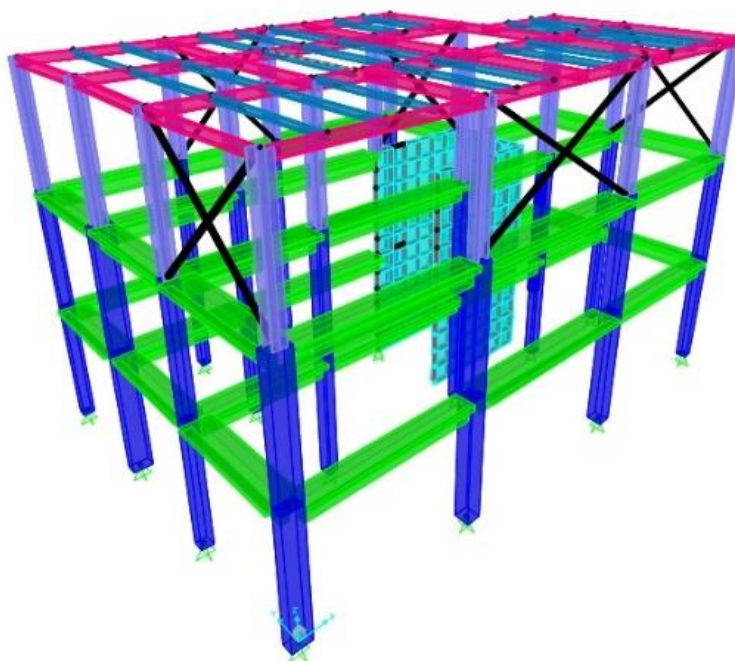




Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο
από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο
Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα**



Αρετή Μεσσήνη

**Επιβλέπων Καθηγητής : Ιωάννης Ραυτογιάννης , Καθηγητής
Σ.Π.Μ
Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου Αθηνών**

Αθήνα , Οκτώβριος 2017



Πίνακας Περιεχομένων

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	5
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	6
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	8
1 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΚΕΛΕΤΟ ΚΑΙ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ	10
1.1 Ιστορία μεταλλικών κατασκευών	10
1.1.1 Πλεονεκτήματα- Μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές.	14
1.2 Σύνθετα Υλικά.....	16
1.2.1 Ιστορική Εξέλιξη Σύνθετων Υλικών	17
1.2.2 Ταξινόμηση Σύνθετων Υλικών	18
2 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ-ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	26
2.1 Περιγραφή Κτιρίου.....	26
2.1.1 Ποιότητα υλικών φέροντος οργανισμού.....	26
2.1.2 Μεταφορά φορτίων από πλάκες σε δοκούς:.....	27
2.1.3 Υπολογισμός Ίδιου Βάρους Κρεμάσεως Πλακοδοκών	28
2.1.4 Υπολογισμός Ίδιου Βάρους Τοιχοποιίας επι των Δοκών	29
2.1.5 Υπολογισμός Συνεργαζόμενου Πλάτους Δοκών.....	29
2.2 Εισαγωγή Δεδομένων στο SAP2000.....	30
2.2.1 Μάζες	31
3 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΤΗΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ.....	32
3.1 Γενική Περιγραφή της Προσθήκης	32
3.1.1 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής	33
3.2 Χαλυβδόφυλλα	33
3.3 Ράβδοι Οπλισμού Πλακών	34
3.4 Διατμητικοί Ήλοι	34
3.5 Φορτία	34
3.5.1 Μόνιμα Φορτία.....	34
3.5.2 Κινητά (Μεταβλητά) Φορτία.....	35
3.4 Σεισμικές Δράσεις	35



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο
από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

3.4.1 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας	36
3.4.2 Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	37
3.4.2 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους	37
3.4.3 Συντελεστής Σπουδαιότητας	39
3.4.4 Συντελεστής Συμπεριφοράς.....	39
3.4.4 Φάσμα Σχεδιασμού για Ελαστική Ανάλυση.....	40
3.5 Συνδιασμοί Δράσεων.....	41
4 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΤΗΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ	42
4.1 Γενικά	42
4.2 Σχεδιασμός Συμμίκτων Πλακών	44
4.2.1 ΓΕΝΙΚΑ	45
4.2.2 Απαιτήσεις Κανονισμού	46
4.2.3 Χαλυβδόφυλλα	47
4.2.4 Φορτία	48
4.3 Έλεγχοι.....	48
4.4 Σχεδιασμός Διαδοκίδων	52
4.4.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	53
4.4.2 Φορτία	54
4.5 Κατάταξη Διατομής.....	56
4.5.1 Κατάταξη της διατομής της δοκού	58
4.6 Έλεγχοι 4.6.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	59
4.6.1.1 Υπολογισμός της ροπής αντοχής (με την ελαστική μέθοδο):.....	60
4.6.1.2 Διάτμηση	61
4.6.1.3 Διατμητική Σύνδεση	61
4.6.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	66
4.6.2.1 Έλεγχος βελών:	66
5 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΠΙΛΥΣΗ – ΣΥΖΕΥΓΜΕΝΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	68
5.1 Φορτία –Σεισμικές Δράσεις.....	68
5.2 Επιλογή Συστήματος Δυσκαμψίας	69
5.3 Έλεγχος Κύριων Δοκών Στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) & Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	74
5.3.1 Φορτία	75



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο
από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

5.3.2 Κατάταξη Διατομής της Δοκού	76
5.3.3 Έλεγχος Ροπών Σύμμικτων Δοκών:	76
5.3.4 Έλεγχος σε Διάτμηση	77
5.3.5 Έλεγχος Βελών:.....	79
5.3.6 Κατάταξη Διατομής Δοκού	82
5.3.7 Φορτία	83
5.3.7.1 Έλεγχος Ροπών Σύμμικτων Δοκών:	83
5.3.7.2 Έλεγχος σε Διάτμηση	84
5.3.8 Έλεγχος Βελών:.....	87
5.4 Έλεγχος Υποστυλώματος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	89
5.4.1 Κατάταξη Διατομής.....	90
5.5 Έλεγχος Πλαισίων Παραλαβής Ροπών.....	92
6 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΜΟΡΦΩΣΗ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΑΠΟ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ & ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	97
6.1 Μέθοδος Παραγωγής Διατομών Σύνθετων Υλικών.....	97
6.2 Διατομές Σκελετού από Σύνθετα Υλικά.....	97
6.3 Περιγραφή Σκελετού	100
6.4 Φορτίσεις.....	102
6.4.1 Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	103
6.4.1.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	105
6.4.1.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	111
6.5 Φορτία-Σεισμικές Δράσεις	112
7 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ & ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	115
7.1 Ιδιοπερίοδοι Ταλάντωσης.....	115
7.2 Σύγκριση Βάρους - Κόστους.....	117
7.3 Συμπεράσματα.....	118
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	119



ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του διατμητικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός & Ανάλυση των Κατασκευών». Θα ήθελα καταρχήν να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν με οποιονδήποτε τρόπο στην επιτυχή εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας. Θα πρέπει να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη καθηγητή του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου Αθηνών για την επίβλεψη αυτής της διπλωματικής εργασίας. Ήταν πάντα διαθέσιμος να προσφέρει τις γνώσεις και την εμπειρία του για την βαθύτερη κατανόηση των βασικών εννοιών που διαπραγματεύεται η παρούσα διπλωματική εργασία. Η υπομονή του, η και καθοδήγηση του, αποτέλεσαν τους βασικούς πυλώνες για την ορθή διεκπεραίωση της διπλωματικής εργασίας.

Στη συνέχεια, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές της σχολής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου που με καθοδήγησαν τα τελευταία δύο χρόνια στο πολύ ενδιαφέρον και ευρύ αντικείμενο του μεταπτυχιακού προγράμματος. Αισθάνομαι ιδιαίτερη ανάγκη να ευχαριστήσω τον καθηγητή Αβραάμ Τ. και τον Βαμβάτσικο Δ. που με τίμησαν με την συμμετοχή τους στην τριμελή επιτροπή.

Σε αυτό το σημείο θέλω να αναφερθώ σε ανθρώπους, εκτός του στενού ακαδημαϊκού περιβάλλοντος, που υπήρξαν σημαντικοί πόλοι στη ζωή μου, προσδίδοντας την απαιτούμενη ισορροπία. Θέλω αρχικά να ευχαριστήσω τους φίλους μου, που με ενθάρρυναν σε όλα τα στάδια των σπουδών μου, καθώς και όσους συναδέλφους συμφοιτητές συνέβαλαν με την κριτική και τις γνώσεις τους στην αντιμετώπιση των δυσκολιών. Βέβαια, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένειά μου, των οποίων η πίστη στις δυνατότητες μου αποτέλεσε αρωγό σε όλους τους στόχους και τα όνειρά μου.

Οκτώβριος, 2017

Μεσσήνη Αρετή



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η αναπαλαίωση, ενίσχυση και ανοικοδόμηση παλαιότερων κτιρίων κέντριζαν πάντοτε το ενδιαφέρον των πολιτικών μηχανικών. Η προσαρμογή των σύγχρονων κατασκευαστικών μεθόδων στις υφιστάμενες κατασκευές αποτελεί μια από τις συχνές προκλήσεις που καλείται να αντιμετωπίσει ένας μηχανικός. Ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου ο αρχιτεχνικός σχεδιασμός προκαλεί την ανάγκη δομικής προσθήκης, η διεκπεραίωση του στόχου αυτού φέρει στο προσκήνιο την χρήση υλικών διαφορετικών από το γνωστό σε όλους μας σκυρόδεμα.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας μελετάται η προσθήκη καθ' ύψος ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και η σύγκριση δύο εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού και κατασκευής, μια με μεταλλική κατασκευή και μια με σύνθετα υλικά. Προσδιορίζονται οι δράσεις που επενεργούν στο φορέα και γίνεται η επιλογή των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής, ανάλογα με την περίπτωση.

Για την μελέτη και την επιλογή της αποδοτικότερης λύσης, πραγματοποιείται αρχικά η προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου μέσω του υπολογιστικού και σχεδιαστικού προγράμματος SAP 2000. Εν συνέχεια γίνεται η μελέτη και ο σχεδιασμός τόσο του μεταλλικού σκελετού όσο και του αντίστοιχου σκελετού ορόφου από σύνθετα υλικά. Τέλος, παρουσιάζονται οι επιλύσεις του κτίριου και γίνεται σύγκριση της τέμνουσας βάσης για κάθε περίπτωση προσθήκης, καθώς και τα συνολικά συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Λέξεις Κλειδιά

Δομική προσθήκη, υφιστάμενη κατασκευή, μεταλλική κατασκευή, σύνθετα υλικά, σχεδιαστικό πρόγραμμα SAP 2000, σύγκριση μεθόδων προσθήκης.



ABSTRACT

The restoration, reinforcement and rebuilding of older buildings has always cast the interest of civil engineers. The adaptation of modern manufacturing techniques to existing structures is one of the frequent challenges an engineer faces. Particularly in cases where the architectural design causes the need for structural additions, the realization of this objective has the advantage of using materials different from the concrete known to us all.

In this diploma thesis we study the addition of one story to an existing reinforced concrete structure, as well as we present the comparison of two alternative procedures of design and construction, one with a metal structure and one with composite materials. We determine the actions that act on our structure and then we select the individual components of the construction, depending in the case we study.

In order to study and select the most efficient solution, the simulation of the existing building is initially carried out through the SAP 2000 computational and design program. The study and the design of both the metal structure and the story with composite materials is then carried out. Finally, the resolutions of the building are presented and a comparison of the seismic analysis for each case of addition is presented, as well as the overall conclusions drawn from the elaboration of this diploma thesis.

Keywords

Structural addition, existing construction, metal construction, composites materials, SAP 2000 design program, comparison of addition procedures.



ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η περίπλοκη διαδικασία της προσθήκης ορόφων σε υπάρχοντα κτίρια έχει ερευνηθεί και αναπτυχθεί σε μεγάλο βαθμό τα τελευταία χρόνια. Πολλοί ερευνητές τα παλαιότερα χρόνια έχουν πραγματοποιήσει αναλύσεις προσομοίωσης για να βελτιώσουν την κατανόηση της διαδικασίας της προσθήκης ορόφων σε υφιστάμενες κατασκευές, αλλά η υπολογιστική προσομοίωση χωρίς πειραματικά δεδομένα ή πληροφορίες από την πραγματική ζωή δεν αποτελεί μια αξιόπιστη μέθοδος. Οι πιο συνηθισμένες τρέχουσες μέθοδοι για την προσθήκη ορόφων κάνουν χρήση είτε ράβδων οπλισμένου σκυροδέματος, είτε χάλυβα, είτε πιο πρόσφατα σύνθετων υλικών. Αυτές οι μέθοδοι είναι σε μεγάλο βαθμό επιτυχείς, αλλά σημαντικά προβλήματα προκύπτουν στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων του προστιθέμενου ορόφου στη φέρουσα ικανότητα ολόκληρης της κατασκευής.

Κατά τη χρήση οπλισμένου σκυροδέματος η ακεραιότητα της προκύπτουσας προσθήκης είναι ευνοϊκή, αλλά η σημαντική αύξηση του βάρους δυσχεραίνει την στατική επάρκεια της κατασκευής. Ράβδοι ενίσχυσης μπορούν να φυτευτούν ώστε να εξασφαλίσουν την πλήρη αγκύρωση που απαιτείται, ωστόσο αυτό συνήθως προκαλεί βλάβη στον αρχικό χάλυβα καθώς και στη δομή του σκυροδέματος εξαιτίας της διαδικασίας γεώτρησης. Αυτές οι αποδυναμωμένες αρθρώσεις είναι πιθανό να μειώσουν το σεισμικές επιδόσεις της συνολικής δομής.

Η προσθήκη ορόφου με εφαρμογή χάλυβα ή σύνθετων υλικών είναι δύο άλλες μέθοδοι μετατροπής υφιστάμενων κτιρίων, οι οποίες διαθέτουν τα ξεχωριστά πλεονεκτήματα του σύντομου χρόνου εγκατάστασης, υψηλού βαθμού εκβιομηχάνισης, βολικής συντήρησης και οικονομικής απόδοσης. Η σύνδεση του υφιστάμενου κτιρίου με το προστιθέμενο τμήμα είναι πρωταρχικής σημασίας στοιχείο του δομικού σχεδιασμού, καθώς διασφαλίζει την αποτελεσματικότητα της μεταφοράς φορτίου και βελτιώνει το συνολική στατική ικανότητα του κτιρίου. Αν και ο σχετική γωνία μετατόπισης αυξάνεται καθώς αυξάνεται το ύψος της κατασκευής, η στατική επάρκεια του υφιστάμενου κτιρίου αποτελεί μια σημαντική προϋπόθεση, που λαμβάνεται ως δεδομένο και στην μελέτη μας, ώστε να προβούμε σε τέτοιου είδους παρεμβάσεις.

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη προσθήκης καθ' ύψος ενός ορόφου με δυο διαφορετικές προτάσεις κατασκευής σε υπάρχον διώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η πρώτη λύση, εξετάζει τη προσθήκη ορόφου με μεταλλική κατασκευή, ενώ η δεύτερη την προσθήκη ορόφου από σύνθετα υλικά. Στα πλαίσια αυτής της μελέτης, απαιτήθηκε η προσομοίωση ολόκληρου του κτιρίου.

Τέλος, η εργασία αυτή είναι οργανωμένη σε έξι κεφάλαια :

1. Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή της χρήσης του χάλυβα και των σύνθετων υλικών στις κατασκευές, καθώς επίσης γίνεται και παράθεση των βασικότερων πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων που παρουσιάζονται κατά την χρήση τους.



2. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του κτιρίου, στη συνέχεια, γίνεται αναφορά στην ποιότητα των υλικών του φέροντος οργανισμού, έπειτα, δίνονται πληροφορίες για τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού και την όπλιση τους. Ακολουθεί η προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου στο πρόγραμμα ανάλυσης.
3. Στο τρίτο κεφάλαιο αναφέρονται οι προδιαγραφές μελέτης του μεταλλικού σκελετού της προσθήκης. Κατ' αρχάς, γίνεται γενική περιγραφή της προσθήκης. Έπειτα, αναφέρεται η ποιότητα των υλικών. Τέλος, προσδιορίζονται τα φορτία που δρουν στο κτίριο, καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων βάση των οποίων έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.
4. Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μόρφωση του μεταλλικού σκελετού της προσθήκης. Αρχικά, γίνεται περιγραφή των στοιχείων του σκελετού. Ακολουθεί ο σχεδιασμός των συμμικτων πλακών. Αναφέρονται γενικά στοιχεία για τις σύμμικτες πλάκες, οι απαιτήσεις του κανονισμού, τα χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου που χρησιμοποιήθηκε, τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν και οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν σε αυτές. Τέλος, αναλύεται ο σχεδιασμός των διαδοκίδων, όπου δίνονται πληροφορίες για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους, παρουσιάζονται τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν και πραγματοποιούνται οι έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία.
5. Στο πέμπτο κεφάλαιο παρατίθεται η επίλυση του κτιρίου, όπου το υφιστάμενο κτίριο και η προσθήκη θεωρούνται συζευγμένα. Υπολογίζονται τα σεισμικά φορτία που δρουν στο μεταλλικό κτίριο και επιλέγεται το σύστημα δυσκαμψίας που θα τοποθετηθεί σε αυτό. Ακολουθεί ο έλεγχος επιλεγμένων μελών του φορέα και των πλαισίων παραλαβής ροπής, τόσο σε κατακόρυφα όσο και σε οριζόντια φορτία σύμφωνα με τους κανονισμούς που αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.
6. Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται η μόρφωση του σκελετού από σύνθετα υλικά. Σε πρώτη φάση περιγράφονται τα στοιχεία του σκελετού και εν συνέχεια παρουσιάζονται τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν και οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν σε αυτά.
7. Στο έβδομο κεφάλαιο συνοψίζονται τα βασικά αποτελέσματα και συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας και γίνεται σύγκριση των δύο μεθόδων προσθήκης που επιλέχθηκαν.



1^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΚΕΛΕΤΟ ΚΑΙ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή της χρήσης του χάλυβα καθώς και των συνθετών υλικών στις κατασκευές και στη συνέχεια δίνεται έμφαση στις βασικές μηχανικές ιδιότητες τους. Παράλληλα γίνεται και αναφορά στα σπουδαιότερα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που προκύπτουν κατά τη χρήση τους στις σύγχρονες κατασκευές.

1.1 Ιστορία μεταλλικών κατασκευών

Το ταξίδι του χάλυβα ξεκινάει στα τέλη του 1700 όταν η Αγγλία άρχισε να κατασκευάζει μεταλλικές κατασκευές. Η ανάγκη προήλθε κυρίως λόγω της αντιτυρικής ιδιότητας των μεταλλικών κατασκευών. Συγκεκριμένα κτίρια όπως οι μύλοι ήταν ιδιαίτερα επιρρεπή στη φωτιά και οι μεταλλικοί μύλοι αποτέλεσαν τη λύση στο πρόβλημα. Μέχρι και τα τέλη του 1800 ο χάλυβας ξεκίνησε να χρησιμοποιείται όλο και περισσότερο για μεγαλύτερο αριθμό εφαρμογών. Αυτή ήταν η εποχή που τα κινητά κτίρια έγιναν αναγκαία ενώ τα πρώτα ψηλά κτίρια εμφανίστηκαν στο Σικάγο των ΗΠΑ από τη δεκαετία του 1800 και μετά, λόγω της ραγδαίας αύξησης του πληθυσμού. Για την αποφυγή επιφανειακής επέκτασης της πόλης ευκολότερη διέξοδος αποτέλεσε η αύξηση του ύψους των κτιρίων. Οι τεχνικές βελτιώσεις που έδιναν την δυνατότητα κατασκευής ψηλών κτιρίων ήταν η ανάπτυξη ηλεκτρομηχανικών ανελκυστήρων (ασανσέρ), η αξιοποίηση πυρίμαχων οικοδομικών υλικών αλλά κυρίως η ανάπτυξη της τεχνολογίας της κατασκευής οικοδομικού σκελετού. Η μέθοδος αυτή κατά την οποία στήνεται ο σκελετός ως φέρων οργανισμός του κτηρίου και συνέχεια καλύπτονται οι πλευρές με φέρουσα τοιχοποιία, αντικατέστησε τις παλιές μεθόδους, στις οποίες οι τοίχοι από τούβλα ή πέτρες στήριζαν όλες τις υπερκείμενες κατασκευές.

