατά x							
1ος όροφος	4170	2,2	4476,3	769,951	8	14391,3	589,57
2ος όροφος	3950	2,7	1846,3	674,725	12,2	8231,6	328,12
Διεύθυνση κατά y							
		δ_y (mm)	H_{yi} (kN)	Επιφάνεια	Φορτία ($1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q$)	V (kN)	a_{cr}
1ος όροφος	4170	1,4	1815,2	769,951	8	14391,3	375,68
2ος όροφος	3950	2,3	879,4	674,725	12,2	8231,6	183,46

Όπως είναι λογικό οι οριζόντιες μετακινήσεις σε αυτό το τμήμα είναι πολύ μικρές. Τα τοιχεία προσφέρουν πολύ μεγαλύτερη πλευρική εξασφάλιση σε σχέση με τα πλαίσια και τους συνδέσμους δυσκαμνίας του ισόγειου τμήματος.

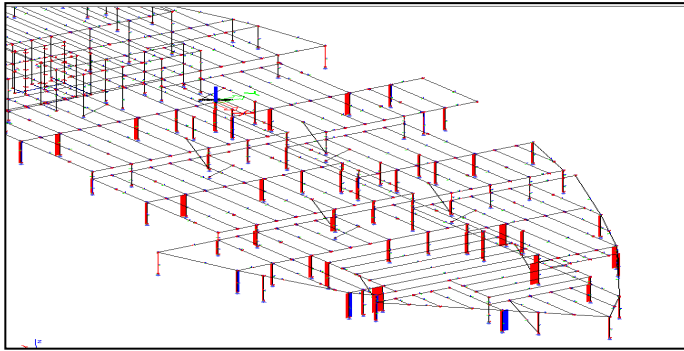
Σε αυτό το σημείο, πρέπει να ελέγξουμε κατά πόσο επαρκεί ο αρμός που επιλέξαμε. Το άθροισμα των μετακινήσεων του ισόγειου και του διωρόφου τμήματος είναι $U_x = 16,2 \text{ mm}$. Ο αρμός πρέπει να ξεπερνά τα :

$\Delta_{\text{αρμού}} = 16,2 \cdot q = 16,2 \cdot 3 = 48,6 \text{ mm}$ και επομένως επιλέγεται αρμός 50mm.

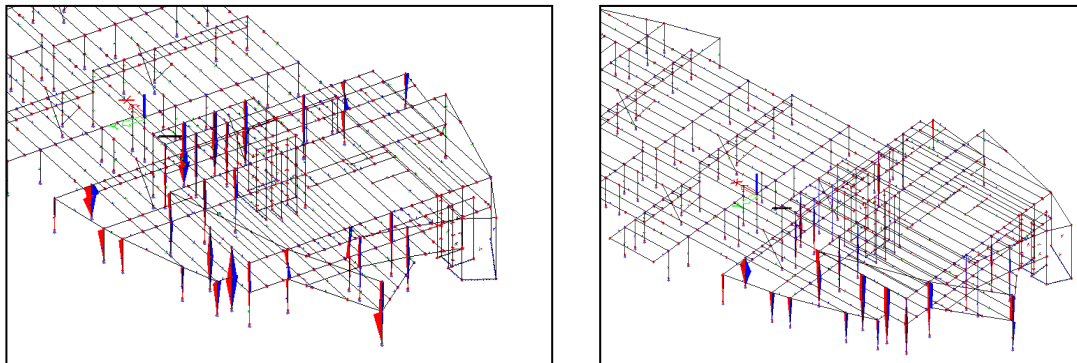
7.3 Εντατικά μεγέθη



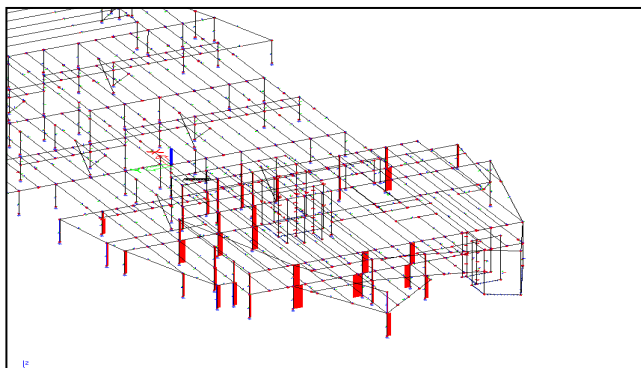
Σχήμα 7.3: Υποστυλώματα ισόγειου τμήματος- M_y, M_z - $\max M_y = 497,51 \text{ kNm}$, $\max M_z = 10,00 \text{ kNm}$



Σχήμα 7.4: Υποστυλώματα ισογείου τμήματος-N- $\max N=1149,5\text{kN}$



Σχήμα 7.5: Υποστυλώματα διωρόφου τμήματος- M_y, M_z - $\max M_y=242,56\text{kNm}$, $\max M_z=10\text{kNm}$

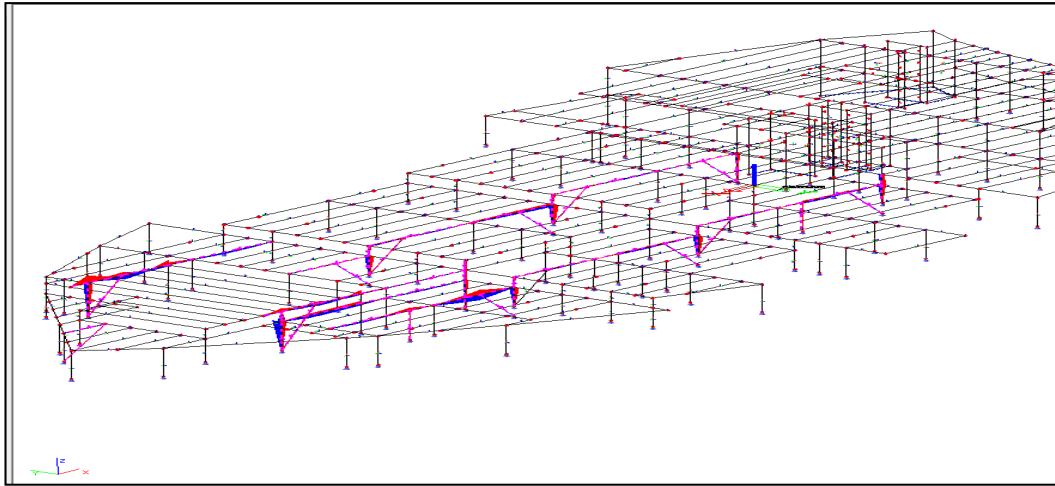


Σχήμα 7.6: Υποστυλώματα διωρόφου τμήματος-N- $\max N=939\text{kN}$

7.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας

7.4.1 Έλεγχος συνδέσμου δυσκαμψίας στο τμήμα του ισογείου

Αρχικά υπολογίζεται ο ικανοτικός μεγεθυντικός συντελεστής (a_{CD}) μέσω της δοκού σύζευξης. Οι δοκοί σύζευξης είναι οι διαδοκίδες 2 του κεντρικού τμήματος (κεφάλαιο 4) και εφόσον συνδέονται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος, δε γίνεται έλεγχος έναντι αξονικής (διαφραγματική λειτουργία). Αντίθετα, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ελέγχονται έναντι όλων των εντατικών μεγεθών και στον έλεγχο αξονικής, για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, τα εντατικά μεγέθη προσαυξάνονται με το συντελεστή a_{CD} .