Το πρώτο κτήριο στο Σικάγο στο οποίο επιλέγει η λύση της καθ' ύψος επέκτασης ήταν το Home Insurance Building που κατασκευάστηκε το έτος 1885 και καθαιρέθηκε το 1931. Αυτό το κτήριο είχε ύψος 55m και 10 ορόφους, χαρακτηρίστηκε δε ως πρώτο κτήριο ουρανοξύστης (skyscraper), αν και αργότερα καθιερώθηκε να χαρακτηρίζονται ουρανοξύστες κτήρια με ύψος άνω των 150m. Μετά το Α' Παγκόσμιο πόλεμο τα μεταλλικά κτήρια αποτέλεσαν λύση στο να παρέχουν στέγαση σε εκατομμύρια οικογένειες που είχαν επηρεαστεί από τον πόλεμο. Ήταν μία εποχή που κανένα άλλο υλικό δεν μπορούσε να συναγωνιστεί τον χάλυβα στην ευκολία της κατασκευής.

Το έτος 1931 ολοκληρώθηκε η κατασκευή του Empire State Building με 102 ορόφους και συνολικά 1576 σκαλοπάτια. Η οικοδόμηση του σχετίζεται με την κατάρρευση του χρηματιστηρίου το έτος 1929(οικονομικό κραχ) η οποία προκάλεσε



Εικόνα 1.1 : Εργάτες του Empire State Building

μια παγκόσμια οικονομική κρίση. Επειδή αυτή η κρίση οδήγησε σε ένα μεγάλο αριθμό ανέργων, αποφασίστηκε να υποστηριχθεί η ανέγερση αυτού του κτηρίου, ώστε να δημιουργηθούν βραχυπρόθεσμα θέσεις εργασίας. Σημαντικό ρόλο για την γρήγορη και αποδοτική κατασκευή του ουρανοξύστη έπαιξε η οργάνωση των έργων, στην οποία αξιοποιήθηκαν οι ιδέες

παραγωγής του Henry Ford αλλά τώρα σε κατακόρυφο επίπεδο. Κατά μέσο όρο κατασκευάζονταν 7 όροφοι ανά δυο βδομάδες και τελικά τοποθετήθηκαν 50.000 χαλύβδινες δοκοί. Στη κορυφή του το κτήριο είχε σταθμό για την πρόσδεση αερόπλοιων τα οποία τότε θεωρούνταν ανερχόμενο μεταφορικό μέσο.

Στην Ευρώπη, και για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το δεύτερο παγκόσμιο πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα. Οι κυριότερες αιτίες ήταν η έλλειψη του χάλυβα, οι χαμηλές τιμές του σκυροδέματος και το υψηλό κόστος της πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά από τις αρχές του 1980 και μετά με την υιοθέτηση των αμερικανικών μεθόδων διαχείρισης fast-track με πρωτοπόρες την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες.

Τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου τρόπου κατασκευής (σε κόστος και χρόνο ανέγερσης) σε συνδυασμό με την ποιότητα κατασκευής ώθησαν τους μελετητές και κατασκευαστές να εισάγουν το δομικό χάλυβα και σε κτίρια άλλων χρήσεων (σήραγγες, ιστοί τηλεπικοινωνιών, πολυώροφα κτίρια, σταθμοί διοδίων, βιομηχανικά ράφια, κατοικίες). Ο χάλυβας απέκτησε τρόπους κατεργασίας, που έδωσαν τις σημερινές μορφές και διάφορες διατομές σχημάτων (λαμαρίνες, κοίλες διατομές, σωλήνες, σύρματα κλπ.). Όλες αυτές οι μορφές του χάλυβα τυποποιήθηκαν και συστηματοποιήθηκαν ως προς τις διατομές και τα μεγέθη διεθνώς.

Ο όρος “μεταλλικές κατασκευές” (ή ακόμα και σιδηρές κατασκευές) έχει επικρατήσει να αναφέρεται κυρίως σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Ανάλογα με το είδος καταπόνησής των μελών τους, άλλα και τη μορφή τους, οι μεταλλικές κατασκευές διακρίνονται στις ακόλουθες τρεις κυρίως κατηγορίες, οι οποίες εμφανίζονται είτε μεμονωμένα είτε και σε συνδυασμό μεταξύ τους:

- Πλαισιωτές Κατασκευές:

Πρόκειται για επίπεδους ή χωρικούς φορείς που συντίθεται από ραβδωτά κυρίως μέλη, μέσω στερεών ή αρθρωτών κόμβων. Τα μέλη των κατασκευών της κατηγορίας αυτής καταπονούνται από αξονικές και διατμητικές δυνάμεις, καθώς και καμπτικές και στρεπτικές ροπές. Βιομηχανικά κτήρια και



πολύροφα κτίρια γραφείων, αποθηκευτικοί χώροι, χωροδικτυώματα, διάφορες μορφές σιδηρών γεφυρών, είναι μερικές από τις κατασκευές που ανήκουν στην κατηγορία αυτή.

- Κελυφωτές Κατασκευές:

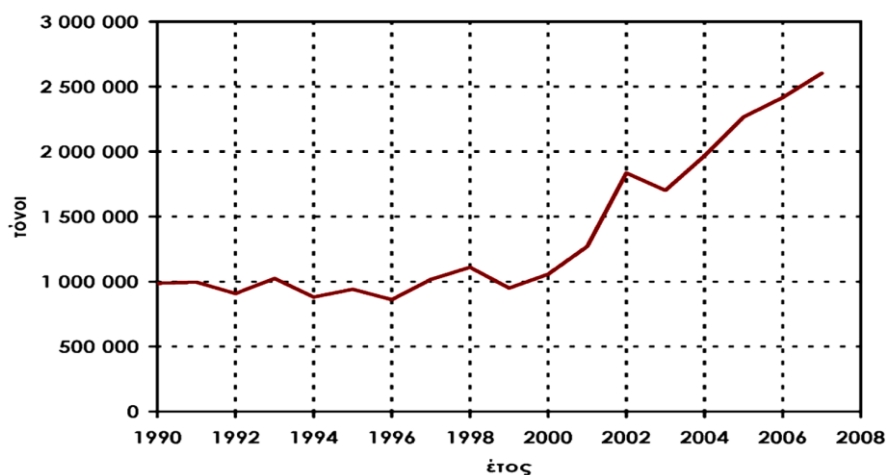
Συντίθεται κυρίως από επιφανειακά μέλη (επίπεδα ή καμπυλωμένα χαλύβδινα φύλλα) με προεξέχουσα καταπόνηση τον εφελκυσμό. Πολλές φορές συνδυάζονται και με ραβδωτά μέλη, τα οποία είτε προσδίδουν ακαμψία στο φορέα, ή ακόμα μεταφέρουν μέρος των φορτίων στο έδαφος. Στην κατηγορία αυτή παραδείγματος χάρη ανήκουν οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, καπνοδόχοι και το κυρίως σώμα των πλοίων, αεροπλάνων και διαστημικών σκαφών.

- Αναρτημένες Κατασκευές:

Στις κατασκευές αυτές το βασικό κατασκευαστικό στοιχείο είναι τα καλώδια (ευθύγραμμα ή καμπυλωμένα) τα οποία υπόκεινται σε εφελκυστικές δράσεις. Οι οροφές χώρων μεγάλης επιφάνειας και οι κρεμαστές γέφυρες αποτελούν χαρακτηριστικά δείγματα της κατηγορίας αυτής.

Στην Ελλάδα κτίρια με φέροντα οργανισμό χάλυβα κατασκευάζονται εδώ και αρκετά χρόνια, από τότε που η ύπαρξη του χάλυβα και η τεχνογνωσία για την εκμετάλλευσή του έκαναν την πρώτη τους εμφάνιση, κάπου στις αρχές του 20^{ου} αιώνα.

Τα τελευταία χρόνια ο δομικός χάλυβας εξυπηρετεί ένα ευρύ φάσμα της κατασκευαστικής δραστηριότητας διεκδικώντας έτσι κυρίαρχο ρόλο έναντι των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα χαλύβδινα οικοδομικά έργα θεωρούνται σήμερα σύγχρονες, γρήγορες και οικονομικές κατασκευές. Ο χάλυβας μπαίνει σε μια φάση όπου παρέχει υψηλής ποιότητας κτήρια με μεγάλο βαθμό προσαρμογής και προσιτές τιμές. Φαντάζει σαν το μαγικό υλικό που αναζητούσαν τα κτίρια εδώ και χρόνια. Στο διάγραμμα της Εικόνας 1.2 μπορούμε να δούμε την αυξανόμενη παραγωγή του χάλυβα, ανά τόνους από την χρονική περίοδο 1990-2008. Επιπλέον στις Εικόνες 1.3-1.6 παρουσιάζονται ορισμένα έργα μεταλλικών κατασκευών ανά των κόσμο.



Εικόνα 1.2 : Ελληνική παραγωγή χάλυβα



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο
από Οπλισμένο Σκυρόδεμα



Εικόνα 1.3: Πύργος του Αιφελ ένα από τα γνωστότερα μεταλλικά κτίρια στον κόσμο.



Εικόνα 1.4 : Το Μπουρτζ Χαλίφα, γνωστό και ως Μπουρτζ Ντουμπ, είναι και το πιο ψηλό κτίριο στον κόσμο, με ύψος 828 μέτρα.



Εικόνα 1.5 : Η γέφυρα Chaotianmen πάνω από τον ποταμό Yangtze στην Κίνα με την μεγαλύτερη αψίδα στον κόσμο. Μήκος δικτυώματος 552 μέτρα, συνολικό μήκος 1,741 μέτρα.



Εικόνα 1.6 : Το Ολυμπιακό Στάδιο στην Αθήνα.



1.1.1 Πλεονεκτήματα- Μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα κτιριακών φορέων από χάλυβα συνοψίζονται ως εξής:

- Μείωση των νεκρών φορτίων της κατασκευής.
- Η δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών. Λόγω της μεγάλης ποικιλίας διατομών, σχημάτων σύνδεσης των μελών και των μεθόδων σύνδεσης αυτών, μια τροποποίηση μεταλλικού έργου δεν απαιτεί πολύ χρόνο.
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων. Χρησιμοποιώντας μέλη ολόσωμων διατομών και δικτυώματα επιτυγχάνεται μεγάλη μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής.
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων, που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο στην κάτοψη και τα ελεύθερα ανοίγματα στις όψεις.
- Μικρότερο ίδιο βάρος της φέρουσας κατασκευής, που μειώνει τα κατακόρυφα φορτία και δημιουργεί ευνοϊκότερες συνθήκες θεμελίωσης, ιδιαίτερα σε κακής ποιότητας εδάφη.
- Πιο διαπερατές κατασκευαστικές διαμορφώσεις δοκών και πλακών, που επιτρέπουν ευχερέστερη τοποθέτηση των ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων και οδηγούν τελικώς σε μικρότερα μικτά ύψη ορόφων.
- Μεγάλος αριθμός βιομηχανικής προκατασκευής, που επιτρέπει την προετοιμασία του υλικού ταυτόχρονα με τις εργασίες εκσκαφής και θεμελίωσης, μικρότερους χρόνους κατασκευής, ανεξαρτοποίηση από τις καιρικές συνθήκες, εν ξηρώ συναρμολόγηση και άμεση πρόσβαση των συναρμολογημένων τμημάτων (π.χ. πλάκες, στέγες), καλύτερη ποιότητα και ευχερέστερο ποιοτικό έλεγχο.
- Ομοιογένεια υλικού. Μένει αμετάβλητο στο χρόνο και έτσι μας δίνει ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης ελέγχων αντοχής.
- Ελαστικότητα-Ολκιμότητα του χάλυβα. Δίνει τη δυνατότητα εκτεταμένης παραμόρφωσης του χάλυβα χωρίς όμως να αστοχεί. Το υλικό χρησιμοποιείται στο έπακρο του και πετυχαίνοντα πρακτικά μεγάλες αντοχές σε κάμψη, θλίψη, διάτμηση, χρησιμοποιώντας μικρότερες και αισθητικά καλύτερες διατομές. Επίσης μειώνονται τα μόνιμα φορτία της κατασκευής και υπάρχει κέρδος τόσο σε χώρο όσο και σε ποσότητα υλικού.
- Η δυνατότητα πραγματοποίησης ελαστικού και ανελαστικού σχεδιασμού. Οφείλεται στη χρήση ενός και μόνο πλήρως βιομηχανοποιημένου και όλκιμου υλικού, δηλαδή του χάλυβα.
- Μικρότερες κατασκευαστικές ανοχές. Έχουν ως αποτέλεσμα την ευχερέστερη χρήση προκατασκευασμένων μη φερόντων στοιχείων (προσόψεων, ψευδοροφών).



- Μεγαλύτερη δυνατότητα αλλαγών στη διαρρύθμιση των χώρων, προσθηκών, επεκτάσεων, ενισχύσεων για μεγαλύτερα φορτία.
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης της κατασκευής.
- Ο επιμερισμός των φορτίων στα μέλη της κατασκευής. Οφείλεται στο σύνθετο σκελετό των μεταλλικών κατασκευών. Η ροή όλων των φορτίων εκτός του σεισμού είναι επικάλυψη, δευτερεύουσες δοκοί, κύριοι φορείς, θεμελίωση. Θεωρώντας τον άνεμο ως κύρια δράση στη κατασκευή, τότε ο άνεμος των πλάγιων όψεων περιλαμβάνεται τελικώς από τους κύριους φορείς (πλαίσια), ενώ ο άνεμος των προσόψεων από τους αντιανεμίους συνδέσμους και τους μετωπικούς στύλους.
- Ο ευκολότερος εντοπισμός των βλαβών. Οποιαδήποτε αστοχία γίνεται αμέσως αντιληπτή και οπτικά αφού μιλάμε για ένα μόνο υλικό. Άλλοτε τα μεγάλα βέλη κάμψης, άλλοτε τα τοπικά «τσακίσματα» των διατομών που οφείλονται σε τοπικό λυγισμό και άλλοτε η απόκλιση του κορμού των διατομών από την κατακόρυφο που οφείλονται σε πλευρικό ή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, είναι καταφανείς ενδείξεις τοπικής ή καθολικής αστοχίας ενός μέλους ή τμήματος του φορέα.
- Ευκολότερη εκτέλεση εργασιών αποκατάστασης βλαβών. Αυτό συνεπάγεται μεγάλη διάρκεια ζωής των μεταλλικών κατασκευών.
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα. Είναι δυνατόν τα μεταλλικά μέλη να καθαιρεθούν, για να σταλούν σε χυτετήρια όπου και γίνεται ανάτηξη για να προκύψουν νέα μέλη. Η σκουριά (δηλαδή η οξείδωση του μετάλλου) ξεκινά από την εξωτερική επιφάνεια, προχωρά μέχρι ένα σημείο και μετά σταματά, αποτελεί δηλαδή ένδειξη του χρόνου έκθεσης του μετάλλου στο περιβάλλον αλλά είναι και η ασπίδα προστασίας του.
- Μεγάλο πλήθος διατομών που διατίθενται στην αγορά.
- Μεγάλο πλήθος συνδέσεων που διατίθενται στην αγορά.
- Η εξέλιξη της τεχνολογίας των συνδέσεων.

Έναντι των ανωτέρω, υπάρχουν και ορισμένα μειονεκτήματα τα οποία συνοψίζονται παρακάτω:

- Απαίτηση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού.
- Απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Αυξημένο κόστος μελέτης.
- Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.
- Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας: Όταν ο χάλυβας μια κατασκευής θερμανθεί σε θερμοκρασία 700°C χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του και υφίσταται σημαντικές επιμηκύνσεις, που γίνονται πολύ επικίνδυνες για την ασφάλεια του κτιρίου. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την ταχύτατη ανάπτυξη μεγάλων βέλων κάμψης, που τελικά οδηγούν στη μερική ή ολική κατάρρευση του φορέα, χωρίς να έχουν μεταβληθεί τα φορτία που φέρει. Μέθοδοι πυροπροστασίας της κατασκευής είναι:



- Διάφορες επαλείψεις και επιστρώσεις, που σχηματίζουν ένα στρώμα διοξειδίου του άνθρακα υψηλής θερμομονωτικότητας.
 - Πληρώσεις του πυρήνα με μπετόν.
 - Προκαλύμματα, όπως ψευδοροφές, ποδιές, παραπέτα και λοιπές προστατευτικές κατασκευές από πυρίμαχα υλικά.
 - Πληρώσεις των σωληνωτών διατομών με νερό.
 - Χωρισμός σε ζώνες πυρομόνωσης.
 - Φράγματα πυρός.
 - Εξασφάλιση και προστασία οδών διαφυγής.
 - Ανιχνευτές θερμότητας.
 - Εγκαταστάσεις επισύναψης πυρκαγιάς.
 - Σταθερά και κινητά μέσα κατάσβεσης.
- Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας.
 - Αυξημένο κόστος υλικού (ως εισαγόμενο για την Ελλάδα προϊόν).
 - Αυξημένο κόστος συντήρησης (κυρίως για πρόληψη της σκουριάς)

Ωστόσο βλέποντας τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως ο μεγάλος αριθμός πλεονεκτημάτων τους, σε συνδυασμό με την ανάπτυξη τεχνολογιών και μεθοδολογιών για την αντιμετώπιση των δίφορων μειονεκτημάτων τους, τις καθιστά δίκαια την πλέον ποιο διαδεδομένη μέθοδο κατασκευών που εφαρμόζεται στις μέρες μας και σίγουρα θα γνωρίσει και περεταίρω ανάπτυξη στο μέλλον.

1.2 Σύνθετα Υλικά

Για ένα σύστημα ο όρος “σύνθετο” σημαίνει ότι αυτό αποτελείται από δύο ή περισσότερα διακριτά μέρη. Από γενική άποψη, λοιπόν, ένα υλικό αποτελούμενο από δύο ή περισσότερα διαφορετικά υλικά ή φάσεις, μπορεί να χαρακτηριστεί ως σύνθετο υλικό (composite material). Πιο ειδικά, σήμερα, ως σύνθετα αναγνωρίζονται εκείνα τα υλικά, τα οποία συντίθενται από επιμέρους υλικά με σημαντικά διαφορετικές μηχανικές και φυσικές ιδιότητες μεταξύ τους, ενώ και το ίδιο το σύνθετο υλικό έχει επίσης σημαντικά διαφορετικές ιδιότητες από εκείνες των συστατικών του. Για να καταταχθεί ένα υλικό στην κατηγορία των σύνθετων, θα ακολουθείται ο εξής κανόνας: Το υλικό πρέπει να προκύπτει ως συνδυασμός συστατικών μερών, στα οποία οι ιδιότητες του ενός από τα μέρη αυτά να είναι σημαντικά μεγαλύτερες από του άλλου (τουλάχιστον 5πλάσιες) και η κατ’ όγκο περιεκτικότητα του ενός να μην είναι πολύ μικρή (> 10 %).

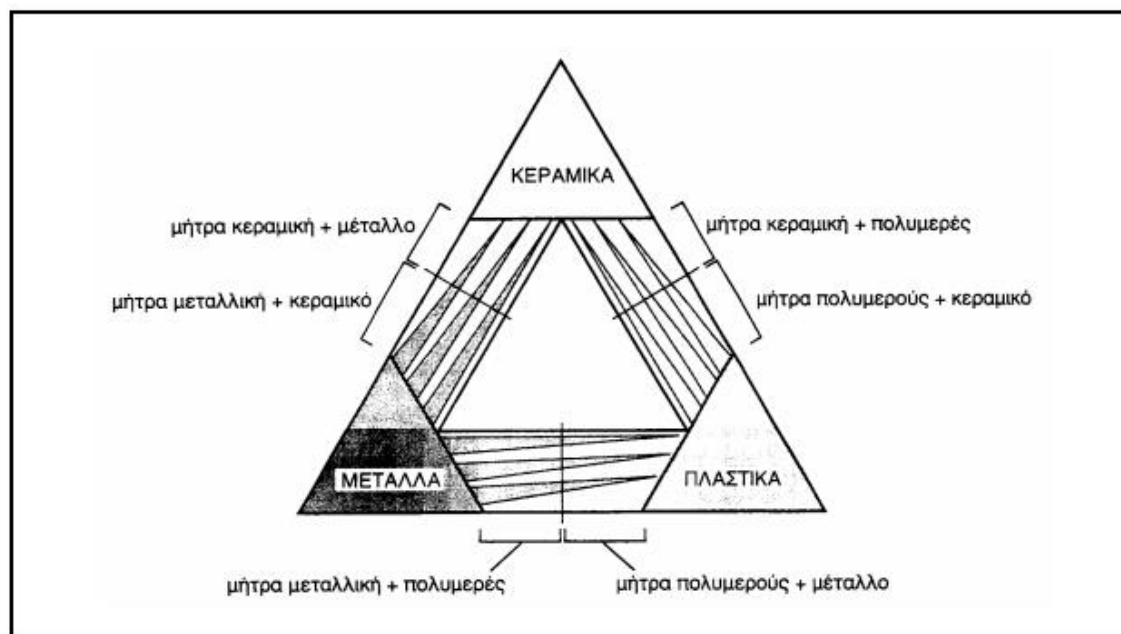
ΟΡΙΣΜΟΣ (Agarwal–1990): Σύνθετα είναι τα υλικά, τα οποία μακροσκοπικά αποτελούνται από δύο ή περισσότερα χημικά ευδιάκριτα συστατικά μέρη που έχουν μια συγκεκριμένη διαχωριστική επιφάνεια μεταξύ τους.

Το ένα, από τα συστατικά μέρη, χαρακτηρίζεται ως συστατικό ενίσχυσης (reinforcement) και προσδίδει στο σύνθετο βελτιωμένες μηχανικές, κυρίως, ιδιότητες. Το δεύτερο συστατικό καλείται μήτρα (matrix), είναι συνήθως χαμηλής πυκνότητας



και η συμμετοχή του στο σύνθετο εξασφαλίζει τη μέγιστη δυνατή εκμετάλλευση των ιδιοτήτων της ενίσχυσης.

Στην Εικόνα 1.7 παρουσιάζεται ο συνδυασμός ανά δύο των βασικών οικογενειών υλικών (μεταλλικά, πολυμερικά και κεραμικά υλικά) και οι ομάδες συνθέτων που προκύπτουν.



Εικόνα 1.7 : Κατηγορίες σύνθετων υλικών

1.2.1 Ιστορική Εξέλιξη Σύνθετων Υλικών

Τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούνται ευρύτατα από τον άνθρωπο από αρχαιωτάτων χρόνων. Υλικά που εύκολα βρίσκουμε στη φύση (ξύλο, πέτρα, πηλός, κόκαλα) χρησιμοποιήθηκαν ευρύτατα από τον άνθρωπο, ο οποίος σύντομά έμαθε να βελτιώνει τις ιδιότητες τους ενισχύοντας τα υλικά αυτά με πρόσθετα συστατικά. Για παράδειγμα, οι Αιγύπτιοι (5000 π.Χ.) χρησιμοποιούσαν την τεχνική της ενίσχυσης τούβλων πηλού με πλέγμα άχυρων, με αποτέλεσμα τη μείωση των τάσεων συστολής που αναπτύσσονταν κατά την ξήρανση του πηλού. Επίσης, παρατήρησαν ότι οι πλάκες από πολύστρωτες βέργες ξύλου, παρουσίαζαν πολύ μεγαλύτερη αντοχή από το φυσικό ξύλο έναντι στρέβλωσης που οφειλόταν στην απορρόφηση υγρασίας. Στη Μεσοποταμία (1000 π.Χ.) εφαρμόστηκε η τεχνική του βερνικώματος των τούβλων και των πλακιδίων με σκοπό τον περιορισμό της επιφανειακής φθοράς, ενώ, κατά τους Ρωμαϊκούς χρόνους, η οδοποιία στηρίχθηκε στην ενίσχυση του οδοστρώματος με τρίμματα κεραμιδιών. Η χρήση της σιδερόβεργας για προεντεταμένο σκυρόδεμα, που χρησιμοποιείται στις οικοδομές της σύγχρονης εποχής, δεν είναι παρά η μετεξέλιξη της τεχνικής της ανάμιξης γύψου με ζωικό τρίχωμα, η οποία ήταν μια πρακτική μέθοδος ενίσχυσης εύθραυστων υλικών κατασκευής στους αναπτυσσόμενους πολιτισμούς.

Το πρώτο σύνθετο υλικό βασισμένο σε μήτρα πλαστικού εμφανίστηκε τη δεκαετία του 1920 και επρόκειτο για μίγμα ινιδίων ξύλου με φαινολική φορμαλδεΐδη,



γνωστό αργότερα ως βακελίτης προς τιμή του Βέλγου επιστήμονα Leo Baekeland. Η ανάπτυξη των σύνθετων υλικών με ενίσχυση ινών κατά την διάρκεια των τελευταίων 30 ετών υπήρξε ραγδαία και συνδυάστηκε με την προηγούμενη ανάπτυξη των υψηλής αντοχής ινών γυαλιού και των υψηλής δυσκαμψίας ινών βορίου (1960) και την έντονη τάση της αεροδιαστημικής βιομηχανίας για μεγαλύτερη απόδοση με παράλληλη μείωση βάρους αεροσκαφών και διαστημοπλοίων.

Το 1964 διατέθηκαν στην αγορά, αρχικά σε μικρές ποσότητες, οι ίνες άνθρακα (carbon fibers), οι οποίες τελευταία αποτελούν τις ευρύτερα χρησιμοποιούμενες ενισχύσεις στις αεροδιαστημικές κατασκευαστικές εφαρμογές. Το 1971 διατέθηκαν στο εμπόριο οι ίνες αραμιδίου, οι οποίες τώρα χρησιμοποιούνται ευρύτατα στα ελαστικά αυτοκινήτων, καθώς και σε αρκετές αεροδιαστημικές και ναυπηγικές κατασκευές. Η ειδική αντοχή (λόγος αντοχής προς πυκνότητα) και η ειδική δυσκαμψία (λόγος δυσκαμψίας προς πυκνότητα) των ενισχυτικών ινών βαίνουν συνεχώς αυξανόμενες τα τελευταία 30 χρόνια, π.χ. η ειδική αντοχή και η ειδική δυσκαμψία των ινών γυαλιού, άνθρακα, αραμιδίου και βορίου έχουν φθάσει στο 10-14πλάσιο των αντίστοιχων τιμών του αλουμινίου (ελαφρό μέταλλο).

Τα σύνθετα υλικά καλύπτουν μεγάλο μέρος των εφαρμογών των νέων τεχνολογιών αιχμής στις κατασκευές και έχουν μεταβάλει σημαντικά τις ακολουθούμενες διαδικασίες σχεδίασης, παραγωγής, ελέγχου και συντήρησης. Η μεγάλη ποικιλία ινών και ρητινών, καθώς και οι διάφορες μέθοδοι κατασκευής παρέχουν στο σχεδιαστή τη δυνατότητα να επιλέξει το πιο κατάλληλο σύστημα υλικών που καλύπτει τις απαιτήσεις του, σύστημα που έχει συγκεκριμένα χαρακτηριστικά και ιδιότητες, που πολλές φορές μπορεί να είναι και μοναδικά.

Το μικρό βάρος, η υψηλή αντοχή, η εξαιρετική αντοχή σε διάβρωση, η πολύ καλή συμπεριφορά σε κόπωση, σε κρούση και στη διάδοση ρωγμών, οι σχετικά εύκολες διαδικασίες παραγωγής και το μικρό κόστος συντήρησης είναι μερικοί από τους παράγοντες εκείνους που έχουν οδηγήσει τα σύνθετα υλικά στην πρώτη θέση μεταξύ των κατασκευαστικών υλικών για μεγάλο πλήθος εφαρμογών. Μερικά μειονεκτήματα των σύνθετων υλικών, όπως: τα υψηλά επίπεδα ερπυσμού, η μικρή αντίσταση σε μηχανική φθορά, η ιδιαίτερη και πολλές φορές ευαίσθητη συμπεριφορά σε δυσμενείς συνθήκες περιβάλλοντος (θαλάσσιο περιβάλλον, υψηλές θερμοκρασίες, χημικό περιβάλλον, κλπ.) καθώς και το αρκετά υψηλό αρχικό τους κόστος, βαθμιαία αντιμετωπίζονται πιο αποτελεσματικά μέσω της συνεχούς τεχνολογικής ανάπτυξης στην παραγωγή νέων και καλλίτερων ινών, ρητινών και εξέλιξης των μεθόδων παραγωγής.

1.2.2 Ταξινόμηση Σύνθετων Υλικών

Ανάλογα με τη μορφή του συστατικού ενίσχυσης, τα σύνθετα κατατάσσονται σε τρεις μεγάλες κατηγορίες:

- **Ινώδη σύνθετα (fibrous composites):** Με ενίσχυση ινών εμποτισμένων σε υλικό μήτρας.



- Στρωματικά σύνθετα (laminated composites): Με επάλληλες στρώσεις υλικών.
- Κοκκώδη σύνθετα (particulate composites): Με ενίσχυση σωματιδίων διασκορπισμένων στο υλικό της μήτρας.

Τα ινώδη σύνθετα υλικά διακρίνονται περαιτέρω ανάλογα με τον προσανατολισμό και τη διάταξη των ινών μέσα στη μήτρα. Σύμφωνα με την ταξινόμηση αυτή τα ινώδη σύνθετα διακρίνονται σε:

- Μονοδιευθυντικά σύνθετα, στα οποία οι ίνες έχουν όλες την ίδια διεύθυνση.
- Πολυδιευθυντικά σύνθετα, στα οποία, οι ίνες έχουν διαφορετικές διευθύνσεις.

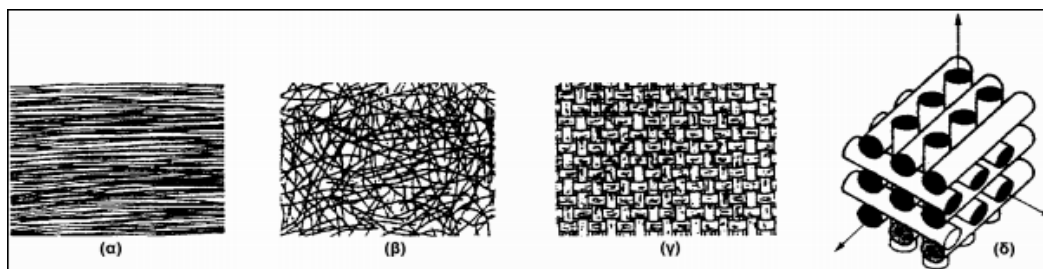
Η ιδιότητα αυτή οδηγεί άμεσα σε ταξινόμηση των πολυδιευθυντικών συνθέτων στις ακόλουθες υποομάδες, βλ. Εικ. 1.8:

- Σύνθετα με ίνες τυχαίας διεύθυνσης.
- Σύνθετα με ίνες σε πλέξη ύφανσης.
- Σύνθετα με ίνες σε τρισσορθογώνια ύφανση.

Μία επιπλέον διάκριση των ινωδών συνθέτων στηρίζεται στο λόγο μήκους προς διάμετρο (l/d) των ινών, οι οποίες χαρακτηρίζονται ως:

- Συνεχείς ή μεγάλου μήκους ίνες (continuous fibers), όταν είναι $l/d \geq 100$.
- Ασυνεχείς ή κοντές ίνες (discontinuous fibers), όταν είναι $l/d < 100$.
- Νηματίδια ή τριχίτες (whiskers): Με $d < 1 \mu\text{m}$ και $l \cong 100 \mu\text{m}$ (πρόκειται για λεπτούς μονοκρυστάλλους κεραμικού υλικού).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι κοντές ίνες, λόγω του μικρού μήκους τους, δεν χρησιμοποιούνται ως μονοδιευθυντική ενίσχυση, αλλά εφαρμόζονται συνήθως με τη μορφή πλέγματος ινών τυχαίας διεύθυνσης.



Εικόνα 1.8 : Τύποι διάταξης των ινών: (α) μονοδιευθυντικές ίνες, (β) ίνες τυχαίου προσανατολισμού, (γ) ίνες με πλέξη ύφανσης και (δ) ίνες σε τρισσορθογώνια πλέξη

Οι συνήθεις τύποι ινών που χρησιμοποιούνται είναι από γυαλί ή αραμίδιο (που συχνά αναφέρεται ως κέβλαρ) ή άνθρακα με πολύ μικρή διάμετρο, της τάξης των 5-25 μm . Ως εκ τούτου τα υλικά αυτά παρουσιάζουν δύο επιπλέον σημαντικά πλεονεκτήματα. Έχουν εξαιρετικά υψηλή αντοχή σε διάβρωση και δεν επηρεάζονται από τα ηλεκτρομαγνητικά πεδία.



Στον Πίνακα 1.1 (fib,2001) δίνονται τυπικά χαρακτηριστικά των ινών, σε σύγκριση με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Ίνες	Πυκνότητα (Kg/m ³ x 10 ³)	Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	Εφελκ. Αντοχή (MPa)	Παραμόρφ. Αστοχίας (%)
<u>Άνθρακα</u>				
Υψηλής αντοχής	1.80	215-235	3500-4800	1.40-2.00
Πολύ υψηλής αντοχής	1.80	215-235	3500-6000	1.50-2.30
Υψηλού μέτρου ελαστ.	1.90	350-500	2500-3100	0.50-0.90
Πολύ υψηλού μέτρου ελαστ.	1.90	500-700	2100-2400	0.20-0.40
<u>Γυαλιού</u>				
Τύπου E	2.55	70-75	1900-3000	3.00-4.50
Τύπου S	2.45	85-90	3500-4800	4.50-5.50
<u>Αραμιδίου</u>				
Χαμηλού μέτρου ελαστ.	1.45	70-80	3500-4100	4.30-5.00
Υψηλού μέτρου ελαστ.	1.45	115-130	3500-4000	2.50-3.50
<u>Χάλυβας</u>	7.86	200	400-1700	12.0-25.0

Πίνακας 1.1 : Τυπικές ιδιότητες ινών σύνθετων υλικών

Στον Πίνακα 1.1 αξίζει να παρατηρηθεί το μικρό βάρος, η υψηλή αντοχή αλλά και η μικρή παραμόρφωση αστοχίας των σύνθετων υλικών σε σχέση με τον χάλυβα. Επίσης, για την περίπτωση ινών άνθρακα, πρέπει να επισημανθούν οι σχετικά μεγάλες τιμές του μέτρου ελαστικότητας καθώς και οι ιδιαίτερα μικρές τιμές της παραμόρφωσης αστοχίας τους. Είναι δε χαρακτηριστικό ότι στις περιπτώσεις υψηλού και πολύ υψηλού μέτρου ελαστικότητας οι παραμορφώσεις αστοχίας είναι δραματικά μικρές.

Ως κρίσιμοτατο μειονέκτημα στη μηχανική συμπεριφορά των παραπάνω υλικών θα πρέπει να θεωρηθεί η παντελής έλλειψη ολκιμότητας τους. Μία τεχνική που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ώστε να προσδώσει κάποιο βαθμό πλαστιμότητας στο υλικό, είναι η σύνθεση του υλικού με ίνες διαφορετικού τύπου. Οι ίνες αστοχώντας σε διαφορετικά μεγέθη παραμόρφωσης, δημιουργούν τελικά μια ψεύδο-πλάστιμη συμπεριφορά. Όμως αυτού του τύπου οι συνθέσεις βρίσκονται ακόμα σε ερευνητικό στάδιο.



Ως πρόσθετα αρνητικά χαρακτηριστικά των σύνθετων υλικών πρέπει να εξάλλου να επισημανθούν:

- Η αμφισβητούμενη ανθεκτικότητα του σε διάρκεια. Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι ευαίσθητα σε ορισμένες περιβαλλοντικές δράσεις όπως η υπεριώδης ακτινοβολία, οι αυξομειώσεις της θερμοκρασίας και η δράση χημικών. Σε γενικές γραμμές η παραπάνω ευαισθησία συναρτάται με την ευαισθησία της ρητίνης και εξαρτάται από τον τύπο των ινών του υλικού. Έτσι, για παράδειγμα η υπεριώδης ακτινοβολία επιδρά δυσμενώς, κυρίως σε υλικά με ίνες αραμιδίου. Σε αλκαλικό ή όξινο περιβάλλον τα υλικά με ίνες άνθρακα, θεωρούνται περισσότερο ανθεκτικά, ενώ τα υλικά με ίνες γυαλιού είναι τα λιγότερο ανθεκτικά και τα υλικά με ίνες αραμιδίου βρίσκονται ενδιάμεσα.
- Η χαμηλή αντίσταση τους σε μέτριες ή υψηλές θερμοκρασίες. Ως γνωστόν η ρητίνη αλλοιώνεται στη θερμοκρασία μετάπτωσης υάλου, που συνήθως είναι λίγο παραπάνω από 60°C. Πάνω απ' αυτή την θερμοκρασία μειώνεται σημαντικά το μέτρο ελαστικότητας της ρητίνης και η αντοχή της, με αποτέλεσμα την δραματική πτώση της αντοχής του υλικού. Σε θερμοκρασίες υψηλότερες από 250°C η ρητίνη καίγεται.
- Όταν τα υλικά βρίσκονται σε μόνιμη τάση, η εφελκυστική τους αντοχή μειώνεται σημαντικά. Για υλικά με ίνες άνθρακα ή αραμιδίου, η μείωση της αντοχής τους μπορεί να είναι μέχρι και 30% ή 40% αντίστοιχα, ενώ για υλικά με ίνες γυαλιού η τελική τιμή της αντοχής μπορεί να είναι μόλις το 20% της αρχικής τους τιμής.

Ως εκ τούτου η χρήση τους στην κατασκευή απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή, σύνεση και σχολαστική επιβεβαίωση των μηχανικών τους χαρακτηριστικών σε βάθος χρόνου.



Στον Πίνακα 1.2 παρουσιάζεται μία ποιοτική αξιολόγηση των χαρακτηριστικών των σύνθετων υλικών.

Χαρακτηριστικό	ΙΟΠ- Άνθρακας	ΙΟΠ- Αραμιδίου	ΙΟΠ-Γυαλίου
Ανθεκτικότητα σε διάρκεια	Πολύ καλή	Καλή	Οριακή
Αντοχή σε κόπωση	Πολύ καλή	Καλή	Οριακή
Ανθεκτικότητα σε αλκαλικό περιβάλλον	Πολύ καλή	Καλή	Ακατάλληλο υλικό
Αντοχή σε κρούση	Μικρή	Πολύ καλή	Καλή
Αντοχή σε φθορά λόγω τριβής	Μέτρια	Πολύ καλή	Καλή
Γαλβανικό φαινόμενο	Ναι	Όχι	Όχι
Αντοχή σε υπεριώδεις ακτινοβολίες	Καλή	Μικρή	Καλή
Πυκνότητα ($\text{Kg/m}^3 \times 10^3$)	≈ 1.80	≈ 2.50	≈ 1.50
Κόστος (συγκριτικά μεταξύ τους)	Υψηλό	Μέτριο	Χαμηλό

Πίνακας 1.2 : Ποιοτική αξιολόγηση ινοπλισμένων πολυμερών

Τα χαρακτηριστικά των σύνθετων υλικών εξαρτώνται κυρίως από την κατ' όγκο περιεκτικότητα τους σε ίνες. Προσεγγιστικά, κατ' εφαρμογή των «κανόνων των μιγμάτων», οι σχετικές εκφράσεις για το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή των σύνθετων υλικών με συνεχείς ίνες μίας διεύθυνσης είναι οι εξής (fib, 2001):

$$E_{FRP} = E_r V_r + E_f V_f, \quad f_{FRP} \approx f_r V_r + f_f V_f$$

Όπου E_{FRP} , E_r , E_f και f_{FRP} , f_r , f_f είναι τα μέτρα ελαστικότητας και οι εφελκυστικές αντοχές του σύνθετου υλικού, της ρητίνης και των ινών αντίστοιχα και V_r και V_f είναι τα κατ' όγκο ποσοστά ρητίνης και ινών αντίστοιχα. Προφανώς ισχύει $V_r + V_f = 1$. Εξάλλου, επειδή $E_f \gg E_r$ μπορεί να θεωρηθεί προσεγγιστικά ότι $E_{FRP} \cong V_f E_f$.