Σχήμα 7.7: Υποστυλώματα συνδεδεμένα με δοκούς σύζευξης και συνδέσμους δυσκαμψίας

Εντατικά μεγέθη δοκού σύζευξης

$$M_{pl,Rd}=663,14\text{kNm}$$

$$M_{ed}=251,58\text{kNm}$$

$$V_{pl,Rd}=972,53\text{kNm}$$

$$V_{ED}=183,68\text{kNm}$$

$$a_{CD} = \min\left(\frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}, \frac{V_{pl,Rd}}{V_{ED}}\right) = \min\left(\frac{663,14}{251,58}, \frac{972,53}{183,68}\right) = 2,6, \quad (7.2)$$

Έλεγχος συνδέσμου δυσκαμψίας:

Προσαύξηση αξονικής δύναμης συνδέσμου δυσκαμψίας.

$$N = N_G + a_{CD} * N_{ED} = 264,04 + 2,6 * 566,71 = 1737,49\text{kN}, \quad (7.3)$$

Αντοχή συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής CHS 168.3/8.0:

$$A=80,56\text{cm}$$

$$H=3,64\text{m}$$

$$L_{crz}=L_{cry}=4,359*0,72=3,141, \text{ κρίσιμο μήκος λυγισμού} \quad (7.4)$$

$$I_y=2593\text{cm}^3, \text{ ροπή αδρανείας διατομής ως προς άξονα y-y}$$

$$I_z=10649\text{cm}^3, \text{ ροπή αδρανείας διατομής ως προς άξονα z-z}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2593}{80,56}} = 5,67, \quad (7.5)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{10649}{80,56}} = 11,5, \quad (7.6)$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{314,1}{5,67} = 55,4, \quad (7.7)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = \frac{314,1}{11,5} = 27,31, \quad (7.8)$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,4, \quad (7.9)$$

$\bar{\lambda}_y = 0,72$, ανηγμένη λυγηρότητα κατά y-y

$\bar{\lambda}_z = 0,15$, ανηγμένη λυγηρότητα κατά z-z

$\alpha = 0,34$

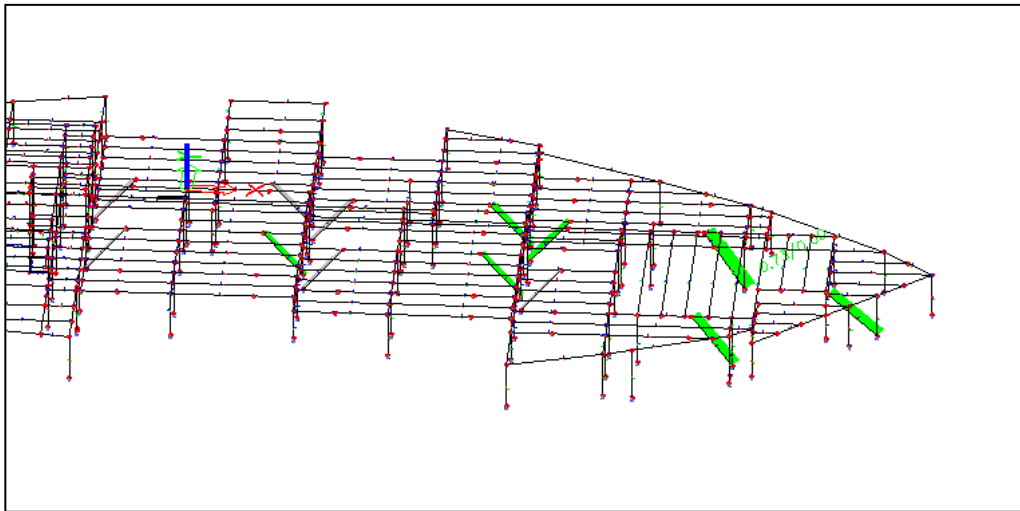
$\chi_y = 0,78$, καμπύλη λυγισμού b

$\chi_z = 1$, καμπύλη λυγισμού b

$\chi = 0,78$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = 0,78 \frac{80,56 * 35,5}{1} = 2230,71 \text{ kN}, \quad (7.10)$$

$$N_{b,Rd} > N_{ED} = 1737,49 \text{ kN}$$



Σχήμα 7.8: Έλεγχος επάρκειας συνδέσμων δυσκαμψίας- $\max N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0,77$

7.4.2 Έλεγχος υποστυλώματος στο τμήμα του ισογείου

$$N = 323,19 \text{ kN}$$

$M_{edy} = 242,5 \text{ kNm}$, καμπτική ροπή κατά y από τη σεισμική φόρτιση

$M_{edz} = 10,00 \text{ kNm}$, καμπτική ροπή κατά z από τη σεισμική φόρτιση

$$A = 149,1 \text{ cm}^2$$

$L_{crz} = 1 * 2,39 = 2,381$ κρίσιμο μήκος λυγισμού κατά z-z

$L_{cry} = 0,74 * 2,39 = 1,778$ κρίσιμο μήκος λυγισμού κατά y-y

$I_y = 25170 \text{ cm}^4$, ροπή αδρανείας διατομής ως προς άξονα y-y

$I_z = 8563 \text{ cm}^4$, ροπή αδρανείας διατομής ως προς άξονα z-z

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{25170}{149,1}} = 12,99, \text{ εξίσωση 7.5}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{8563}{149,1}} = 7,58, \text{ εξίσωση 7.6}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cry}}{i_y} = \frac{177,8}{12,99} = 13,69, \text{ εξίσωση 7.7}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{crz}}{i_z} = \frac{238,1}{7,58} = 31,41, \text{ εξίσωση 7.8}$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,4, \text{ εξίσωση 7.9}$$

$\bar{\lambda}_y = 0,18$, ανηγμένη λυγηρότητα κατά y-y

$\bar{\lambda}_z = 0,41$, ανηγμένη λυγηρότητα κατά z-z

$\alpha = 0,20$

$\chi_y = 0,98$, καμπύλη λυγισμού b

$\chi_z = 0,88$, καμπύλη λυγισμού c

$\chi = 0,88$

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη

$$A = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}, \quad (7.11)$$

$$B = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}, \quad (7.12)$$

$$N_{RK} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{149,1 * 35,5}{1} = 5293,05 \text{ kN}, \quad (7.13)$$

$M_{y,Rk} = 663,14 \text{ kNm}$, αντοχή υποστυλώματος σε καμπτική ροπή κατά y

$M_{z,Rk} = 309,56 \text{ kNm}$, αντοχή υποστυλώματος σε καμπτική ροπή κατά z

$k_{yy} = 0,997$

$k_{yz} = 0,695$

$k_{zy} = 0,617$

$k_{zz} = 1,012$

$\Delta M_{y,Ed} = 0,00$

$\Delta M_{z,Ed} = 0,00$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}, \quad (7.14)$$