Πάντως, μέχρι σήμερα, τα σύνθετα υλικά δεν έχουν τύχει ευρεία εφαρμογή στις κατασκευές. Τρεις είναι οι κύριοι λόγοι. Ο πρώτος είναι ότι το υψηλό τους κόστος είναι, σε πολλές περιπτώσεις, απαγορευτικό. Ακόμα και τα φθηνότερα σύνθετα υλικά που είναι από ίνες γυαλιού, έχουν τελικό κόστος εφαρμογής υψηλό επειδή απαιτούν μεγαλύτερες ποσότητες υλικού λόγω του μικρού μέτρου ελαστικότητας τους. Ο δεύτερος λόγος είναι ότι, στις μέχρι σήμερα εφαρμογές τους, τα υλικά αυτά προσπαθούν να αναλάβουν μερίδιο της αγοράς ανταγωνιζόμενα έναν «υψηλής



κλάσης» αντίπαλο, τον χάλυβα. Όμως μέχρι στιγμής τα πλεονεκτήματα τους δεν φαίνεται να υπερτερούν, εν γένει, των αντίστοιχων του χάλυβα. Η εξαιρετική ελαστοπλαστική αντοχή του χάλυβα σε συνδυασμό με το χαμηλό του κόστος, δείχνουν ανυπέβλητα προσόντα. Ο τρίτος λόγος είναι η έλλειψη σαφών προδιαγραφών και προτύπων για την εφαρμογή τους, καθώς και ενός απαραίτητου κώδικα για τον σχεδιασμό.

Τα πρώτα αποτελέσματα στην προσπάθεια τακτοποίησης του Κανονιστικού περιβάλλοντος με τα σύνθετα υλικά είναι ήδη εμφανή (ACR-440R, 1996, ACI-440.2R-02, 2002, ACI-440.3R-04, 2004, CAN/CSA-S806-02, 2002, fib, 2001, ISIS Canada, 2001, J.B.D.P.A., 1999, J.S.C.E., 2001), απομένει ακόμα όμως αρκετός δρόμος μέχρι την ολοκλήρωση της. Στην Ελλάδα, για πρώτη φορά ένα σχετικό Κανονιστικό πλαίσιο για το σχεδιασμό είναι έτοιμο προς εφαρμογή, στα πλαίσια του υπό σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.2005).

Τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούνται σήμερα στην κατασκευή με ποικίλες μορφές. Αρκετές είναι εξειδικευμένες επιλογές για ειδικές περιπτώσεις ενώ πολλές βρίσκονται στο στάδιο διερεύνησης. Θα μπορούσαν πάντως να ξεχωρίσουν οι τρεις παρακάτω κύριοι τύποι σύνθετων υλικών, που καλύπτουν το μεγαλύτερο μέρος των εφαρμογών:

- Ράβδοι ή πλέγματα ως οπλισμός σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, στις νέες κατασκευές.
- Τένοντες προέντασης.
- Υφάσματα ή ελάσματα, για ενίσχυση στοιχείων σε υφιστάμενες κατασκευές, κυρίως από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών, ως οπλισμός σε συμβατικές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, αντικαθιστώντας τον χάλυβα, έχει τύχει ιδιαίτερου ενδιαφέροντος στην Ιαπωνία. Είναι όμως ιδιαίτερα προβληματική. Επειδή, τα υλικά αυτά είναι ψαθυρά, το στοιχείο που οπλίζεται με αυτού του είδους το υλικό αναμένεται να έχει ψαθυρή αστοχία. Είναι μάλιστα χαρακτηριστικό ότι, αν η αστοχία προέλθει από υπέρβαση της αντοχής του σύνθετου υλικού (στην εφελκυστική ζώνη), είναι ξαφνική και καταστροφική, ενώ αν επέλθει από υπέρβαση της αντοχής του σκυροδέματος (στη θλιβόμενη ζώνη) αν και ψαθυρή, έχει ένα μικρό βαθμό πλαστιμότητας και είναι λιγότερο καταστροφική. Γι' αυτό το λόγο, οι σχετικές οδηγίες του ACI (ACI-440.1R-03, 2003) απαιτούν για τον σχεδιασμό σε κάμψη, πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας $1/0.7=1.43$ αν η αστοχία οφείλεται στο σκυρόδεμα και $1/0.5=2.0$ αν η αστοχία οφείλεται στον οπλισμό. Προφανώς, μια κατασκευή στην οποία έχουν χρησιμοποιηθεί ράβδοι οπλισμού από σύνθετα υλικά θα πρέπει να θεωρηθεί με μηδενική πλαστιμότητα (συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.0$). Πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι η θλιπτική αντοχή των ράβδων είναι σημαντικά μικρότερη απ' ό,τι η εφελκυστική τους αντοχή και δεν συνίσταται η χρήση τους για ανάληψη θλιπτικών δυνάμεων.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η χρήση ράβδων οπλισμού από σύνθετα υλικά δεν είναι για ευρεία κατανάλωση. Αποτελεί λύση μόνο για εξειδικευμένες απαιτήσεις



όπως για κατασκευές σε ιδιαίτερα έντονο διαβρωτικό περιβάλλον (π.χ. λιμενικά έργα) ή κατασκευές που απαιτούν χαμηλή ηλεκτρική ή θερμική αγωγιμότητα καθώς και σε στοιχεία που γειτνιάζουν με εξοπλισμό ευαίσθητο στην ηλεκτρομαγνητική ακτινοβολία (π.χ. ιατρικός εξοπλισμός) .

Η χρήση σύνθετων υλικών με τη μορφή τενόντων προέντασης αποτελεί ενδιαφέρουσα εναλλακτική επιλογή, σε σύγκριση με τους συμβατικούς τένοντες από χάλυβα. Το χαμηλό μέτρο ελαστικότητας των σύνθετων υλικών (σε σχέση με τον χάλυβα), κάνει περισσότερο ελκυστική την εφαρμογή τους ως τένοντες προέντασης παρά ως εναλλακτική λύση στο συμβατικό χαλύβδινο οπλισμό. Μετά την πρώτη τους εφαρμογή, σε γέφυρα στην Γερμανία το 1986, η τεχνική φαίνεται να κερδίζει έδαφος στην Ιαπωνία. Όμως οι εφαρμογές εξακολουθούν να είναι λιγιστές, κυρίως λόγω του περιορισμένου αριθμού των σχετικών ερευνητικών προσπαθειών και της απουσίας σχετικών προτύπων και κανονιστικών κανόνων.

Στους Πίνακες 1.3 και 1.4 παρουσιάζονται τυπικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών για ράβδους οπλισμού και τένοντες προέντασης από σύνθετα υλικά (CAN/CSA-S806-02, 2002) .Για λόγους σύγκρισης παρατίθενται και οι αντίστοιχες τιμές του χάλυβα.

Ιδιότητες	Χάλυβας	Τνες αραμιδίου	Σύνθετα υλικά Τνες άνθρακα	Τνες γυαλιού
Όριο διαρροής (MPa)	276-517	Όχι	Όχι	Όχι
Εφελκυστική άντοχη (MPa)	483-690	1720-2540	600-3690	483-1600
Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	200	41-125	120-580	35-51
Παραμόρφωση διαρροής (%)	1.4-2.5	Όχι	Όχι	Όχι
Παραμόρφωση αστοχίας (%)	6-12	1.9-4.4	0.5-1.7	1.2-3.1
Πυκνότητα (Kgr/m ³)	7900	1250-1400	1500-1600	1250-2100

Πίνακας 1.2 : Τυπικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών για ράβδους οπλισμού από χάλυβα και σύνθετα υλικά



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο
από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

<i>Ιδιότητες</i>	<i>Προεντεταμένος χάλυβας</i>	<i>Τνες αραμιδίου</i>	<i>Σύνθετα υλικά Τνες άνθρακα</i>	<i>Τνες γυαλιού</i>
<i>Όριο διαρροής (MPa)</i>	1034-1396	Όχι	Όχι	Όχι
<i>Εφελκυστική αντοχή (MPa)</i>	1379-1862	1200-2068	165-2410	1379-1724
<i>Μέτρο ελαστικότητας (GPa)</i>	186-200	50-74	152-165	48-62
<i>Παραμόρφωση διαρροής(%)</i>	1..4-2.5	Όχι	Όχι	Όχι
<i>Παραμόρφωση αστοχίας (%)</i>	>4	2-2.6	1-1.5	3-4.5
<i>Πυκνότητα (Kg/m³)</i>	7900	1250-1400	1500-1600	1250-2400

Πίνακας 1.3 : Τυπικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών για τένοντες προέντασης από χάλυβα και σύνθετα υλικά.

Χωρίς αμφιβολία η πλέον επιτυχής εφαρμογή των σύνθετων υλικών αφορά τον τομέα των επεμβάσεων. Η παρουσία του χάλυβα στα υφιστάμενα στοιχεία και ο επικουρικός ρόλος που ανατίθεται στα σύνθετα υλικά συντελεί σε αυτήν την επιτυχία.

\



2^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ- ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Στο κεφάλαιο αυτό της εργασίας γίνεται η περιγραφή του κτιρίου, καθώς επίσης παρουσιάζονται και μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών του φέροντος οργανισμού. Παρατίθεται ο ξυλότυπος της κατασκευής και δίνονται πληροφορίες για τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού και την όπλιση τους. Τέλος ακολουθεί η προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP 2000.

2.1 Περιγραφή Κτιρίου

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην περιοχή Γαλάτσι στην Αθήνα και έχει κατασκευαστεί το 1958 σύμφωνα με τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954. Πρόκειται για μια διάροφη οικοδομή, της οποίας το ισόγειο αποτελείται από δύο διαμερίσματα και ο πρώτος όροφος από ένα όροφοδιαμέρισμα.

- Το ισόγειο έχει συνολική επιφάνεια 142,84 m².
- Ο πρώτος όροφος έχει συνολική επιφάνεια 142,84 m².
- Το ισόγειο έχει μικτό ύψος 3,40m και ο πρώτος όροφος 3,3m.
- Το κτίριο έχει σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα.

2.1.1 Ποιότητα υλικών φέροντος οργανισμού

✚ Σκυρόδεμα:

Σύμφωνα με την αρχική μελέτη του κτιρίου, η ποιότητα του σκυροδέματος είναι B300. Σε αντιστοιχία με τα νέα υλικά έχουμε πάρεϊ σκυρόδεμα ποιότητας C25/30.

✚ Χάλυβας οπλισμού:

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή είναι ποιότητας S275.

Σκυρόδεμα C25/30:

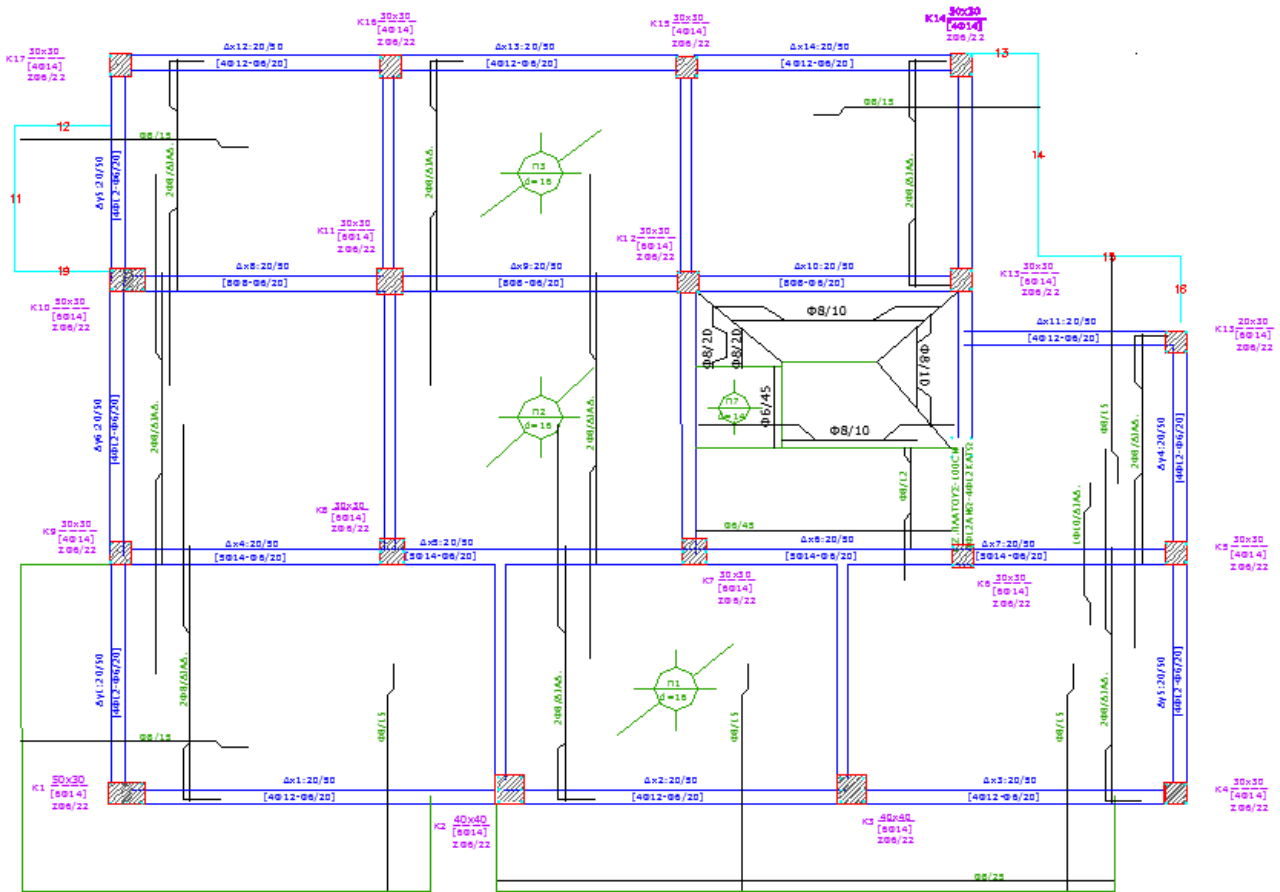
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή: $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 31 \text{ Gpa}$
- Λόγος Poisson: $\nu = 0,2$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$

Χάλυβας οπλισμών S275

- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής: $f_{yk} = 275 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 210 \text{ Gpa}$
- Μέτρο διάτμησης: $G = E/(2 \cdot (\nu + 1)) = 81 \text{ Gpa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$



Στην Εικόνα 2.1 που ακολουθεί φαίνεται ο ξυλότυπος του ισογείου (η αρχιτεκτονική δομή του πρώτου ορόφου ακολουθεί αυτήν του ισογείου) του εξεταζόμενου κτιρίου.



Εικόνα 2.1 : Ξυλότυπος υφιστάμενης κατασκευής.

2.1.2 Μεταφορά φορτίων από πλάκες σε δοκούς:

Η μεταφορά φορτίων από πλάκες σε δοκούς ,έγινε με τη μέθοδο της ομοιομορφοποίησης του φορτίου σύμφωνα με την οποία γίνεται προσεγγιστική μετατροπή του τριγωνικού ή τραπεζοειδούς φορτίου σε ισοδύναμο ομοιόμορφο με χρήση κατάλληλων συντελεστών αναγωγής. Ακολουθούν οι συγκεντρωτικοί Πίνακες 2.1 και 2.2 μεταφοράς των φορτίων.

- Οροφή Ισογείου
Π1, Π2, Π3
Μόνιμα φορτία:
Ι.Β. πλάκας = $25 \cdot 0.12 = 3 \text{ KN/m}^2$
Επίστρωση = 1.3 KN/m^2
Κινητά φορτία:
 $q = 2 \text{ KN/m}^2$
 $q_{ολ} = 4.3 \text{ KN/m}^2$
 $q_{ολ} = 2 \text{ KN/m}^2$



Ισόγειο								
α/α	Τύπος	$\varepsilon=I_{\max}/I_{\min}$	g	q	Άνω λ_v^o	Κάτω λ_v^u	Αριστερά λ_v^l	Δεξιά λ_v^r
			$g^*=g \cdot I_{\min}/2$	$q^*=q \cdot I_{\min}/2$	g_v	g_v	g_v	g_v
					q_v	q_v	q_v	q_v
1	5β	4.36	4.3	2	0.634	0.634	1.0814	0.624
			7.44	3.46	4.72	4.72	8.04	4.64
					2.19	2.19	3.74	2.16
2	5α	4.39	4.3	2	0.634	0.634	1.082	0.625
			7.40	3.44	4.69	4.69	8	4.62
					2.18	2.18	3.72	2.15
3	5β	3.63	4.3	2	0.634	0.634	1.045	0.604
			6.88	3.20	4.36	4.36	7.19	4.16
					2.03	2.03	3.34	1.93

Πίνακας 2.1: Συγκεντρωτικός πίνακας μεταφοράς φορτίων

Π3, Π4, Π5 (πρόβολοι) :

Μόνιμα φορτία:

$$I.B. \text{ πλάκας} = 25 \cdot 0.12 = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Επίστρωση} = 1.3 \text{ KN/m}^2$$

Κινητά φορτία:

$$q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{ολ} = 4.3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ολ} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$l_{\text{προβ}} = 1\text{m}$ οπότε πάνω στη δοκό θα εφαρμόζονται :

$$g_{ολ} = 4.3 \times 1 = 4.3 \text{ KN/m}$$

$$q_{ολ} = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$$

2.1.3 Υπολογισμός Ίδιου Βάρους Κρεμάσεως Πλακοδοκών

Επειδή δεν ήταν εφικτό το ίδιο βάρος των πλακοδοκών να ληφθεί υπόψη απευθείας στο πρόγραμμα SAP2000, λόγω του ότι το βάρος των περυγίων της πλακοδοκού υπολογίστηκε στους πίνακες μεταφοράς των φορτίων των πλακών, το ίδιο βάρος της κρέμασης των υπόψη δοκών υπολογίστηκε σε πίνακες και εφαρμόστηκε ως ομοιόμορφο εξωτερικό φορτίο σε αυτές τις δοκούς. (g_{dok})

$$\text{Ίδιο βάρος δοκών} : g_{\text{δοκ}} = b_w (M_{\text{δοκ}} - h) \gamma_c = 0.2(0.5 - 0.12)25 = 1.9 \text{ KN/m}$$



ΔΟΚΟΙ			Πάχος πλάκας d(cm)	Βάρος κρέμασης δοκού g(KN/m)
Οροφή Ισογείου	b(cm)	h(cm)		
	20	50	12	1,9

Πίνακας 2.2 :Συγκεντρωτικός πίνακας βάρους κρέμασης δοκών

1.2.4 Υπολογισμός Ίδιου Βάρους Τοιχοποιίας επι των Δοκών

Τα φορτία από τις πλάκες έχουν προκύψει με βάση τα παραπάνω. Τα φορτία των τοιχοποιιών υπολογίζονται από τον τύπο $G = g \cdot H_{\text{τοιχ}}$ όπου:

$$H_{\text{τοιχ}} = \text{ύψος τοιχοποιίας} = \text{ύψος ορόφου} - h_{\text{δοκού}} = 3,00 - 0,50 = 2,5\text{m}$$

g είναι το φορτίο τοιχοποιίας που λαμβάνεται για τις δρομικές τοιχοποιίες ίσο προς 2.1KN/m² και για τις μπατικές τοιχοποιίες ίσο προς 3.6KN/m².

ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ			
ΜΠΑΤΙΚΗ	$G \cdot h_{\text{τοιχου}}$	9	kN/m
ΔΡΟΜΙΚΗ	$G \cdot h_{\text{τοιχου}}$	5.25	kN/m

Πίνακας 2.3:Συγκεντρωτικός πίνακας βάρους τοιχοποιίας επί των δοκών

2.1.5 Υπολογισμός Συνεργαζόμενου Πλάτους Δοκών

Προσδιορίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών με βάση τον Ε.Κ.Ω.Σ 2000:

$$b_{\text{eff}} = b_w + l_o/5 \text{ για στοιχεία διατομής T και}$$

$$b_{\text{eff}} = b_w + l_o/10 \text{ για στοιχεία διατομής Γ}$$

όπου:

- b_w = το πάχος του κορμού της δοκο
- l_o = απόσταση μεταξύ του σημείου μηδενισμού των ροπών :

Ακραία ανοίγματα συνεχούς δοκού $l_o = 0,8 \cdot l$

μεσαία ανοίγματα συνεχούς δοκού $l_o = 0,6 \cdot l$

ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ			
ΔΟΚΟΣ	T/Γ	b_o (m)	b_{eff} (m)
Δχ1, Δχ3	T	0,2	0,59
Δχ2	T	0,2	0,85
Δχ4, Δχ5, Δχ9, Δy3, Δy6	T	0,2	0,77
Δχ6, Δχ10, Δy2	T	0,2	0,63
Δχ7, Δχ8, Δy1	T	0,2	0,75



Δχ11	Γ	0,2	0,48
Δχ12	Γ	0,2	0,50
Δχ13	Γ	0,2	0,39
Δχ14	T	0,2	0,60
Δy4, Δy5	T	0,2	0,48

Πίνακας 2.4 :Συγκεντρωτικός πίνακας συνεργαζόμενου πλάτους δοκών

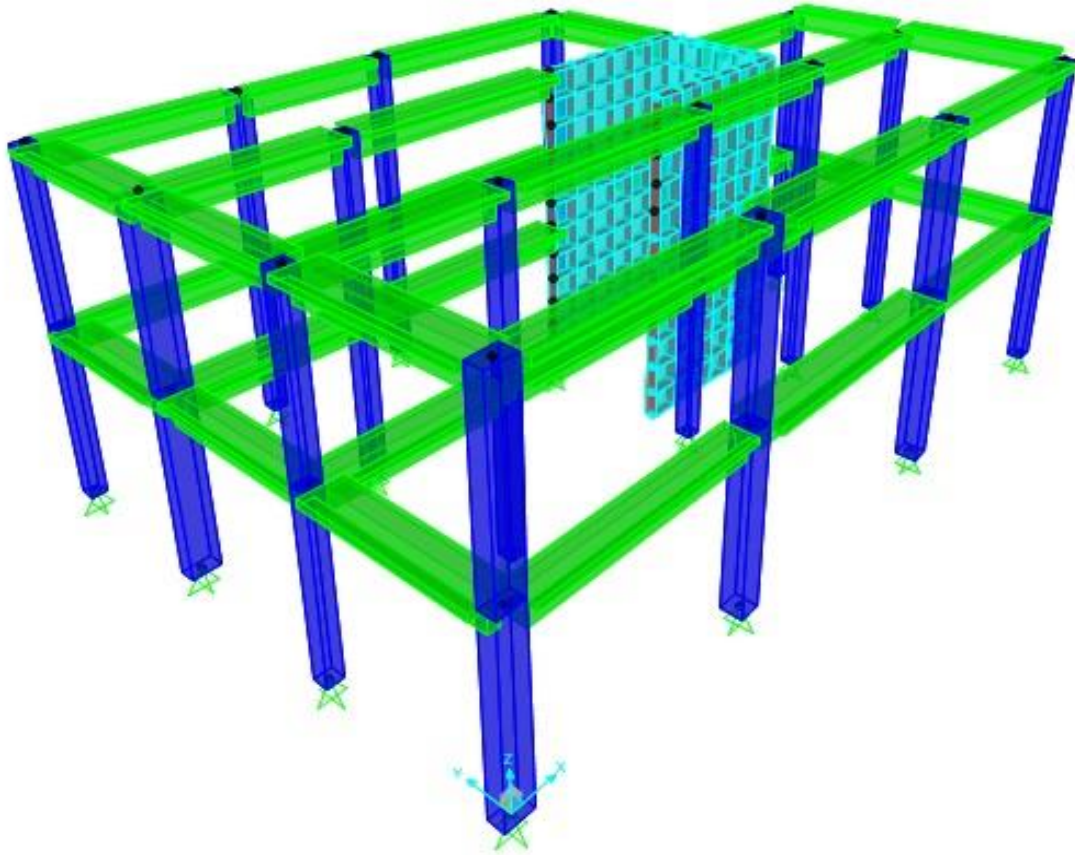
2.2 Εισαγωγή Δεδομένων στο SAP2000

Η προσομοίωση των δοκών έχει γίνει με ορθογωνικές διατομές (οροφή υπογείου), και με διατομές πλακοδοκού (οροφή ισόγειου) στις οποίες ορίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος της κάθε δοκού. Επειδή το ίδιο βάρος των δοκών έχει συμπεριληφθεί στα φορτία που μεταφέρθηκαν από τις πλάκες, ορίζεται στο πρόγραμμα υλικό για τις δοκούς στο οποίο έχει τεθεί τιμή βάρους ανά μονάδα ίση με 0.

Για τους στύλους εισάγεται ορθογωνική διατομή και η προσομοίωσή τους γίνεται με κατακόρυφα γραμμικά στοιχεία που διέρχονται από το κέντρο βάρους του κάθε στύλου. Για να ληφθεί υπόψη το ίδιο βάρος του στύλου έχει οριστεί στο πρόγραμμα υλικό το οποίο έχει τιμή βάρους ανά μονάδα ίση με 25 (ειδικό βάρος σκυροδέματος 25KN/m³)

Ο Ε.Α.Κ. 2000 (§ 3.2.3) ορίζει ότι οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα λαμβάνονται με παραδοχή σταδίου ΙΙ δηλαδή με την παραδοχή ότι έχει ρηγματωθεί η εφελκόμενη ζώνη του σκυροδέματος. Έτσι λαμβάνεται για τις δοκούς ακαμψία ίση με το 1/2 αυτής του σταδίου Ι (ακαμψία γεωμετρικής διατομής), για τα υποστυλώματα η καμπτική δυσκαμψία σταδίου παραλαμβάνεται ίση με την δυσκαμψία του στοιχείου Ι, ενώ για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της δυσκαμψίας του σταδίου Ι. Η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων λαμβάνεται ίση με το 1/10 της αντίστοιχης τιμής του σταδίου Ι. Το υλικό για όλες τις διατομές είναι σκυρόδεμα με μέτρο ελαστικότητας $3,1 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$ και ο λόγος Poisson $\nu = 0,2$.

Όσον αφορά στις συνθήκες στήριξης, η βάση των στύλων και των τοιχίων είναι άρθρωση. Επίσης, για κάθε όροφο ορίζεται διαφραγματική λειτουργία γύρω από τον άξονα Z. Οι κόμβοι που συνδέει κάθε πλάκα εντάσσονται στο αντίστοιχο διάφραγμα. Με αυτό τον τρόπο εξασφαλίζεται η θεώρηση τριών κοινών ελευθέρων κίνησης των κόμβων του ορόφου (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή), που επιβάλλεται από την πλάκα. Ακολουθεί η γραφική απεικόνιση του φορέα όπως αυτός εισήχθη στο πρόγραμμα Εικόνα 2.2.



Εικόνα 2.2 :Γραφική απεικόνιση του υφιστάμενου κτιρίου μέσω προγράμματος SAP2000

2.2.1 Μάζες

Η συνολική μάζα του κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους του κάθε διαφράγματος εξαιτίας της παραδοχής για τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών.

Στην μάζα του κάθε ορόφου συμπεριλαμβάνεται η μάζα των πλακών (με την επίστρωση) και των δοκών καθώς επίσης και οι τοιχοποιίες που εδράζονται στο συγκεκριμένο όροφο. Σε αυτές προστίθεται η μάζα των υποκείμενων και υπερκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσον του ύψους τους και τέλος η μάζα που αντιστοιχεί στο 30% του ωφέλιμου φορτίου.

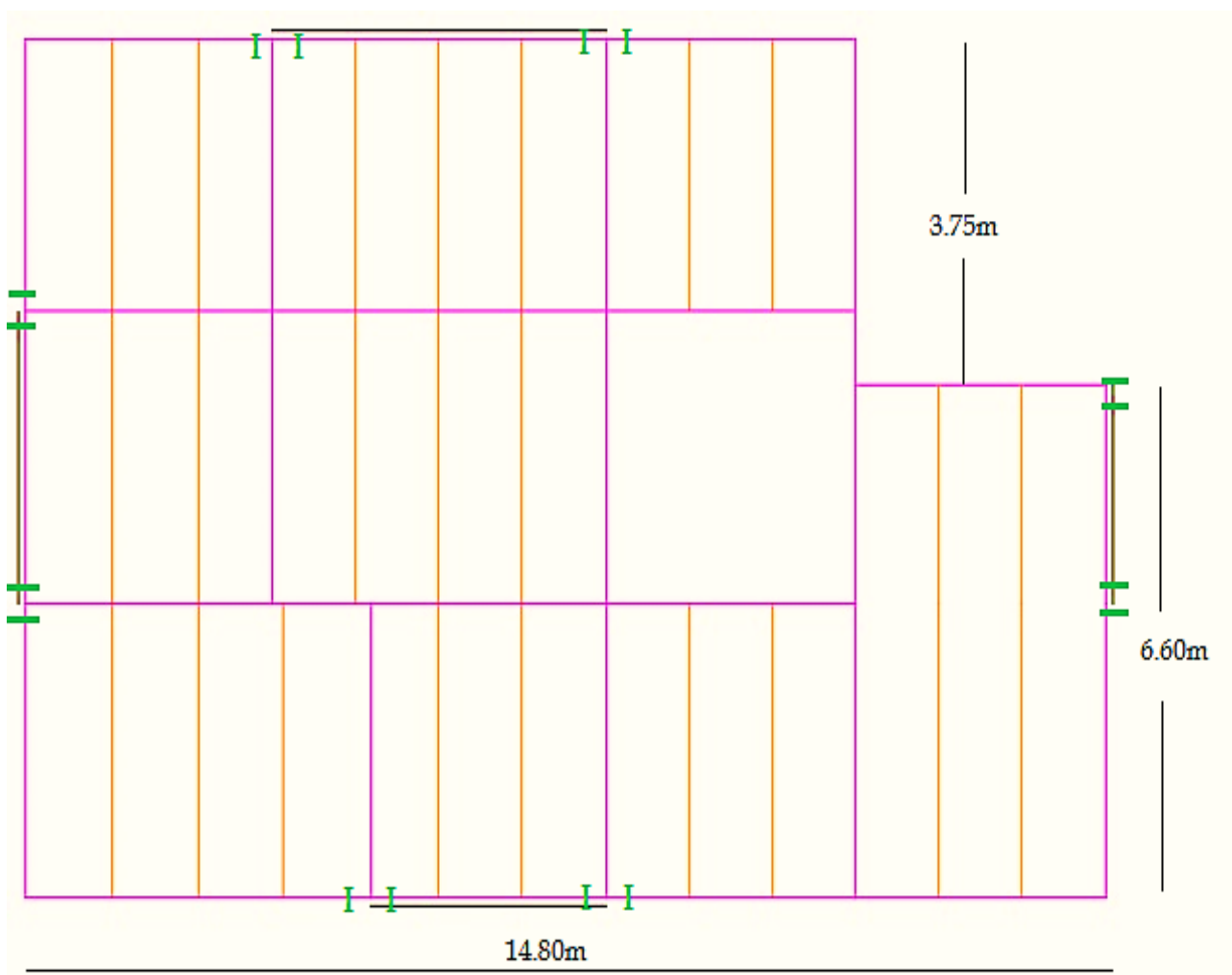


3^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΤΗΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ

3.1 Γενική Περιγραφή της Προσθήκης

Η υπό μελέτη προσθήκη ενός ορόφου στο υφιστάμενο κτίριο θα έχει μεταλλικό σκελετό. Ο όροφος αυτός έχει τα ίδια αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά (κάτοψη, όψεις) με τον υπάρχοντα δεύτερο όροφο του υφιστάμενου κτιρίου και ύψος 3 m. Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες δοκούς και σύμμικτες πλάκες.



Εικόνα 3.1 : Κάτοψη ορόφου της προσθήκης



3.1.1 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής

Σκυρόδεμα C25/30:

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στις σύμμικτες πλάκες είναι κατηγορίας C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας: $E=31 \text{ GPa}$ ($31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$)

Σταθερά Poisson: $\nu=0,2$

Ειδικό βάρος: $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)

Αντοχή: $f_{ck}= 25000 \text{ kN/m}^2$

Δομικός Χάλυβας S275:

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, παράδειγμα των οποίων αποτελεί το υπό μελέτη κτίριο. Για τα μέλη του (σύμμικτες δοκοί, υποστυλώματα) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S275. Οι τιμές σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας: $E=210.000 \text{ MPa}$ ($2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$)

Σταθερά Poisson: $\nu=0,3$

Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$

Όριο Διαρροής: $f_y = 275000 \text{ kN/m}^2$

Εφελκυστική Αντοχή: $f_u = 430000 \text{ kN/m}^2$

3.2 Χαλυβδόφυλλα

Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκαν χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73 της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Ο χάλυβας των φύλλων αυτών είναι υψηλής ποιότητας S320 και όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα συνάδει με το πρότυπο EN 10 147.

Πρότυπο	Ποιότητα	f_{yp} (MPa)	f_{up} (Mpa)
EN 10 147	S220 GD+Z	220	300
	S250 GD+Z	250	330
	S280 GD+Z	280	360
	S320 GD+Z	320	390
	S350 GD+Z	350	420

Πίνακας 3.1: Χαρακτηριστικές αντοχές γαλβανισμένων χαλυβδόφυλλων



3.3 Ράβδοι Οπλισμού Πλακών

Στις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε πλέγμα οπλισμού $\Phi 8/15$ με ποιότητα χάλυβα S500 με όριο διαρροής που δίνεται από τον Πίνακα 3.2.

Ποιότητα χάλυβα		Όριο διαρροής
ΕΛΟΤ 959	ΕΛΟΤ 971	f_{ys} (MPa)
S 400	S 400 s	400
S 500	S 500 s	500

Πίνακας 3.2 : Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλύβων σκυροδέματος

3.4 Διατμητικοί Ήλοι

Για την επίτευξη της διατμητικής σύνδεσης σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Διάμετρος ήλου: $d = 19mm$
- Ύψος ήλου: $h = 125mm$
- Τάση θραύσης: $f_u = 500 MPa$

3.5 Φορτία

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν σε μια κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες :

- Μόνιμα Φορτία (G)
- Κινητά Φορτία (Q)
- Τυχηματικά Φορτία (A)
- Σεισμικά Φορτία (E)

3.5.1 Μόνιμα Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου. Ίδια βάρη της κατασκευής:

- Ίδιο βάρος συμμίκτων πλακών (θα υπολογιστεί αυτόματα από το πρόγραμμα, με το οποίο θα γίνει η επίλυση των πλακών)
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού (A_a =εμβαδόν της διατομής): $g_a=78,5k N/m^3 \cdot A_a$ (το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κ.τ.λ.) με τιμή $2 kN/m^2$ για την οροφή.



3.5.2 Κινητά (Μεταβλητά) Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς.

Στην μελέτη μας λήφθηκαν κινητά φορτία δαπέδων 2 kN/m^2 , κλίμακας $3,5 \text{ kN/m}^2$ και εξωστών $5,0 \text{ kN/m}^2$.

3.4 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται ο πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

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

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

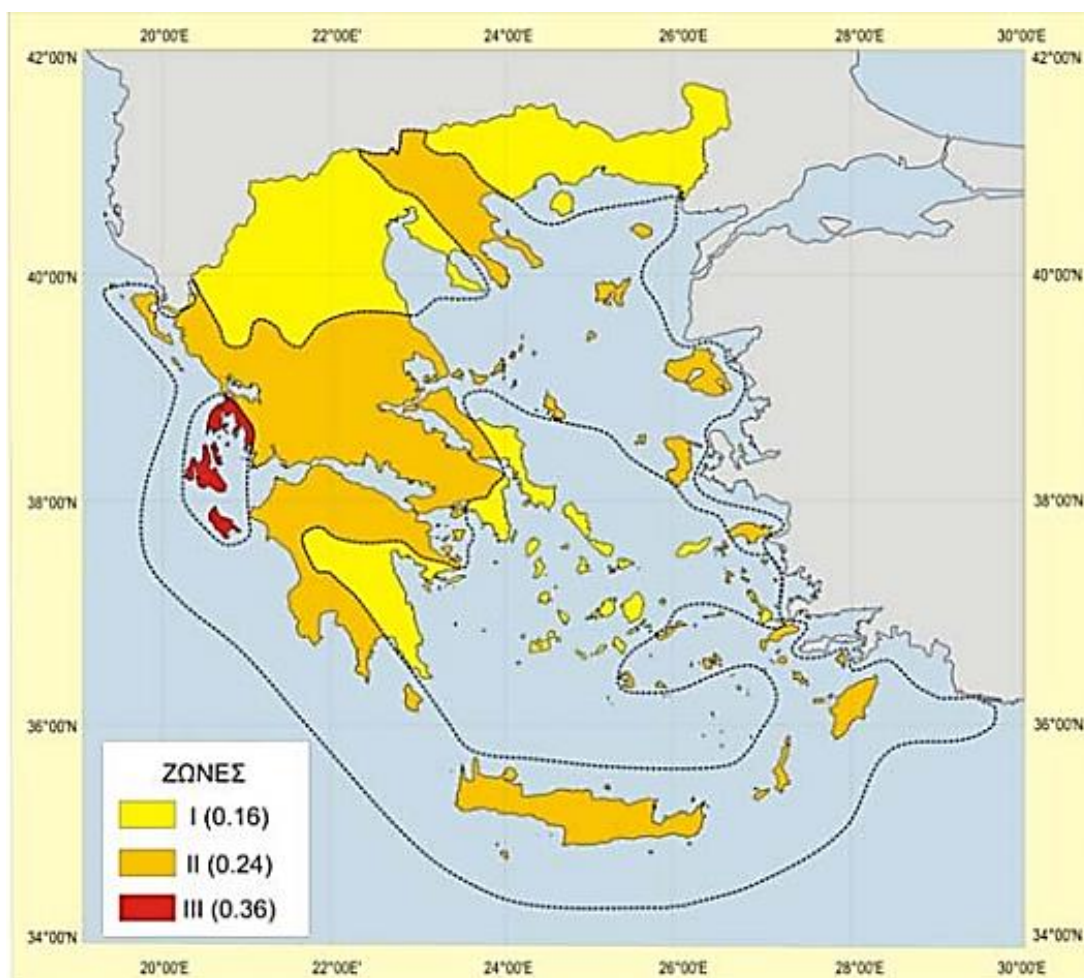
Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.



3.4.1 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Το κτίριο μας βρίσκεται στην Αττική (κέντρο Αθήνας), η οποία ανήκει στην Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Εικόνα 3.2 : Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας



3.4.2 Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A=a \times g$. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24 \times g$.

Ζώνη	agR
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.3 : Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

3.4.2 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.



Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/ 30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 -800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 –360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	-	10 - 20
S₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S1			

Πίνακας 3.4: Κατηγορία Εδάφους



3.4.3 Συντελεστής Σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 . Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_1=1,00$.

3.4.4 Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστη ελαστική με ιζώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιζώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Επειδή πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα ληφθεί από τον Πίνακα 3.11 (Πίνακας Σ4.4) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. κι όχι από τον αντίστοιχο του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος αφορά σε νέα κτίρια. Σύμφωνα λοιπόν με τον Πίνακα 3.4.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουμε: $q = 1,7$, λαμβάνοντας τη δυσμενέστερη περίπτωση όπου η παρουσία των τοιχοπληρώσεων έχει δυσμενή επιρροή.