$I_t = 185 \text{ cm}^4$

$I_w = 1,688 \text{ cm}^6$

$L = 2,39 \text{ m}$

$k = 1,00$

$k_w = 1,00$

$C_1 = 1,76$

$C_2 = 0,00$

$C_3 = 1,00$

$$z_a=0$$

$$z_g=0$$

$$z_j=0$$

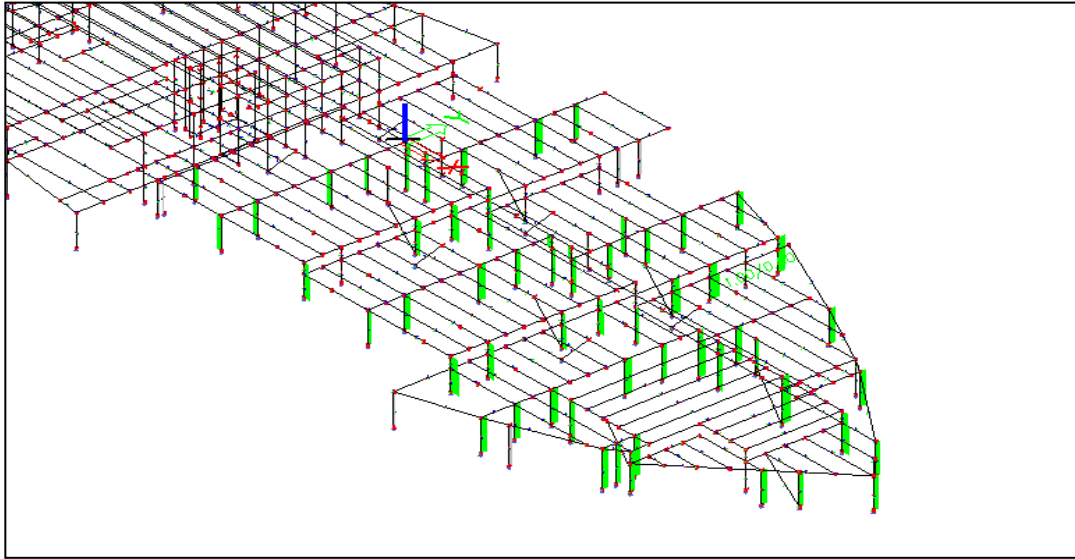
$$M_{cr}=4871,02\text{kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1869 * 35.5}{4871,02}} = 0,37, \text{ ανηγμένη λυγηρότητα} \quad (7.15)$$

$\chi_{LT}=0,95$, καμπύλη λυγισμού a

$$A=0,06+0,36+0,48=0,90 < 1$$

$$B=0,06+0,23+0,70=0,95 < 1$$



Σχήμα 7.9: Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου-Έλεγχος μονάδας: $0,95 < 1$

7.4.3 Έλεγχος υποστυλώματος στο διώροφο τμήμα

$$N=601,37\text{kN}$$

$M_{edy}=100,05\text{kNm}$, καμπτική ροπή κατά y από τη σεισμική φόρτιση

$M_{edz}=10,00\text{ kNm}$, καμπτική ροπή κατά z από τη σεισμική φόρτιση

Σύμφωνα με τα προηγούμενα στοιχεία σχετικά με τις αντοχές της διατομής HEB300 προκύπτουν τα εξής:

$$A=149,1\text{cm}^2$$

$$L_{crz}=0,67*3,4=2,28, \text{ εξίσωση 7.4}$$

$$L_{cry}=0,67*3,4=2,28, \text{ εξίσωση 7.4}$$

$$I_y=25170\text{cm}^4$$

$$I_z=8563\text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{25170}{149,1}} = 12,99, \text{ εξίσωση 7.5}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{8563}{149,1}} = 7,58, \text{ εξίσωση 7.6}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cry}}{i_y} = \frac{228}{12,99} = 17,55, \text{ εξίσωση 7.7}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{crz}}{i_z} = \frac{229}{7,58} = 30,26, \text{ εξίσωση 7.8}$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,4, \text{ εξίσωση 7.9}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,23$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,40$$

$$\alpha = 0,20$$

$$\chi_y = 0,98 \text{ (καμπύλη λυγισμού b)}$$

$$\chi_z = 0,88 \text{ (καμπύλη λυγισμού c)}$$

$$\chi = 0,88$$

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη

$$A = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}, \text{ εξίσωση 7.11}$$

$$B = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}, \text{ εξίσωση 7.12}$$

$$N_{Rk} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{149,1 * 35,5}{1} = 5293,05 kN, \text{ εξίσωση 7.13}$$

$M_{y,Rk} = 663,14 kNm$, αντοχή υποστυλώματος σε καμπτική ροπή κατά y

$M_{z,Rk} = 309,56 kNm$, αντοχή υποστυλώματος σε καμπτική ροπή κατά z

$$k_{yy} = 1,001$$

$$k_{yz} = 0,648$$

$$k_{zy} = 0,617$$

$$k_{zz} = 0,956$$

$$\Delta M_{y,Ed} = 0,00$$

$$\Delta M_{z,Ed} = 0,00$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}, \text{ (εξ 7.14)}$$

$$I_t = 185 cm^4$$

$$I_w = 1,688 cm^6$$

$$L = 2,39 m$$

$$k = 1,00$$

$$k_w = 1,00$$

$$C_1 = 2,45$$

$$C_2 = 0,00$$

$$C_3 = 1,00$$

$$z_a = 0$$

$$z_g = 0$$

$$z_j = 0$$

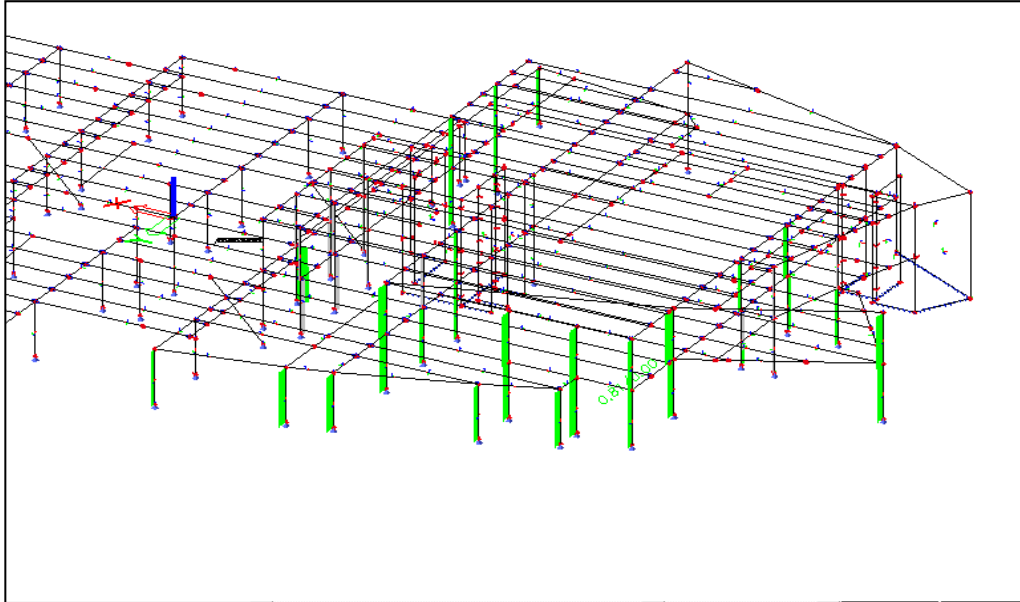
$$M_{cr}=2636,98\text{kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1869 * 35.5}{2636,98}} = 0,50, \text{ εξίσωση 7.15}$$

$\chi_{LT}=0,90$ (καμπύλη λυγισμού a)

$$A=0,1+0,15+0,44=0,69 < 1$$

$$B=0,1+0,09+0,65=0,83 < 1$$



Σχήμα 7.10: Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων διάφορου τμήματος -Έλεγχος μονάδας:
0,83<1

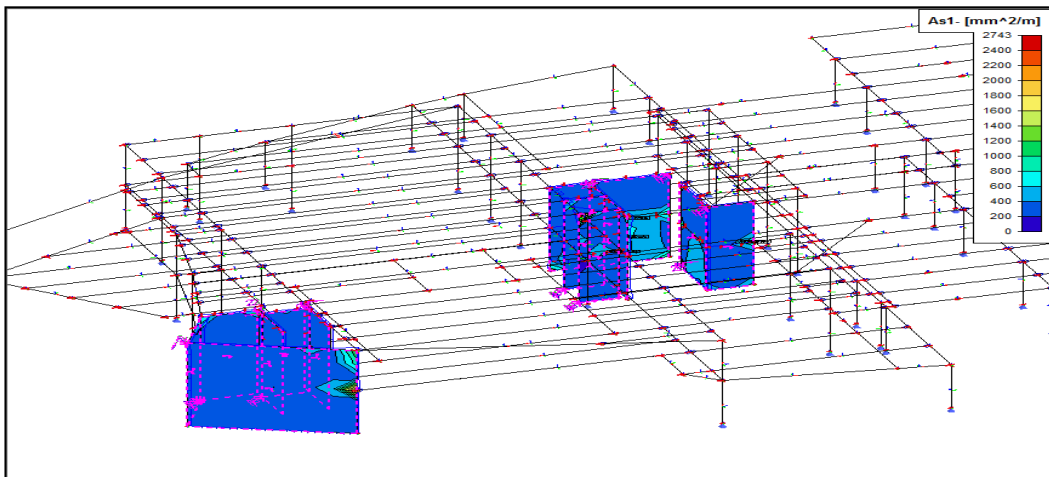
8 Τοιχώματα

8.1 Εισαγωγή

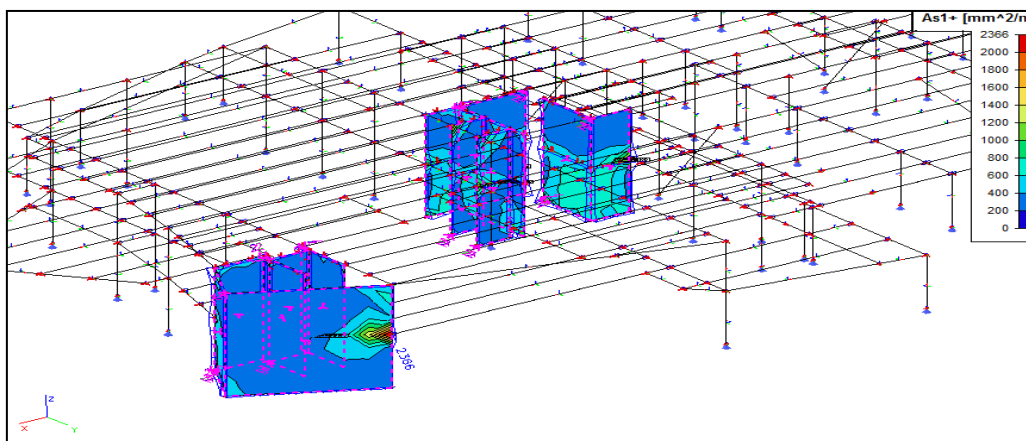
Τα τοιχώματα λαμβάνουν το σύνολο των οριζοντίων δυνάμεων και μειώνουν σημαντικά τις πλευρικές παραμορφώσεις του διώροφου τμήματος του κτιρίου. Από το προηγούμενο κεφάλαιο, είναι φανερό ότι οι μετακινήσεις του διωρόφου τμήματος κατά x και κατά y είναι πολύ μικρές.

Ο οπλισμός των τοιχίων επιλέγεται με τη βοήθεια του προγράμματος Scia.

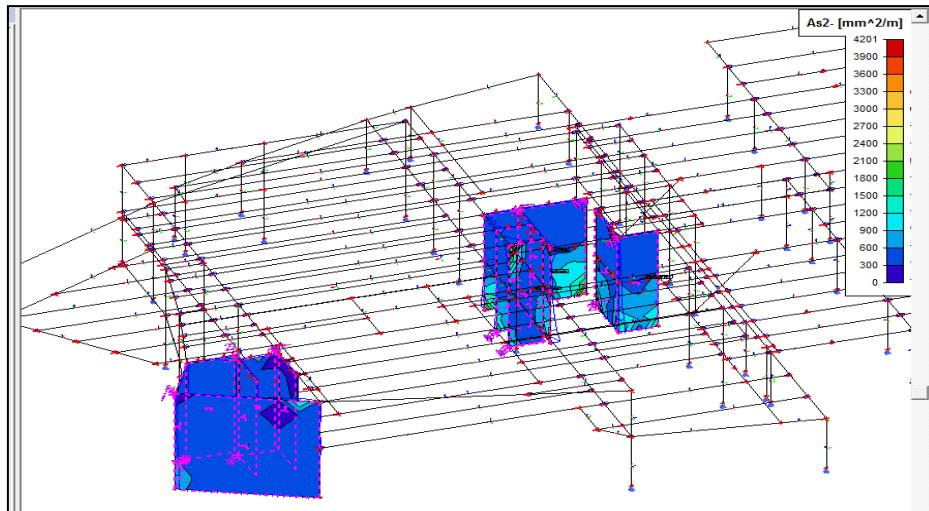
8.2 Οπλισμός τοιχίων



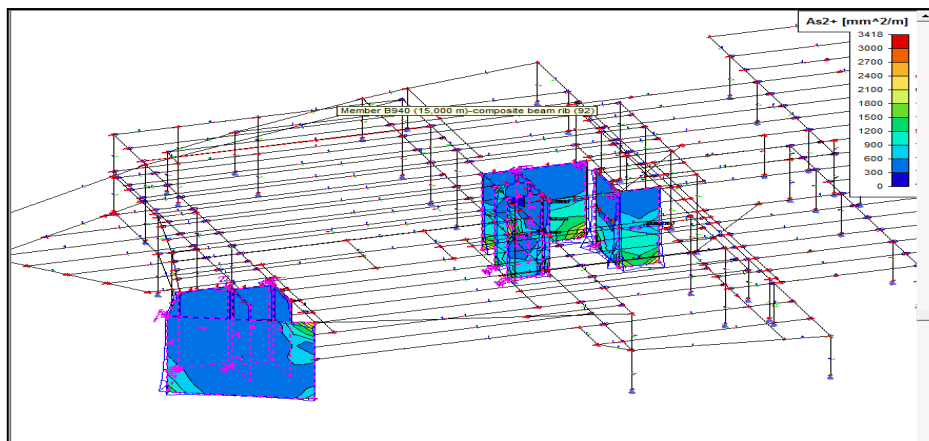
Σχήμα 8.1: Οπλισμός τοιχίων- $As1^- = 27,43\text{cm}^2/\text{m}$



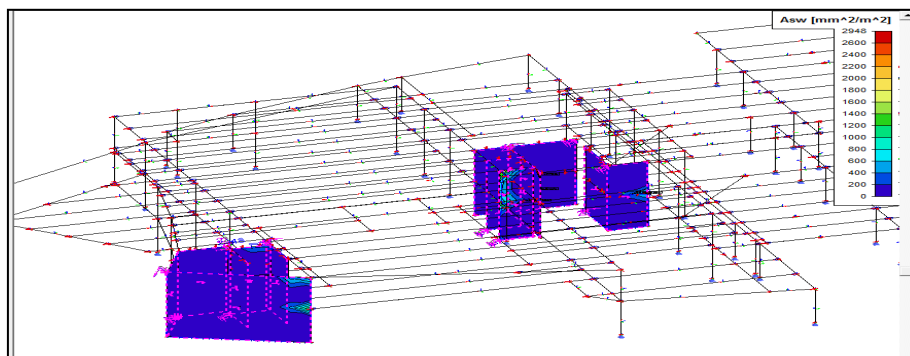
Σχήμα 8.2: Οπλισμός τοιχίων- $As1^+ = 23,00\text{cm}^2/\text{m}$