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	5 α_v/α_1
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα. Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	5 α_v/α_1
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	2 α_v/α_1
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε κεφάλαιο 4	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	4 α_v/α_1



ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες		
τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	4	5 α ₀ /α ₁
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)		

Πίνακας 3.5: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (Προστασία Ζωής)

3.4.4 Φάσμα Σχεδιασμού για Ελαστική Ανάλυση

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

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Όπου:

$S_d(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης.

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης.

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$).

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

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους.

q είναι συντελεστής συμπεριφοράς.

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή $\beta=0,2$.



Έλεγχος περιορισμού του κατώτατου ορίου για το φάσμα σχεδιασμού:

$$S_d(T) = \frac{V}{M} \geq \beta \cdot \alpha_g$$

Εδαφικός Τύπος	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 3.6 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Οι παραδοχές που έχουν γίνει για το σεισμό αναφέρονται στις παραγράφους «Φορτία – Σεισμικές δράσεις» στα αντίστοιχα κεφάλαια για την καθεμία περίπτωση της προσθήκης ορόφου.

3.5 Συνδυασμοί Δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Στην προς μελέτη κατασκευή εφαρμόζονται τα εξής φορτία:

- ✚ Μόνιμα Φορτία
 - Ίδιο βάρος της κατασκευής G , με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G=1,00$ (ευμενής φόρτιση).
 - Λοιπά Μόνιμα $E=2,0 \text{ kN/m}^2$ με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G=1,00$ (ευμενής φόρτιση).
- ✚ Κινητά Φορτία
 - Ωφέλιμο Φορτίο Q με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q=1,00$ (ευμενής φόρτιση) και με συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,7$, $\psi_1=0,5$ και $\psi_2=0,3$ (για κατηγορία Α κατοικιών κατά το EN 1990).



4^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΤΗΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ

4.1 Γενικά

Στο παρών κεφάλαιο εξετάζεται η προσθήκη ορόφου από μεταλλική κατασκευή με σύμμικτη στέγη. Οι μεταλλικές κατασκευές παρέχουν κάποια σημαντικά πλεονεκτήματα όπως για παράδειγμα το μειωμένο βάρος και ο μεγάλος λόγος αντοχής προς βάρος που προσφέρει ο χάλυβας και η μεγαλύτερη ταχύτητα ανέγερσης.

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες δοκούς και σύμμικτες πλάκες. Μορφώθηκε με τέτοιο τρόπο, ώστε τα μεταλλικά υποστυλώματα να εδράζονται πάνω στα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η διαστασιολόγηση των μεταλλικών μερών και η επίλυση πλαισίων έγινε με το στατικό πρόγραμμα SAP 2000 στο οποίο προσομοιώθηκαν τα μέλη και τα φορτία τους. Σεισμικές παράμετροι λήφθηκαν ίδιες με αυτές που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, καθώς δεν έγινε αποζευγμένη ανάλυση του μεταλλικού μέρους αλλά αναλύθηκε η σεισμική συμπεριφορά ολόκληρου του κτιρίου σαν ενιαίο. Το στατικό σύστημα των μεταλλικών προσθηκών είναι πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας ωστόσο το πρόγραμμα λειτουργεί με το στατικό σύστημα του κύριου υλικού (σκυρόδεμα).

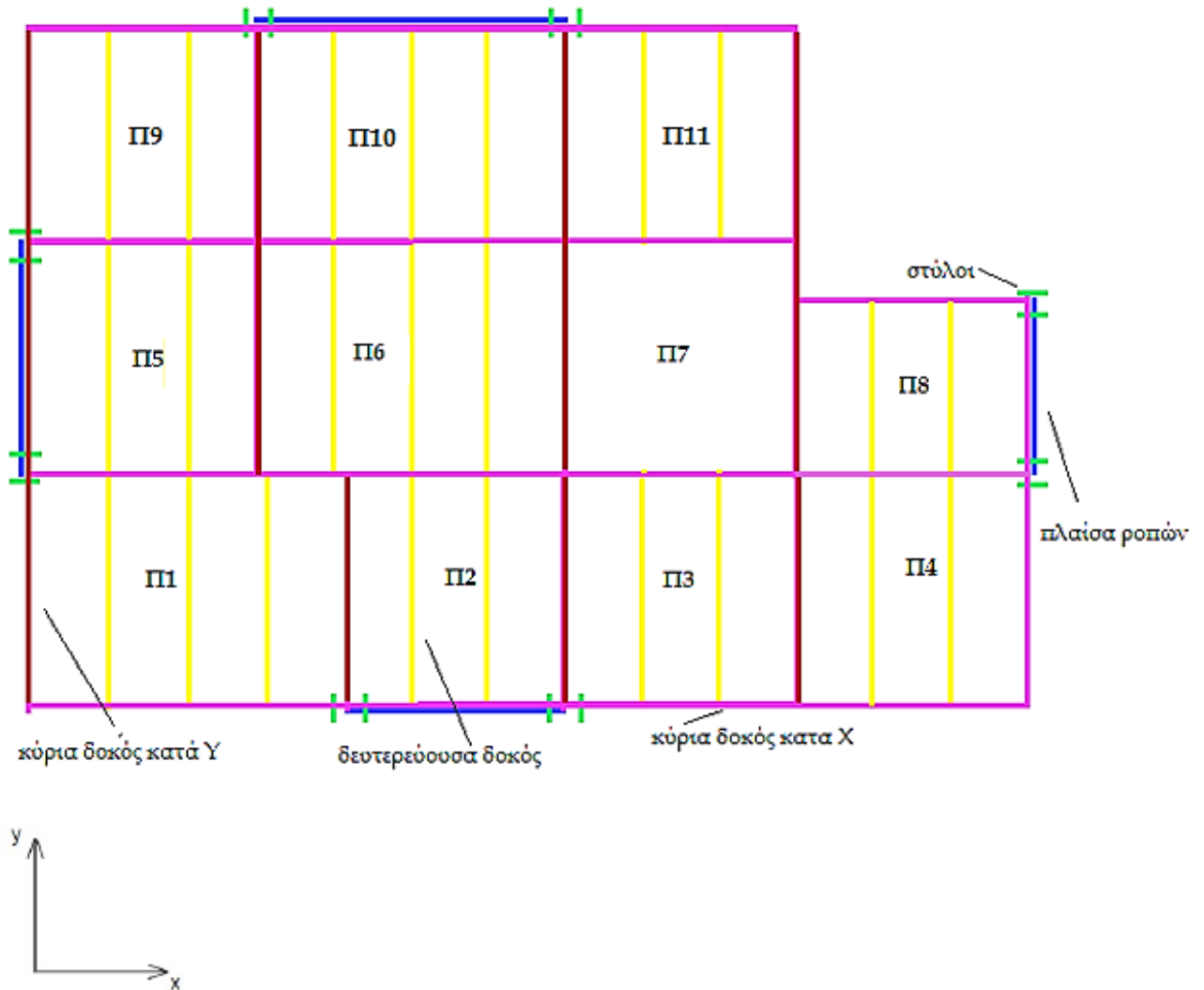
Όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, κύριων-δευτερευουσών δοκών, καθώς και οι βάσεις των υποστυλωμάτων με το έδαφος είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), πλην των πλαισίων παραλαβής ροπής όπου η σύνδεση υποστυλώματος-δοκού θεωρείται πάκτωση. Στα παραπάνω πλαίσια οι εδράσεις των υποστυλωμάτων κατά την διεύθυνση που λειτουργεί το πλαίσιο μορφώνονται ως πακτώσεις, ενώ κατά την άλλη διεύθυνση ως αρθρώσεις.

Η διατομή των υποστυλωμάτων είναι μορφής διπλού ταυ και ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος, ώστε να επιτυγχάνεται ομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας και κατά τις δύο διευθύνσεις. Στις θέσεις όμως, όπου υπάρχουν πλαίσια ροπής, τα υποστυλώματα έχουν τοποθετηθεί με τέτοιο τρόπο, ώστε ο ισχυρός τους άξονας να λειτουργεί κατά την διεύθυνση του πλαισίου.

Κύριες δοκοί έχουν τοποθετηθεί και κατά τις δυο διευθύνσεις και η διατομή τους είναι μορφής διπλού ταυ. Κατά την διεύθυνση y, έχουν τοποθετηθεί δευτερεύουσες δοκοί διατομής διπλού ταυ.

Οι σύμμικτες πλάκες του κτιρίου αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα, με τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου να είναι διατεταγμένες παράλληλα με τη διεύθυνση X.

Ως σύστημα δυσκαμψίας, τοποθετήθηκαν πλαίσια παραλαβής ροπής και κατά τις δύο διευθύνσεις σε όσο το δυνατόν πιο συμμετρικές θέσεις (βλ. Εικόνα 4.1).



Εικόνα 4.1 : Κάτοψη ορόφου της προσθήκης

Όροφος με μεταλλικό σκελετό και σύμμικτη πλάκα:

- Υποστυλώματα: HEB300
- Δοκοί: IPE220
- Διαδοκίδες : IPE140



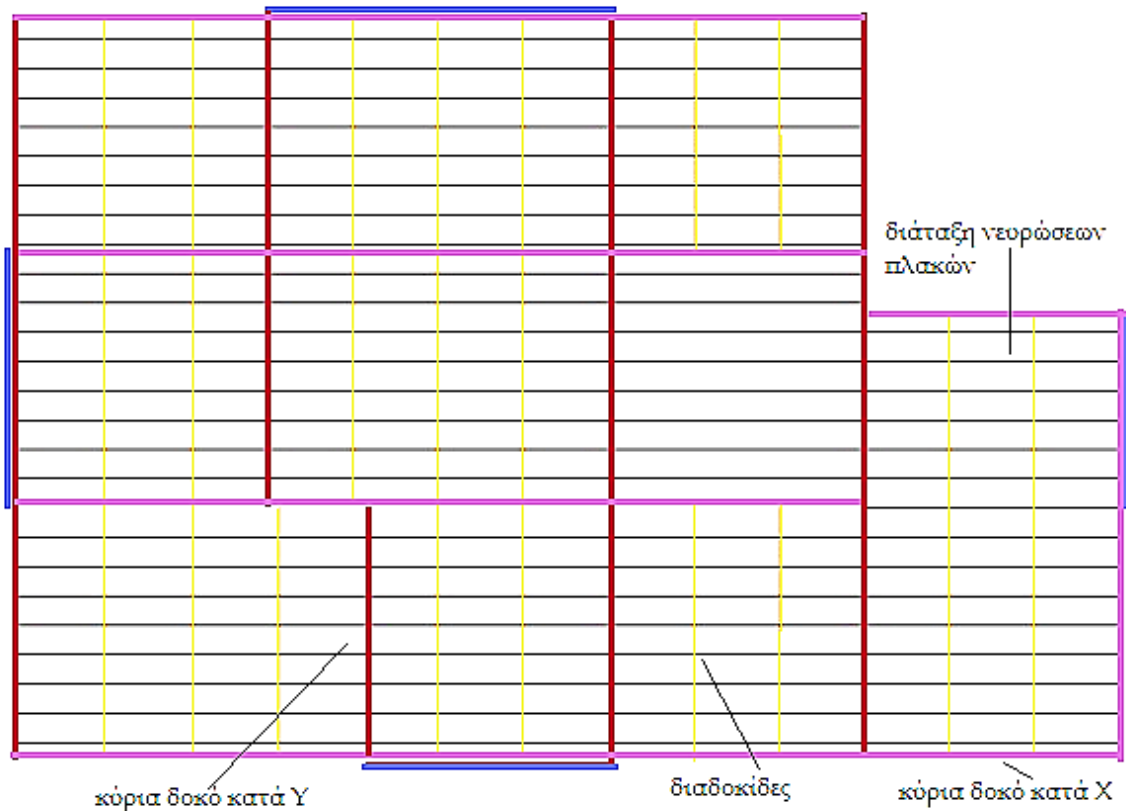
4.2 Σχεδιασμός Συμμίκτων Πλακών

Η χρήση συμμίκτων πλακών με μεταλλικό σκελετό έχει γίνει ευρέως διαδεδομένη τα τελευταία χρόνια. Οι πλάκες αυτές αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα με ελαφρύ οπλισμό. Γενικά οι σύμμικτες πλάκες παρέχουν:

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

Στο κτίριο της παρούσας εργασίας τοποθετήθηκαν σύμμικτες πλάκες με τις νευρώσεις των φύλλων παράλληλες με τη διεύθυνση X, εγκάρσια στις διαδοκίδες (Εικόνα 4.2). Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h=160\text{mm}$ και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους 1,0mm της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Θεωρείται ότι μόνο το καθαρό πάχος του σκυροδέματος συνεισφέρει στην αντοχή της πλάκας σε κάμψη.

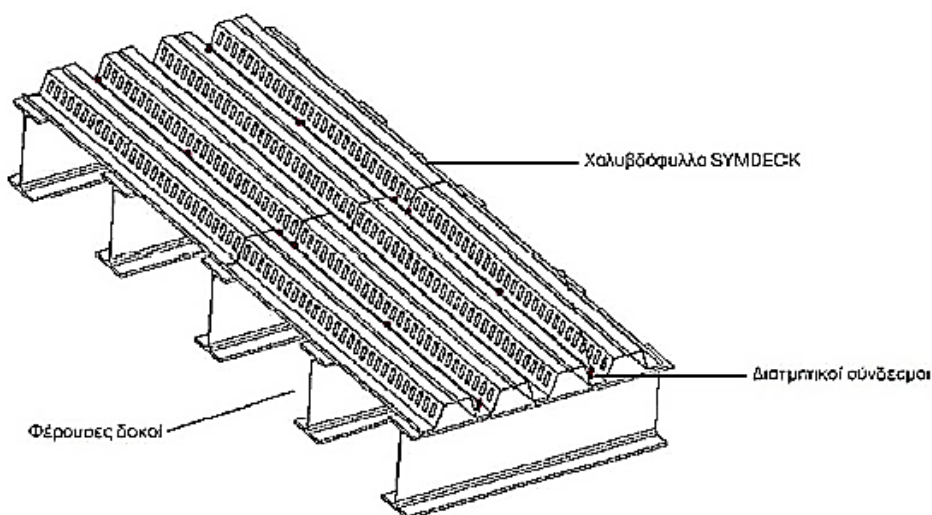
Επίσης, ως οπλισμός στην πάνω πλευρά της πλάκας τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού $\Phi 8/15$ με ποιότητα χάλυβα S500 και καθαρή επικάλυψη $c=30\text{mm}$. Τέλος, το σκυρόδεμα της πλάκας είναι ποιότητας C25/30.



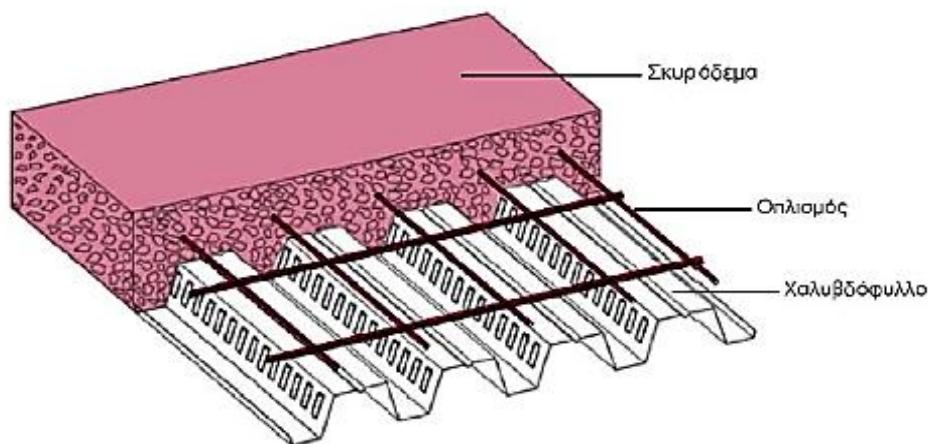
Εικόνα 4.2 : Διάταξη σύμμικτης πλάκας σε κάτοψη

4.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση της κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία του σκυροδέτησης (Εικόνα 4.3). Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός (Εικόνα 4.4) που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Εικόνα 4.3: Τυπική διάταξη υποδομής σύμμικτης πλάκας

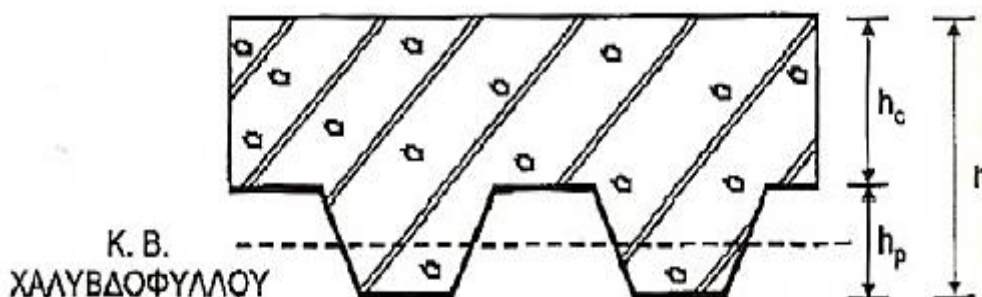


Εικόνα 4.4 : Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας

4.2.2 Απαιτήσεις Κανονισμού

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

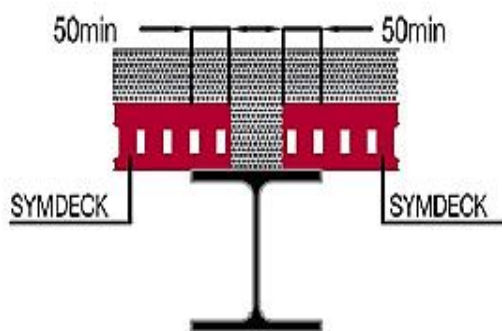
- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας : $min h = 80mm$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο (Εικόνα 4.5):
 $min h_c = 40 mm$
- Επειδή όμως η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, ισχύουν τα ακόλουθα ελάχιστα μεγέθη: $min h = 90mm$, $min h_c = 50 mm$.



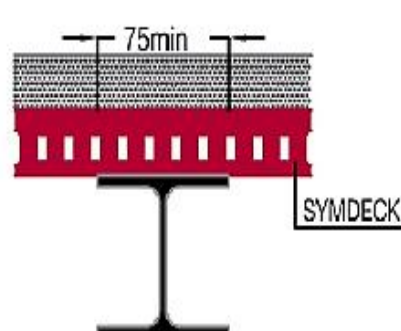
Εικόνα 4.5 : Ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών

Στην περίπτωση μας έχουμε: $h = 160mm$ και $h_c = 160 - 73 = 87 mm$
Τέλος, ο κανονισμός ορίζει ποιότητα σκυροδέματος μεταξύ C20/25 και C60/75, συνεπώς η ποιότητα C25/30 που χρησιμοποιήθηκε είναι δεκτή.

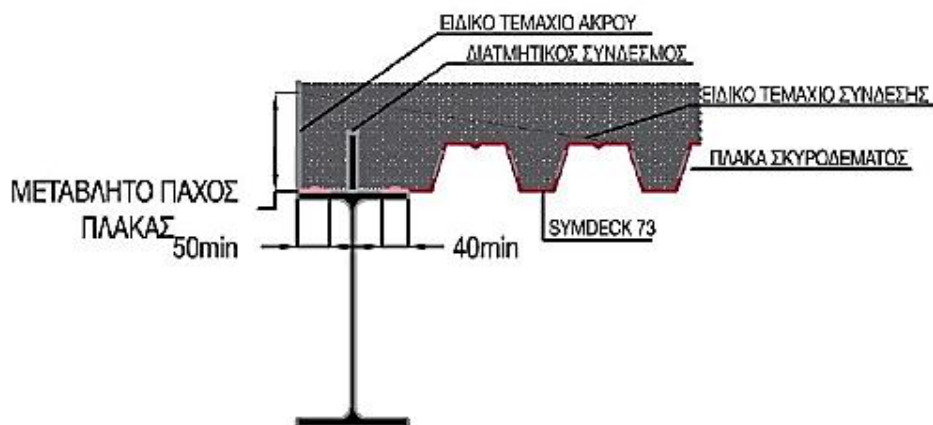
Ελάχιστο πλάτος έδρασης σε χάλυβα: 50mm για το χαλυβδόφυλλο (Εικόνα 4.6) και 75mm για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας (Εικόνα 4.6).