Σχήμα 8.3: Οπλισμός τοιχίων- $As2^- = 42,00 \text{ cm}^2/\text{m}$



Σχήμα 8.4: Οπλισμός τοιχίων- $As2^+ = 34,00 \text{ cm}^2/\text{m}$



Σχήμα 8.5: Οπλισμός τοιχίων- $Asw = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το πάχος των τοιχίων είναι 30cm και τοποθετείται οπλισμός :
 $A_s = 2\Phi 18/11,5 = 44,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ (κύριος οπλισμός άνω και κάτω) και $A_w =$ δίτητους
 συνδετήρες $\Phi 8/10 = 10,6 \text{ cm}^2/\text{m}$.

9 Συνδεσμολογία

Στο κεφάλαιο αυτό, θα αναλυθούν 3 βασικές συνδέσεις μεταξύ των δομικών στοιχείων του κτιρίου. Αυτές είναι:

1. Κύρια δοκός-Διαδοκίδα
2. Δοκός σύζευξης-Σύνδεσμος δυσκαμψίας
3. Υποστύλωμα-Κύρια δοκός

9.1 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας

Η σύνδεση είναι απλή σύνδεση τέμνουσας, η οποία παραλαμβάνει μόνο δύναμη και λειτουργεί ως άρθρωση (αμφιέριστες διαδοκίδες). Η σύνδεση γίνεται μέσω ελάσματος το οποίο έχει συγκολληθεί στον κορμό και στα πέλματα των κύριων δοκών. Στη συνέχεια, συνδέεται ο κορμός των διαδοκίδων στο έλασμα, με δίτημητη κοχλίωση.

$V_{\text{διαδ}}=126,8\text{kN}$, τέμνουσα διαδοκίδας

$V_{\text{κυρ}}=253,6\text{kN}$, τέμνουσα κύριας δοκού

9.1.1 Επιλογή κοχλιών με κριτήριο την αντοχή τους σε διάτμηση

Επιλέγω κοχλίες M16 ποιότητας 8.8

Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση στις διαδοκίδες

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m = 2 \frac{0,6 * 2 * 80}{1,25} m = 154,34 * m, \text{ αντοχή κοχλιών σε διάτμηση} \quad (9.1)$$

Όπου,

a_v : 0,6 για ποιότητα κοχλιών 8.8

A: 2cm^2 , εμβαδό διατομής κάθε κοχλία

n: 2, δίτημητοι κοχλίες

m: αριθμός κοχλιών (ζητούμενο)

$$F_{v,Rd} > N \Rightarrow 154,34 * m > 126,8 \Rightarrow m > 1, \text{ ελάχιστος αριθμός κοχλιών}$$

Επιλέγονται 4 κοχλίες M16

$$F_{v,Rd} = 154,34 * m = 154,34 * 4 = 617.36\text{kN}, \text{ τελική αντοχή έναντι διάτμησης}$$

9.1.2 Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών με υπόθεση διαβρωτικού περιβάλλοντος

Ελάχιστες αποστάσεις :

$$\text{min}e_1 = 1,2d_0 = 1,2 * 18 = 21,6\text{mm}$$

$$\text{min}p_1 = 2,2d_0 = 2,2 * 18 = 39,6\text{mm}$$

$$\text{min}e_2 = 1,2d_0 = 1,2 * 18 = 21,6\text{mm}$$

$$\text{min}p_2 = 2,4d_0 = 2,4 * 18 = 43,2\text{mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\text{max}e_1 = 40\text{mm} + 4t = 40 + 4 * 8,6 = 74,4\text{mm}$$

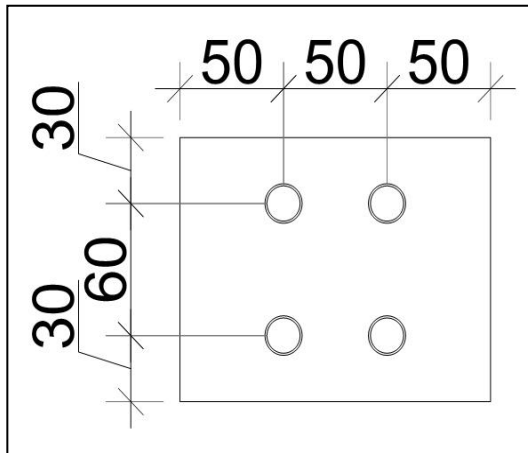
$$\text{max}p_1 = \min(14t, 200\text{mm}) = \min(120,4, 200) = 120,4\text{mm}$$

$$\text{max}e_2 = \text{max}e_1 = 74,4\text{mm}$$

$$\text{max}p_2 = \text{max}p_1 = 120,4\text{mm}$$

Άρα οι αποστάσεις που επιλέγονται είναι :

Διαδοκίδες: $e_1=40\text{mm}$, $p_1=60\text{mm}$, $e_2=50\text{mm}$, $p_2=50\text{mm}$.



Σχήμα 9.1: Αποστάσεις κοχλιών στον κορμό των διαδοκίδων

9.1.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας των οπών

Διαδοκίδες:

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 \alpha_b f_u d t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 4 \frac{2,19 * 0,741 * 51 * 1,6 * 0,86}{1,25} = 364,42 \text{ kN} > V_{\text{διαδ}} = 126,8 \text{ kN}$$

Οπου,

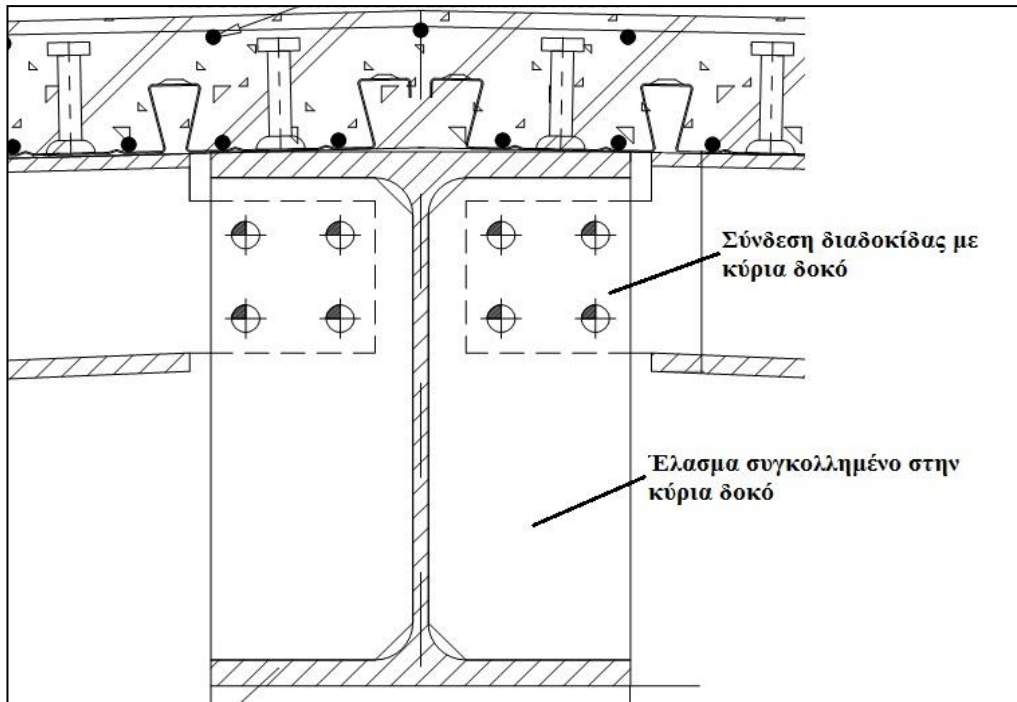
$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{up}}{f_u}, 1 \right\} = \left\{ \frac{40}{54}, \frac{60}{54} - \frac{1}{4}, \frac{80}{51}, 1 \right\} = 0,741$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{50}{18} - 1,7; 1,4 \frac{50}{18} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,19$$

$$t_{\min} : \min(t_{el}, t_f) = \min(2 * 1,0; 0,86) = 0,86 \text{ cm}$$

$$d = 1,6 \text{ cm}$$

$F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$, επομένως ικανοποιείται το κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.



Σχήμα 9.2: Τελική όψη σύνδεσης κύριας δοκού-διαδοκίδας

9.2 Σύνδεση δοκού σύζευξης-συνδέσμου δυσκαμψίας

Η σύνδεση στ άκρα του συνδέσμου δυσκαμψίας είναι σύνδεση ροπής (πάκτωση). Η διαμόρφωση της σύνδεσης γίνεται με τη συγκόλληση ελάσματος στη δοκό σύζευξης και στη συνέχεια κοιλίωση του ελάσματος με τα ελάσματα τα οποία είναι συγκολλημένα στο σύνδεσμο δυσκαμψίας.

9.2.1 Επιλογή κοχλιών με κριτήριο την αντοχή τους σε διάτμηση

$N=1707\text{kN}$, αξονική δύναμη από ικανοτικό σχεδιασμό στο σύνδεσμο δυσκαμψίας

Επιλέγω κοχλίες M24 ποιότητας 8.8

Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση:

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m = 2 \frac{0,6 * 4,52 * 80}{1,25} m = 347,26 * m$$

Όπου,

a_v : 0,6 για ποιότητα κοχλιών 8.8

A : $4,52\text{cm}^2$, εμβαδό διατομής κάθε κοχλία

n : 2, δίτητοι κοχλίες

m : αριθμός κοχλιών (ζητούμενο)

$$F_{v,Rd} > N \Rightarrow 347,26 * m > 1707 \Rightarrow m > 5, \text{απαραίτητος αριθμός κοχλιών}$$

Επιλέγονται 6 κοχλίες M24

$$F_{v,Rd} = 6 * 347,25 = 2083,55\text{kN} > N_{ED} = 1707\text{kN}$$

9.2.2 Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών με υπόθεση διαβρωτικού περιβάλλοντος

Ελάχιστες αποστάσεις :

$$\text{mine}_1 = 1,2d_0 = 1,2 * 26 = 33,6\text{mm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \cdot 26 = 61,6 \text{ mm}$$

$$\min e_2 = 1,2d_0 = 1,2 \cdot 26 = 33,6 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 2,4 \cdot 26 = 67,2 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 2,5 = 140 \text{ mm}$$

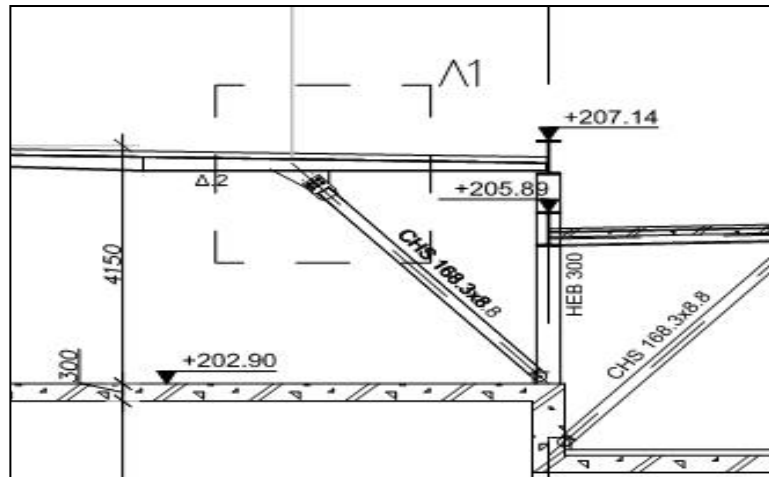
$$\max p_1 = \min(14t, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$\max e_2 = \max e_1 = 140 \text{ mm}$$

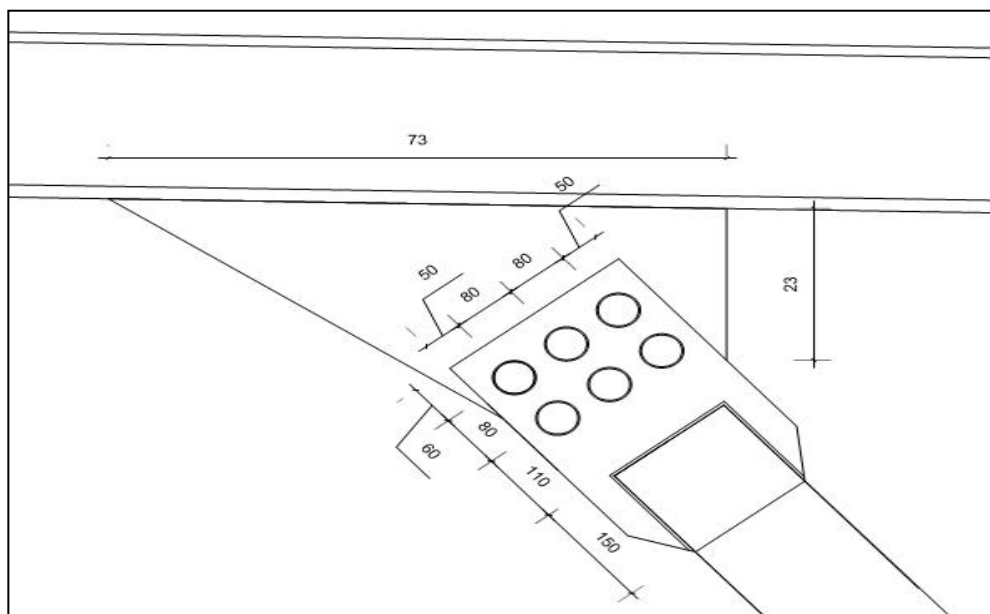
$$\max p_2 = \max p_1 = 200 \text{ mm}$$

Άρα οι αποστάσεις που επιλέγονται είναι :

$$e_1 = 60 \text{ mm}, p_1 = 80 \text{ mm}, e_2 = 50 \text{ mm}, p_2 = 80 \text{ mm}.$$



Σχήμα 9.3: Σύνδεση δοκού σύζευξης- συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 9.4: Τελική όψη σύνδεσης δοκού σύζευξης-συνδέσμου δυσκαμψίας

9.2.3 Επιλογή διατομής λεπίδας

Επιλέγεται να τοποθετηθεί έλασμα πάχους 2.5cm με γεωμετρία όπως φαίνεται στο σχήμα 9.3