Εικόνα 4.5 : Ελάχιστο πλάτος έδρασης χαλυβδόφυλλου σε χάλυβδινη δοκό



Εικόνα 4.6 : Ελάχιστο πλάτος έδρασης για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας



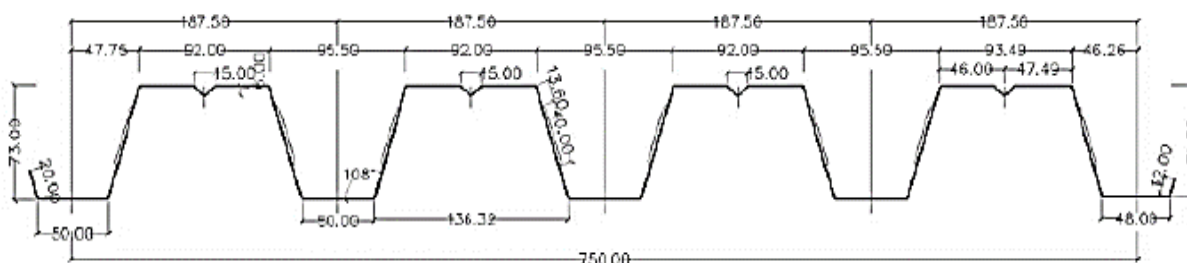
Εικόνα 4.7 : Λεπτομέρεια έδρασης σε ακραία δοκό

Η έδραση του χαλυβδόφυλλου και κατ' επέκταση της σύμμικτης πλάκας γίνεται όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα.

4.2.3 Χαλυβδόφυλλα

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

Για την περίπτωση μας επιλέχθηκε πάχος χαλυβδόφυλλου 1,0 mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και γαλβανισμένος. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προφίλ για κάθε πάχος φαίνονται στο Εικόνα 4.8 και στον Πίνακα 4.1.



Εικόνα 4.8 : Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73



Πάχος	t(mm)	0.75	0.80	1.00	1.25
Βάρος	G (kg/m)	7.36	7.85	9.81	12.27
Επιφάνεια	A(cm ²)	9.57	10.15	12.72	15.98
Ροπή αδρανείας	L _y (cm ⁴)	82.51	88.00	110.42	138.32
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³)	20.68	22.11	27.74	34.67

Πίνακας 4.1 : Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο πλάτους διατομής

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

4.2.4 Φορτία

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

- Μόνιμα φορτία:
 - Ίδιο βάρος: Για τις σύμμικτες πλάκες το ίδιο βάρος υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα Sym Deck Designer και είναι ίσο με $2,78 \text{ kN/m}^2$.
 - Πρόσθετα μόνιμα φορτία: $g = 2 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία: $q = 2 \text{ kN/m}^2$ για τα δάπεδα, $q = 3,5 \text{ kN/m}^2$ για τη σκάλα και $q = 5 \text{ kN/m}^2$ για τα μπαλκόνια.

4.3 Έλεγχοι

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

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



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

Φάση κατασκευής:

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

Φάση λειτουργίας:

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια.

Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας:

Γίνεται με βάση το συνδυασμό φόρτισης $1,35G + 1,5Q$ από τον οποίο προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη s_d Esd .

Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας:

Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1,00G + 1,00Q$ με βάση την οποία υπολογίζεται η ελαστική γραμμή του φορέα. Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων χρησιμοποιείται δυσκαμψία που αντιστοιχεί στον μέσο όρο των δυσκαμψιών της ρηγματωμένης και της αρηγμάτωτης διατομής.

Όπως είδαμε από την απεικόνιση της κάτοψης του μεταλλικού σκελετού μας , υπάρχουν δέκα πλάκες στις οποίες το μήκος των ανοιγμάτων διαφέρει.

Το στατικό σύστημα της πλάκας Π1 είναι: συνεχής δοκός τεσσάρων ανοιγμάτων μήκους 1,21 , 1,21, 1,18 και 1,23m (από τα αριστερά προς τα δεξιά για το πρώτο, το δεύτερο, το τρίτο και το τέταρτο άνοιγμα αντίστοιχα) .

Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζεται η σελίδα του προγράμματος που αντιστοιχεί στην εισαγωγή των δεδομένων και τον ορισμό του στατικού μοντέλου της πλάκας. Στη συνέχεια, παρατίθενται οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας της πλάκας. Σημειώνεται ότι τα δεδομένα που εισήχθησαν στην πλάκα Π1, όσον αφορά στη σύμμικτη πλάκα, είναι ίδια με αυτά και για τις υπόλοιπες πλάκες.



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Σχεδίαση φορέα

α/α	L (m)	q (kN/m ²)
1	1.21	2
2	1.21	2
3	1.18	2

Ίδιο βάρος = 2.73 kN/m²
 Πρόσθετα μόνιμα = 2 kN/m²

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

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας Έλεγχος Πυρανοτήχης

$M_{Rd,S}^+$ $M_{Rd,S}^-$
 $M_{pl,Rd}^+ = 32.49$ kNm/m
 $M_{pl,Rd}^- = 14.86$ kNm/m
 $V_{Rd,c} = 31.40$ kN/m

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

$t = 1.00$ mm $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_s = 3.351$ cm²/m
 $C = 25/30$ MPa $\gamma_C = 1.50$ $\emptyset : 8$ mm / $d = 15$ cm
 $S = 500$ MPa $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.15$ m $c = 0.03$ m
 $Fe : 320$ G MPa

Εικόνα 4.9 :Sym Deck Designer / Εισαγωγή Δεδομένων (III)

Σχεδίαση φορέα

α/α	L (m)	q (kN/m ²)
1	1.21	2
2	1.21	2
3	1.18	2

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

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας Έλεγχος Πυρανοτήχης

M (kNm/m)
 -1.00 -0.90 -0.87
 0.81 0.63 0.60 0.83

Ο έλεγχος των ροπών:
 0.13 < 1.00 - Ικανοποιείται!

Ο έλεγχος των βελών κάμψης:
 0.01 < 1.00 - Ικανοποιείται!

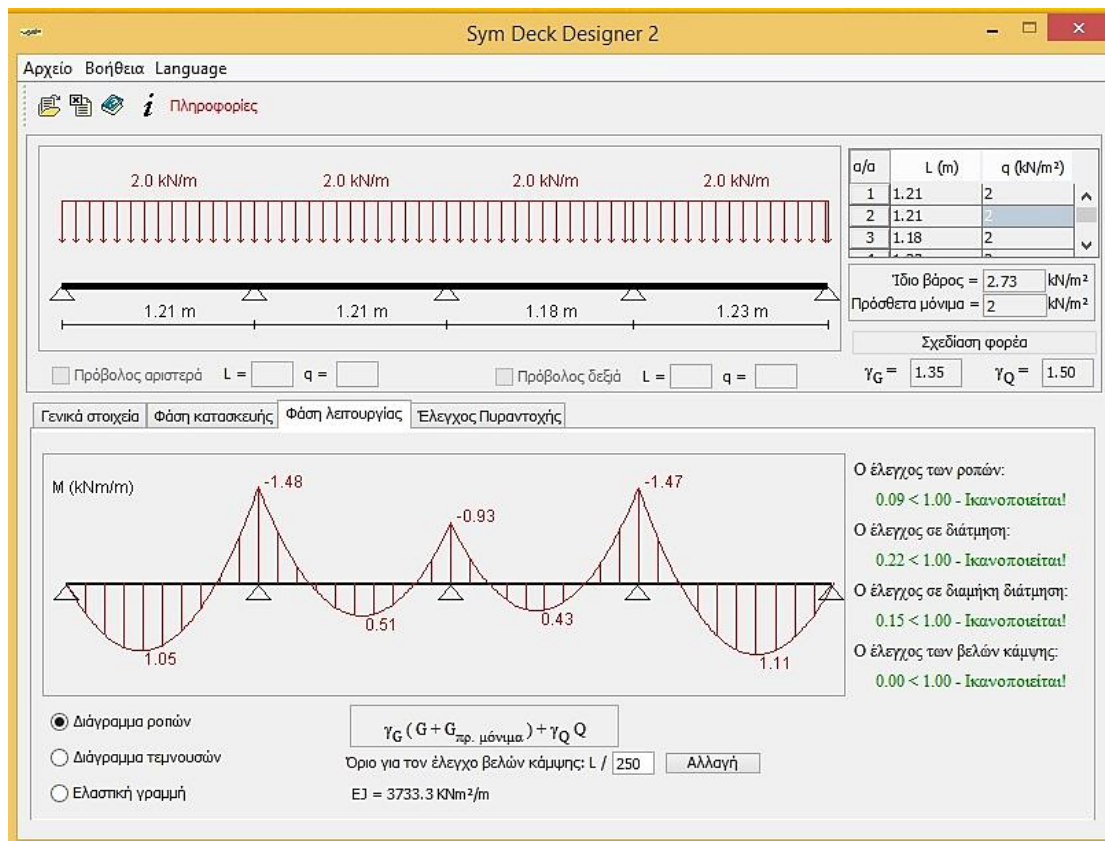
Συνδυασμός φόρτισης Ανοίγμα : Όλα σπριζες : 0 Επίλυση

Διάγραμμα ροπών Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: ... 180 ή 20 Αλλαγή
 Ελαστική γραμμή

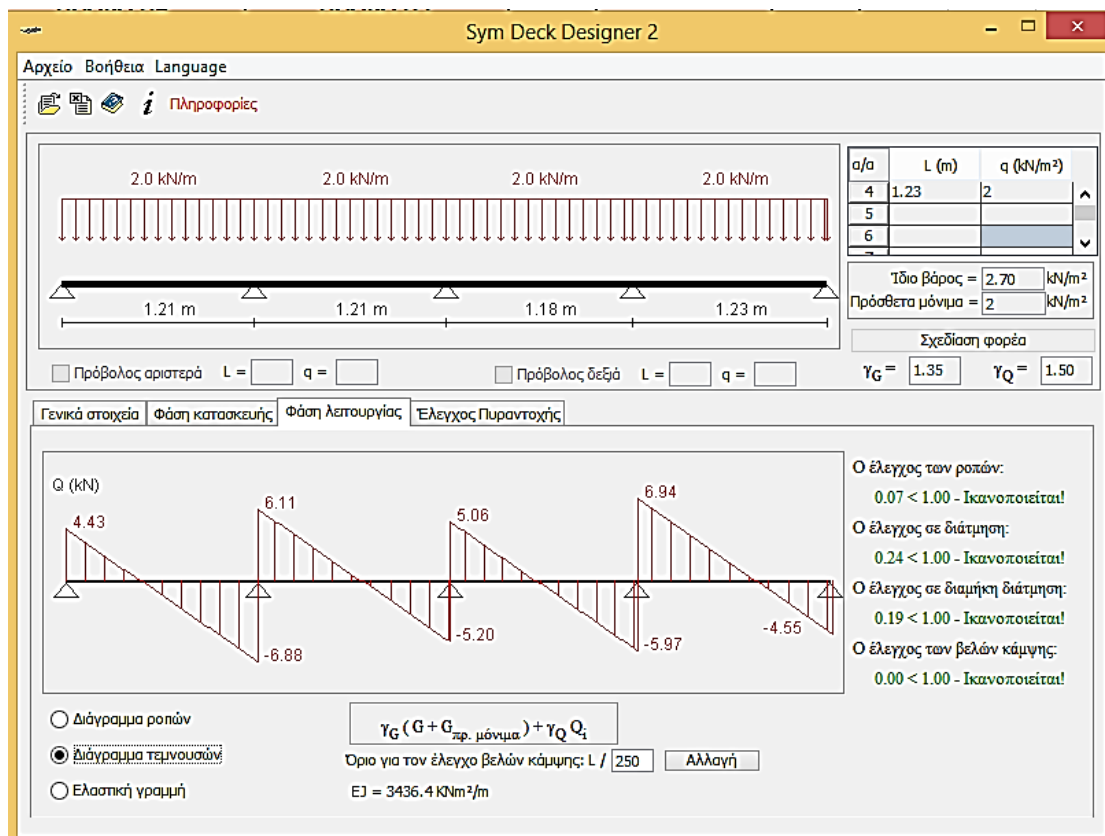
Εικόνα 4.10 :Sym Deck Designer / Φάση Κατασκευής (III)



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα



Εικόνα 4.11 :Sym Deck Designer / Φάση Λειτουργίας / Έλεγχος Ροπών (ΠΙ)

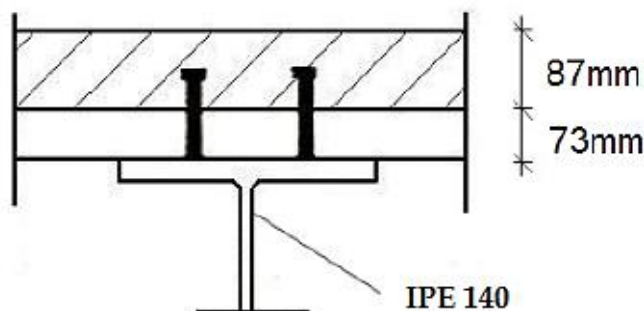


Εικόνα 4.12 :Sym Deck Designer / Φάση Λειτουργίας / Έλεγχος Τεμνουσών (ΠΙ)

4.4 Σχεδιασμός Διαδοκίδων

Οι διαδοκίδες έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί και έχουν διαταχθεί παράλληλα με τη διεύθυνση Υ. Το μήκος της κάθε διαδοκίδας καθώς και το πλάτος επιρροής της διαφέρει ανάλογα με την πλάκα στην οποία βρίσκεται. Η σιδηροδοκός που λειτουργεί ως κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού είναι πρότυπη ελατή διατομή IPE 140. Η διατομή αυτή έχει πλάτος πέλματος $b=73\text{mm}$, συνεπώς ικανοποιείται η απαίτηση του ελάχιστου πλάτους για το σκυρόδεμα

Σχετικά με την πλάκα από σκυρόδεμα που επιτελεί το ρόλο του άνω πέλματος, σημειώνεται ότι αμελείται η επιφάνεια του σκυροδέματος στην περιοχή των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, και συνεπώς θεωρείται ότι η πλάκα έχει πάχος $d=87\text{mm}$ και απέχει από το άνω πέλμα της σιδηροδοκού ύψος ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου (Εικόνα 4.13). Η συνεργασία των δύο υλικών γίνεται με τη χρήση διατμητικών ήλων συγκολλημένων στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού διαμέσου του χαλυβδόφυλλου. Ο έλεγχος διατμητικής σύνδεσης παρουσιάζεται αναλυτικά στη συνέχεια.



Εικόνα 4.13 :: Ενεργό πάχος σκυροδέματος

Όσον αφορά στην υψομετρική θέση των διαδοκίδων σε σχέση με τις κύριες δοκούς, επιλέχθηκε η λύση της ισοσταθμίας, κατά την οποία δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα. Με τον τρόπο αυτό καθίσταται εφικτή η σύμμικτη λειτουργία τόσο των κυρίων δοκών, όσο και των διαδοκίδων αλλά απαιτείται απότμηση του άνω πέλματος των διαδοκίδων στις θέσεις στήριξης με τις κύριες δοκούς (Εικόνα 4.14).



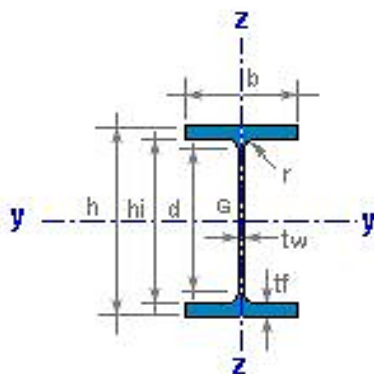
Εικόνα 4.14 : Ισοσταθμία διαδοκίδων – κύριων δοκών

Λόγω της αμφιέριστης λειτουργίας των διαδοκίδων οι συνδέσεις διαδοκίδων-δοκών μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθώσεις).



4.4.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

IPE 140



$h = 140 \text{ mm}$	$r = 7 \text{ mm}$
$b = 73 \text{ mm}$	$d = 112.2 \text{ mm}$
$t_w = 4.7 \text{ mm}$	$h_i = 126.2 \text{ mm}$
$t_f = 6.9 \text{ mm}$	

$A = 16.4 \text{ cm}^2$	$M = 12.9 \text{ kg/m}$
-------------------------	-------------------------

$I_y = 541 \text{ cm}^4$	$I_z = 45 \text{ cm}^4$
$W_y = 77.3 \text{ cm}^3$	$W_z = 12.3 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 19.2 \text{ cm}^3$
$i_y = 5.74 \text{ cm}$	$i_z = 1.65 \text{ cm}$
$I_t = 2.4 \text{ cm}^4$	$I_w = 1989 \text{ cm}^6$

$S_y = 44.2 \text{ cm}^3$	$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$
$s_y = 12.3 \text{ cm}$	

$AL = 0.551 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 42.70 \text{ m}^2/\text{t}$
-----------------------------------	-----------------------------------

Εικόνα 4.15 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής διαδοκίδων

Συνεργαζόμενα Πλάτη Δοκών :

Το συνεργαζόμενο πλάτος των σύμμικτων δοκών υπολογίζεται ως εξής:

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei}$$

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

Όπου:

b_o = 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 παράλληλων κορμών.



4.4.2 Φορτία

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

- ✚ Μόνιμα φορτία
 - Ίδιο βάρος πλακών: $g_{πλακ} = 2,78kN/m^2$
 - Πρόσθετα μόνιμα φορτία: $g_{προσθ} = 2,0kN/m^2$
- ✚ Κινητά φορτία: $q = 2kN/m^2$

Συνεπώς το μόνιμο κατανεμημένο φορτίο τους είναι $g = (2,78 + 2,0) \cdot L_{διαδ}/2$.