9.2.4 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας των οπών

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 a_b f_u d t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 6 \frac{2,3 * 0,595 * 51 * 2,4 * 32,5}{1,25} = 2010,86 \text{ kN} > N_{ED} = 1707 \text{ kN}$$

Όπου,

$$a_b = 0,595$$

$$k_1 = 2,3$$

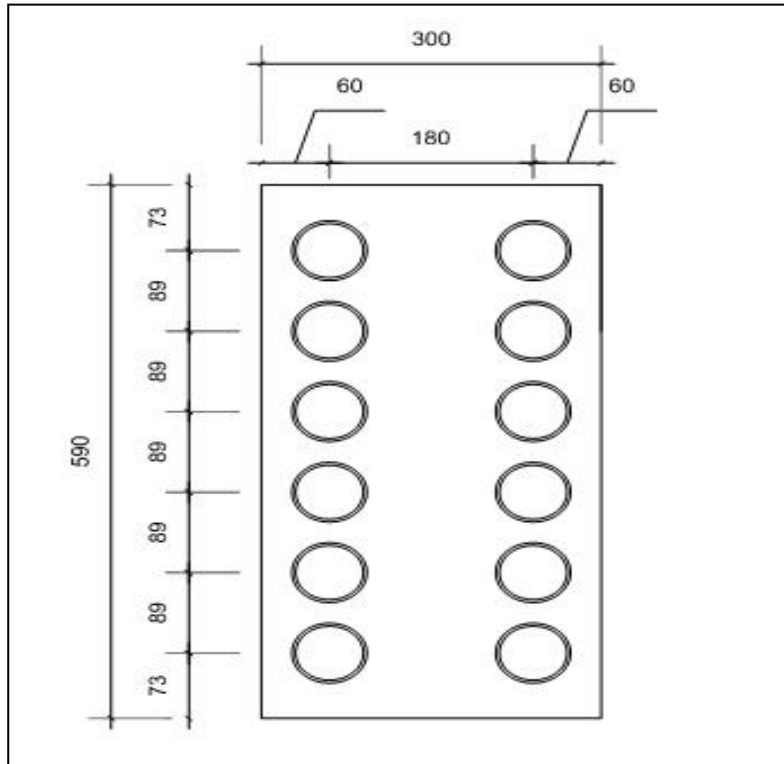
$$t_{\min} : \min(t_{el}, t_f) = \min(2 * 2,5, 2,5) = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 2,4 \text{ cm}$$

9.3 Σύνδεση υποστυλώματος – κύριας δοκού

Όπως έχει αναφερθεί προηγουμένως, οι συνδέσεις των υποστυλωμάτων με τις κύριες δοκούς γίνονται μέσω άκαμπτων συνδέσεων ροπής. Ο συνηθέστερος τρόπος σύνδεσης δοκών – υποστυλωμάτων είναι με μετωπικές πλάκες οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα των υποστυλωμάτων.

Επιλέγεται έλασμα πάχους 2cm με οπές όπως φαίνεται στο σχήμα 9.5



Σχήμα 9.5: Έλασμα πέλματος υποστυλώματος

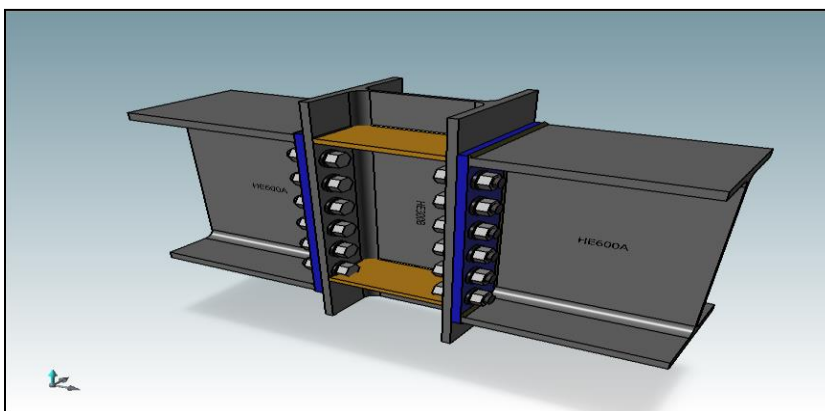
Πίνακας 9.1: Αντοχή κόμβου

	1η σειρά	2η σειρά	3η σειρά	θλιβόμενο τμήμα
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση Vw		327,29		1515,39
Κορμός υποστυλώματος θλίψη		245,625	23,077	939,75
Πέλμα και κορμός δοκού θλίψη		2117	2117	3304,04
Πέλμα υποστυλώματος κάμψη	421,36	514,12	514,12	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη	505,07	481,81	557,66	
Κορμός υποστυλώματος εφελκυσμό		1187,71	882,52	
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό		2049,06	1832,16	
F_{tmin}	421,36	245,62	23,10	
	z ₁ (cm)	z ₂ (cm)	z ₃ (cm)	Ροπή κόμβου(kNm)
	43,25	23,15	2,55	315,92

Πίνακας 9.2: Εντατικά μεγέθη κόμβου

Εντατικά μεγέθη κόμβου (kN),(kNm)	Nc	Mb(αριστερά)	Vb (αριστερά)	Mb(δεξιά)	Vb(δεξιά)
	851,78	245	92,08	295,9	159

Άρα $M_{Rd}=315,92kNm > M_{bαριστερα}=245kNm$ και $M_{Rd}=315,92kNm > M_{bδεξια}=295,5kNm$



Σχήμα 9.6: Μορφή σύνδεσης υποστυλώματος-κύριας δοκού HEA600

10 Γενικές παρατηρήσεις

Μετά από τη γενικότερη προσπάθεια για τη βελτιστοποίηση της υπάρχουσας μελέτης, παρατηρήθηκαν τα εξής:

Η κατασκευή της ανωδομής η οποία σχεδιάστηκε ως σύμμικτη μας επέτρεψε στο να έχουμε ελαφριά κατασκευή με μεγάλα ανοίγματα και μικρού πάχους διατομές. Ιδιαίτερα η δυνατότητα επιλογής μικρού πάχους διατομές μας επέτρεψε με ασφαλή, λειτουργικό και οικονομικό τρόπο να βρούμε λύση για τις απαιτήσεις του κτιρίου σχετικά με το βιοκλιματικό και αρχιτεκτονικό σχεδιασμό.

Το σημαντικότερο, σχετικά με τα δομικά στοιχεία του κτιρίου, είναι το γεγονός ότι η λειτουργικότητα των διαδοκίδων και των κύριων δοκών έπαιξε σημαντικό ρόλο στην επιλογή των κατάλληλων διατομών. Γι αυτό το λόγο, οι διατομές που επιλέχθηκαν παρουσίασαν κάποια υπεραντοχή στην κατάσταση αστοχίας.

Τέλος, τα χωρικά πλαίσια, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και ιδιαίτερα τα τοιχία του διωρόφου τμήματος εξασφάλισαν με αποτελεσματικό τρόπο την ευστάθεια του κτιρίου.

11 Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος «Ευρωκώδικας 1».
- Ιωάννης Κ. Βάγιας «Σύμμικτες κατασκευές».

EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.

EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004 και Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.

EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.

EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.

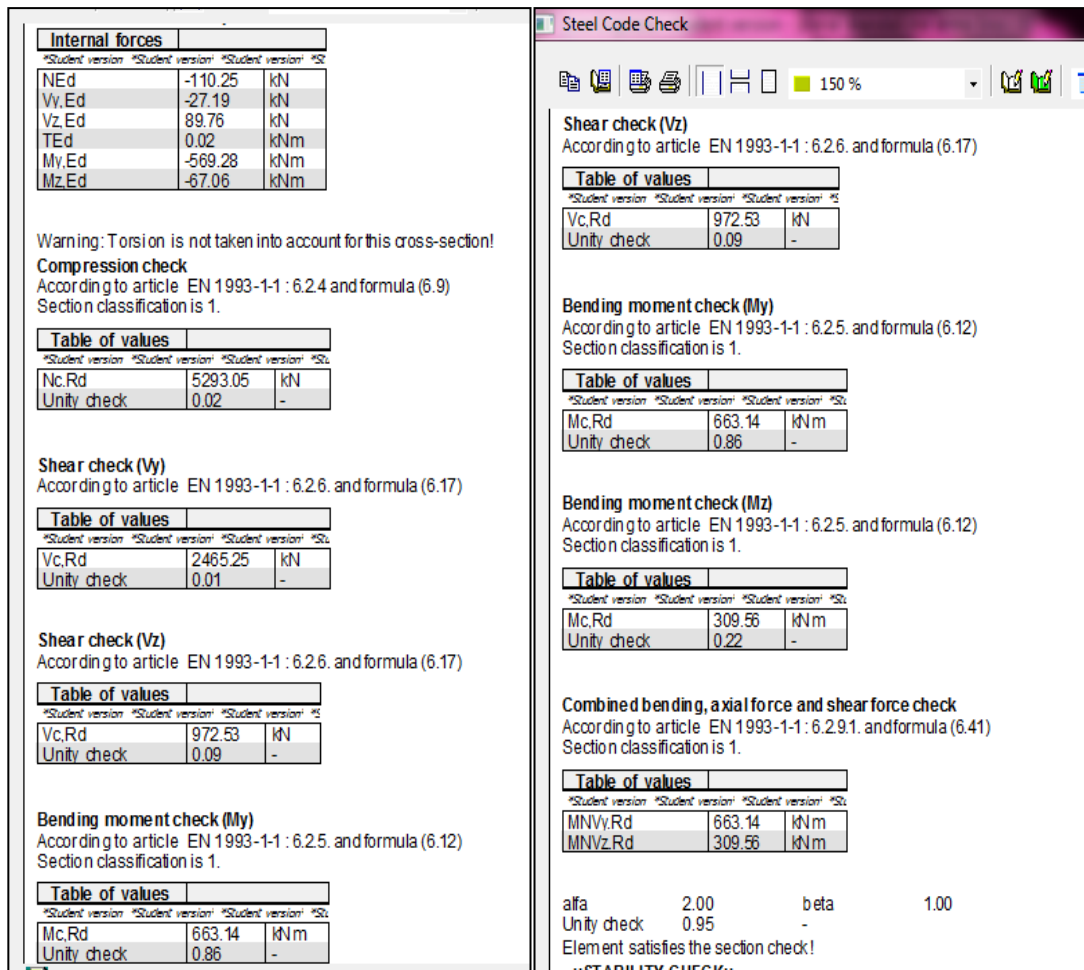
Παράρτημα Α. Ενδεικτικά αποτελέσματα του Scia Engineer

Member	B332	Unit
Critical section	4.8	m
Vertical shear capacity check		
Shear Force	0.0	kN
Shear capacity	508.9	kN
Unity Check	0.00	
Status	Adequate	
Moment capacity check		
Distance from left support	4800.0	mm
Bending moment	310.8	kNm
High/Low shear	No	
No. of connectors in the zone	31	
Reduction factor for connector capacity		
Reduction factor for nature of moment	n/a	
Due to concrete type	n/a	
Reduction factor due to profile deck	0.850	
Effective design resistance	55.1	kN
Minimum degree of shear connection	0.400	
Combined resistance of shear connectors	1709	kN
Actual degree of shear connection	1.210	
Longitudinal stress ratio	-2.512	
Flange class	Class 1	
Web class	Class 1	
Depth of compression zone in concrete	69.0	mm
Depth of plastic neutral axis	129.6	mm
Location of neutral axis	Steel flange	
Plastic moment capacity	391.4	kNm
Elastic moment capacity	218.6	kNm
Ultimate moment capacity	391.4	kNm
Unity Check	0.79	
Status	Adequate	
Longitudinal shear check		
Maximum longitudinal shear force	116.82	kN/m
Effective longitudinal shear resistance	172.37	kN/m
Longitudinal shear resistance in flange		
Crushing resistance of concrete	172.37	kN/m
Longitudinal shear resistance of reinforcement	309.41	kN/m
Longitudinal shear resistance of profile deck	447.77	kN/m
Unity Check	0.68	
Status	Adequate	

Σχήμα 11.1: Παράδειγμα αποτελεσμάτων για τον έλεγχο των σύμμικτων διατομών-κατάσταση αστοχίας

Member	B294	Unit
Section reference	HEB300	
Critical section	7.4	m
Deflection check		
Position of maximum deflection	7360.0	mm
Number of connectors effective at section	25.0	
Actual degree of shear connection	0.958	
Pre-camber	n/a	mm
Deflection due to permanent dead load	-78.0	mm
Allowable deflection due to permanent dead load	-61.3	mm
Utilisation for permanent dead load deflection	1.27	
Status for dead load deflection	Inadequate	
Deflection due to variable load	-17.0	mm
Allowable deflection due to variable load	-40.9	mm
Utilisation for variable load deflection	0.42	
Status for variable load deflection	Adequate	
Deflection due to combined load	-95.0	mm
Allowable deflection due to combined load	-73.6	mm
Utilisation for combined load deflection	1.29	
Status for combined load deflection	Inadequate	-
Natural frequency		
Deflection for frequency calculation	-74.8	mm
Actual natural frequency	2.1	Hz
Allowable natural frequency	4.0	Hz
Utilisation for natural frequency	1.92	
Status for natural frequency	Inadequate	
Elastic stress - Saqqia region		
Position of maximum moment	0.0	mm
Moment	0.0	kNm
Second moment of area of final section	71245.8	cm ⁴
Depth of neutral axis from top of slab	140.8	mm
Section modulus for concrete flange	35459.1	cm ³
Section modulus for steel flange	25520	cm ³
Actual maximum stress in concrete or reinforcement	17.7	N/mm ²
Allowable maximum stress in concrete or reinforcement	11.3	N/mm ²
Utilisation for stress in concrete	1.56	
Status for stress in concrete or reinforcement	Inadequate	
Actual maximum steel stress due to imposed loads	44.1	N/mm ²
Allowable maximum steel stress due to imposed loads	355.0	N/mm ²
Utilisation for maximum steel stress	0.12	
Status for maximum steel stress	Adequate	
Actual maximum steel stress due to dead loads	202.2	N/mm ²
Allowable maximum steel stress due to dead loads	355.0	N/mm ²
Utilisation for maximum steel stress	0.57	
Status for maximum steel stress	Adequate	
Actual resultant maximum steel stress	246.2	N/mm ²
Allowable resultant maximum steel stress	355.0	N/mm ²
Utilisation for resultant steel stress	0.69	
Status for resultant steel stress	Adequate	

Σχήμα Α.2: Παράδειγμα αποτελεσμάτων για τον έλεγχο των σύμμικτων διατομών-κατάσταση λειτουργικότητας



Σχήμα 11.3: Παράδειγμα αποτελεσμάτων για τον έλεγχο χαλύβδινων διατομών-κατάσταση αστοχίας