Το κινητό κατανεμημένο φορτίο είναι λοιπόν: $q = 2 \cdot L_{διαδ}/2$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται αναλυτικά τα φορτία που αναλαμβάνουν οι διαδοκίδες στην εκάστοτε σύμμικτη πλάκα :

ΠΛΑΚΑ Π1 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ			ΠΛΑΚΑ Π2 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ			ΠΛΑΚΑ Π3 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ			ΠΛΑΚΑ Π4 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ		
1.21	1.21	1.18	0.94	1.16	1.19	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.18
ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ		
2.8919	2.8919	2.8202	2.2466	2.7724	2.8441	2.7724	2.7724	2.7724	2.7724	2.7724	2.82
2.8919	5.7121		5.1863	5.6165		5.5448			5.5448		5.5926
5.7838	5.7599		5.019		5.6165	5.5448			5.5448		2.8202
ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ		
1.21	1.21	1.18	0.94	1.16	1.19	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.18
1.21	2.39		2.17	2.35		2.32			2.32		2.34
2.42	2.41		2.1		2.35	2.32			2.32		1.18

Εικόνα 4.16 : Μόνιμη και Κινητή Φόρτιση διαδοκίδων για τις πλάκες Π1,Π2,Π3,Π4



ΠΛΑΚΑ Π5 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ			ΠΛΑΚΑ Π6 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ			ΠΛΑΚΑ Π7 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ		
1.21	1.21	1.03	1.16	1.16	1.19	1.16	1.16	1.18
ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ		
2.8919	2.8919	2.4617	2.7724	2.7724	2.8441	2.7724	2.7724	2.8202
2.8919	5.3536		5.5448	5.6165		5.5448		2.8202
5.7838		5.2341	5.5448		5.6165		5.5926	
ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ		
1.21	1.21	1.03	1.16	1.16	1.19	1.16	1.16	1.18
1.21	2.24		2.32	2.35		2.32		1.18
2.42		2.19	2.32		2.35		2.34	

Εικόνα 4.17 : Μόνιμη και Κινητή Φόρτιση διαδοκίδων για τις πλάκες Π5,Π6,Π7

ΠΛΑΚΑ Π8 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ			ΠΛΑΚΑ Π9 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ			ΠΛΑΚΑ Π10 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ		
1.21	1.21	1.03	1.16	1.16	1.19	1.16	1.16	1.16
ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΜΟΝΙΜΗ ΦΟΡΤΙΣΗ		
2.8919	2.8919	2.4617	2.7724	2.7724	2.8441	2.7724	2.7724	2.7724
2.8919	5.3536		5.5448	5.6165		5.5448		2.7724
5.7838		5.2341	5.5448		5.6165		5.5448	
ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ			ΚΙΝΗΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ		
1.21	1.21	1.03	1.16	1.16	1.19	1.16	1.16	1.16
1.21	2.24		2.32	2.35		2.32		1.16
2.42		2.19	2.32		2.35		2.32	

Εικόνα 4.18 : Μόνιμη και Κινητή Φόρτιση διαδοκίδων για τις πλάκες Π8,Π9,Π10

Φορτίο σχεδιασμού

- $q_{sd} = 1.35g + 1.5q$

Φορτίο λειτουργίας

- $q_{ser} = 1.00g + 1.00q$



4.5 Κατάταξη Διατομής

Οι τέσσερις κατηγορίες διατομών με βάση τον Ευρωκώδικα καθορίζονται ως εξής :

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

Για την ταξινόμηση των διατομών, εξετάζονται χωριστά ο κορμός και το θλιβόμενο πέλμα και η διατομή ταξινομείται τελικώς με βάση τη δυσμενέστερη κατηγορία του κορμού ή του πέλματος. Χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι πίνακες:



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

Πίνακας 4.2 : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για θλιβόμενα στοιχεία



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

Πίνακας 4.3 : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για θλιβόμενα στοιχεία

4.5.1 Κατάταξη της διατομής της δοκού

Πέλμα :

$$c = \frac{b + S_s}{2} = \frac{73 - 26.70}{2} = 23.15 \text{ mm} \text{ και } t_f = 6.9 \text{ mm}$$

Χάλυβας S275 $\rightarrow \epsilon=0,92$

$$\frac{c}{t_f} = 4.92 < 9\epsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Συνεπώς το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Κορμός:



$$c = d = 177.6mm \quad t_w = 5.9mm$$

Χάλυβας S275 $\rightarrow \epsilon=0,92$

$$\frac{c}{t_w} = 30.10 < 72 \cdot 0.92 = 66.24$$

Συνεπώς ο κορμός είναι κατηγορίας 1. Τελικώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το πέλμα όσο και κορμός είναι κατηγορίας 1.

4.6 Έλεγχοι

4.6.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Φάση Κατασκευής :

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 του σκυροδέματος και το ίδιο βάρος της ίδιας της σιδηροδοκού.

Κάμψη :

Κατανεμημένο φορτίο κατά την κατασκευή :

$$q_{con} = 1.35(g_{πλακων} \cdot b_{διαδ} + g_{διαδ}) = 4.79 \text{ KN/m}$$

$$\text{Ροπή Κάμψης : } M_{sd,con} = q_{con} \cdot \frac{L^2}{8} = 7.17 \text{ KNm}$$

$$\text{Ροπή Αντοχής : } M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285.4 \text{ cm}^3 \cdot 27.5 \text{ KN/cm}^2}{1.00} = 24,25 \text{ KNm} > M_{sd}$$

Διάτμηση :

$$\text{Τέμνουσα Δράσης : } V_{sd,con} = q_{con} \cdot \frac{L}{2} = 8.29 \text{ KN}$$

$$\text{Αντοχή σε τέμνουσα : } V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{15,88 \cdot 27,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 121,30 \text{ KN}$$

Φάση Λειτουργίας :

Στη φάση αυτή υπάρχει σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η δοκός είναι όλα τα φορτία που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Η δοκός ελέγχεται έναντι κάμψης και διάτμησης για τα φορτία σχεδιασμού. Επίσης, ελέγχεται η διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος και τα συνολικά βέλη που προκύπτουν από τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.

Κάμψη :

$$\text{Φορτίο σχεδιασμού : } q_{sd} = 1.35g + 1.5q = 7,79 \text{ KN/m}$$

$$\text{Ροπή κάμψης : } M_{sd} = q_{sd} \cdot \frac{L^2}{8} = 11,65 \text{ KNm}$$



4.6.1.1 Υπολογισμός της ροπής αντοχής (με την ελαστική μέθοδο):

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι, επειδή χρησιμοποιείται η ελαστική μέθοδος, το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος E_{cm} επηρεάζει τους υπολογισμούς. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, είναι επιτρεπτό να αμεληθεί η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, αρκεί να θεωρηθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή:

$$E_{cm} = \frac{31000}{2} = 15500 \text{ MPa}$$

Πάχος σκυροδέματος: $d=87\text{mm}$

Πάχος πλάκας: $h_{ολ}=160\text{mm}$

$l=3.46\text{m}$, $b_{eff}=1.23\text{m}$

$$A_c = d \cdot b_{eff} = 1070.10 \text{ cm}^2, z_c = \frac{8.7}{2} = 4.35 \text{ cm}$$

$$I_{c0} = \frac{123 \cdot 8.7^3}{12} = 6749.66 \text{ cm}^4$$

$$A_s = \frac{123}{15} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} = 4.12 \text{ cm}^2, z_s = c = 3 \text{ cm}$$

$$A_a = 33.4 \text{ cm}^2, z_a = 16 + \frac{22.0}{2} = 27 \text{ cm}, I_{a,y} = 2772.0 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{15.5} = 13.55$$

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} = 95.37 \text{ cm}^2$$

Κέντρο βάρους S:

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_c \cdot z_c + A_s \cdot z_s}{A_e} = 8.96 \text{ cm}$$

Ισοδύναμη ροπή αδράνειας :

$$I_e = I_{ay} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 6069.64 \text{ cm}^4$$

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

Ροπές αντίστασης:

$$\text{Σιδηροδοκός κάτω πέλμα: } W_{au} = \frac{I_e}{h_{ολ} + h - z_e} = 423.27 \text{ cm}^3$$

$$\text{Σιδηροδοκός άνω πέλμα: } W_{ao} = \frac{I_e}{z_e - h_{ολ}} = 862.165 \text{ cm}^3$$

$$\text{Σκυρόδεμα κάτω πέλμα: } W_{cu} = \frac{\eta \cdot I_e}{z_e - d} = 316321.6 \text{ cm}^3$$

$$\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα: } W_{co} = \frac{\eta \cdot I_e}{z_e} = 9178.97 \text{ cm}^3$$



Τάσεις:

Σιδηροδοκός κάτω πέλμα:

$$\sigma_{au} = \frac{M_{sd}}{W_{au}} = 2.75 \text{KN/cm}^2 < f_{yd} = \frac{27.5}{1.00} \text{KN/cm}^2$$

$$\text{Σιδηροδοκός άνω πέλμα: } \sigma_{ao} = \frac{M_{sd}}{W_{ao}} = 1,35 \text{KN/cm}^2 < f_{yd} = \frac{27.5}{1.00} \text{KN/cm}^2$$

$$\text{Σκυρόδεμα κάτω πέλμα: } \sigma_{cu} = \frac{M_{sd}}{W_{cu}} = 0.03 \text{KN/cm}^2 < f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.50} = 1.42 \text{KN/cm}^2$$

$$\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα: } \sigma_{co} = \frac{M_{sd}}{W_{co}} = 0.1 \text{KN/cm}^2 < f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.50} = 1.42 \text{KN/cm}^2$$

Ροπή αντοχής:

$$M_{ef,Rd} = \min\{W_{au} \cdot f_{yd}, W_{co} \cdot f_{cd}\} = \min\{183.58, 246.42\} = 130,34 \text{KNm} > M_{sd}$$

4.6.1.2 Διάτμηση

$$\text{Τέμνουσα δράσης: } V_{sd} = q_{sd} \cdot L/2 = 13,47 \text{KN}$$

$$\text{Αντοχή σε τέμνουσα: } V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}} = 121,30 \text{KN} > V_{sd}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.

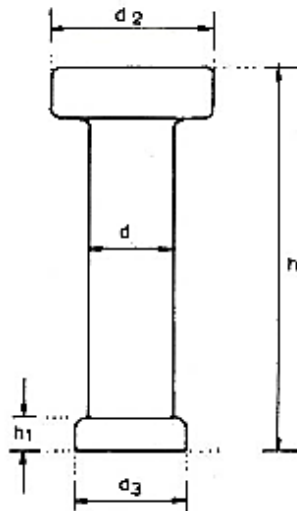
4.6.1.3 Διατμητική Σύνδεση

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

Για δοκούς κατηγορίας 1, όπως στην περίπτωση μας, επιτρέπεται να εφαρμοστεί είτε η πλαστική είτε η ελαστική θεωρία για τον προσδιορισμό της διαμήκου διάτμησης. Στην περίπτωση των διαδοκίδων, επιλέχθηκε η ελαστική ανάλυση.

Διατμητικοί σύνδεσμοι:

Οι συνήθεις διάμετροι των διατμητικών ήλων είναι 16,19 και 22mm, η δε εφελκυστική αντοχή του υλικού τους είναι 450-500MPa. Η επιλεγόμενη διάμετρος των ήλων δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλούνται, δηλαδή του άνω πέλματος της σιδηροδοκού. Το ύψος επιλέγεται με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πλάκας σκυροδέματος και σύμφωνα με τη σύσταση της Εικόνας 4.6.1.31.



d	d ₂	h
16	29	50,75,100,125,150,175,200
19	32	75, 100, 125, 150, 200
22	35	50,75,100,125,150,175,200, 225,250
25	38	100,125,150,175,200, 250

Εικόνα 4.19 : Συνήθεις διαστάσεις ήλων σε mm

Επιλέγουμε:

- Διάμετρος ήλων: $d = 16 \text{ mm} < 2,5 \cdot t_f = 2,5 \cdot 6,9 = 17,25 \text{ mm}$
- Ύψος ήλων: $h = 125 \text{ mm}$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 500 \text{ MPa}$

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

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση: } P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v = 64,34 \text{ KN}$$

$$\text{Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»: } P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} E_{cm} / \gamma_v = 142,66 \text{ KN}$$

Όπου:

d_s : διάμετρος κορμού του ήλου

f_u : ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500

f_{ck}, E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$a = 0,2 \left(\frac{h}{d_s} = 1 \right) \text{ για } 3 \leq \frac{h}{d_s} \leq 4$$

$$a = 1 \text{ για } 4 < \frac{h}{d_s} = \frac{125}{22} = 5,68 \rightarrow a = 1$$

h : ύψος ήλου

γ_v : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, ισούται με 1,25

Μειωτικός συντελεστής k_t :

Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, επειδή οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη σιδηροδοκό, η αντοχή των ήλων πρέπει να απομειωθεί με το συντελεστή k_t , ο οποίος ισούται με:

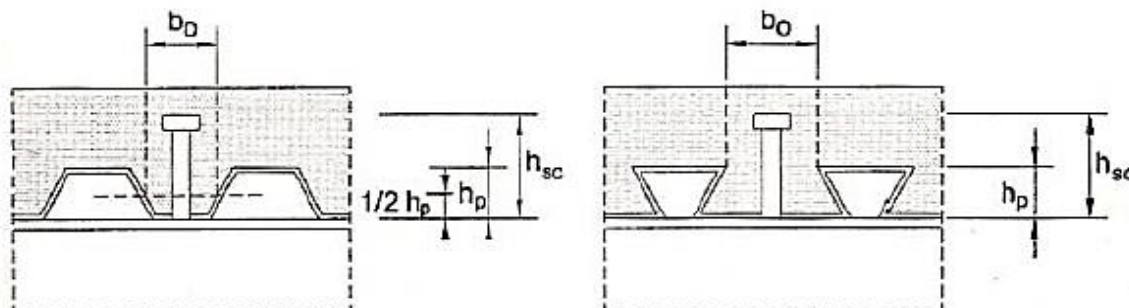
$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq k_{tmax}$$



υπό τις γεωμετρικές προϋποθέσεις:

- $h_p \leq 85 \text{ mm}$, στην περίπτωση μας $h_p = 73 \text{ mm}$
- $b_o = \frac{95.00+50.00}{2} = 72.25 \text{ mm} < h_p = 73 \text{ mm}$

Σημειώνεται ότι το b_o ορίζεται ως το μέσο πλάτος των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων (Εικόνα 4.20) και υπολογίζεται με τη βοήθεια του Σχήματος .



Εικόνα 4.20 : Δοκοί με χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό $d \leq 20 \text{ mm}$ για συγκόλληση των ήλων διαμέσου των φύλλων.

n_r : αριθμός ήλων σε κάθε νεύρωση του φύλλου, λαμβανόμενος στους υπολογισμούς ≤ 2 .

h : το συνολικό πάχος της πλάκας, το οποίο ισούται με 160mm

Συνεπώς, έχουμε:

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του k_t δίνεται από τον παρακάτω πίνακα. Για πάχος φύλλου 1,00mm, συγκόλληση διαμέσου των φύλλων και $n_r=1$ (τοποθετήθηκε 1 ήλος ανά νεύρωση), έχουμε $k_{tmax}=0.85$.

Αριθμός ήλων σε κάθε νεύρωση	Πάχος φύλλου σε mm	Συγκόλληση διαμέσου των φύλλων	Συγκόλληση απευθείας τη δοκού
n=1	≤ 1.0	0.85	0.75
	> 1.0	1.0	0.75
n=2	≤ 1.0	0.70	0.60
	> 1.0	0.80	0.60

Πίνακας 4.4 : Τιμές του $k_{t,max}$

Συνοψίζοντας, η αντοχή κάθε ήλου ισούται με : $P_{rd} = 0,85 \cdot 142,66 = 121,26 \text{ KN}$

Διαμήκης διάτμηση:

Στην ελαστική θεωρία προσδιορίζεται η διατμητική ροή κατά μήκος της δοκού με την παρακάτω σχέση:

$$v_{l,Ed} = \frac{V_{sd} \cdot S}{I_e}$$

Όπου:

V_{sd} : τέμνουσα δύναμη της δοκού



S : στατική ροπή της επιφάνειας του σκυροδέματος ως προς τον ελαστικό ουδέτερο άξονα

I_e : ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής

Θα γίνει υπολογισμός της στατικής ροπής:

Ουδέτερος άξονας στην πλάκα του σκυροδέματος:

$$S = A_\alpha (z_e - z_c)$$

Ουδέτερος άξονας στη σιδηροδοκό :

$$S = \frac{A_c(z_e - z_c)}{\eta}$$

όπου:

A_α : εμβαδόν σιδηροδοκού

A_ψ : εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος

$z_e - z_\alpha$: απόσταση κέντρων βάρους σύμμικτης δοκού-σιδηροδοκού

$z_e - z_\psi$: απόσταση κέντρων βάρους σύμμικτης δοκού-πλάκας σκυροδέματος

Έχουμε λοιπόν:

$$S = 1070,10 \cdot \frac{(8,96 - 4,35)}{13,55} = 364,07 \text{ cm}^3$$

$$V_{sd} = 121,26 \text{ KN}$$

$$I_e = 6069,64 \text{ cm}^4$$

$$L = 3,46 \text{ m}$$

Άρα :

$$v_{l,Ed} = \frac{60,70 \cdot 634,95}{15867,72} = 2,47 \text{ KN/cm}$$

Τέλος, η διαμήκης διάτμηση στη μισή δοκό ισούται με: $V_l = V_{l,Ed} \cdot \frac{L}{2} = 209,78 \text{ KN}$

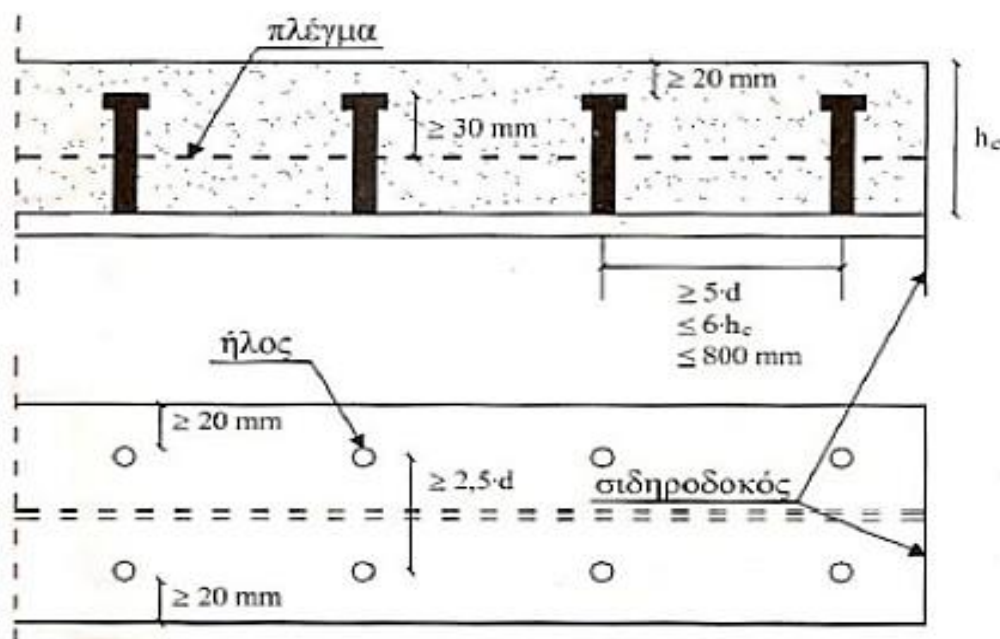
Συνεπώς, στη μισή δοκό απαιτείται αριθμός ήλων που ισούται με:

$$n_{\eta\lambda\omega\nu} = \frac{V_l}{P_{Rd}} = 2 \text{ ήλοι και τοποθετούνται ανά ίσες αποστάσεις: } e_L = \frac{L/2}{n_{\eta\lambda\omega\nu}} = 86,5 \text{ cm}$$

Τοποθετώντας λοιπόν 1 ήλο ανά 18,75cm, που είναι και η απόσταση των αξόνων δύο διαδοχικών νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, υπερκαλύπτουμε την δρώσα διαμήκη διάτμηση. Οι αποστάσεις μεταξύ των διατμητικών συνδέσμων ελέγχονται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.5:



	$\min e_L$	$\max e_L$	$\min e_T$	$\min c$ (όπου απαιτείται για ανθεκτικότητα)	$\min h_{sc} - h_p$	$\min b_0$	$\min h_1$
Ολοσωμες πλάκες		$\leq 6 \cdot h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$	$2,5d$	20 mm	—	—	30 mm
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο \perp σιδηροδοκό)	$5d$	$\leq 6 \cdot (h_c + h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$	$4d$	ότι ισχύει για οπλισμό μείον 5 mm	$2d$	50 mm	



Πίνακας 4.5 : Περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων

-Διαμήκης διεύθυνση:

- $\min e_L = 5d = 95 \text{ mm} < 225 \text{ mm}$
- $\max e_L = \min \{6(h_c + h_p), 800 \text{ mm}\} = \min \{960, 800\} = 800 \text{ mm} > 187,5 \text{ mm}$

-Εγκάρσια διεύθυνση:

Αφού τοποθετήθηκε μόνο ένας ήλος ανά νεύρωση, οι απαιτήσεις του Πίνακα προφανώς ικανοποιούνται.



4.6.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

4.6.2.1 Έλεγχος βελών:

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας. Το συνολικό βέλος δ_{max} προκύπτει από το άθροισμα των δύο αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του Πίνακα 4.6. Στην περίπτωση μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα ισούται με:

$$\delta_{επιτρ.} = \frac{L}{250} = 1.4cm$$

	δ_{max}	δ_2
Στέγες γενικώς	l/200	l/250
Πατώματα γενικώς	l/250	l/300
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	l/250	l/350

Πίνακας 4.6 : Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

δ_{max} : τελικό βέλος από τον οριζόντιο

δ_2 : πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρόνιων παραμορφώσεων

Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για τα φορτία λειτουργικότητας

$1,00G + 1,00Q$, τα οποία διαχωρίζονται ως εξής:

Ίδιο βάρος πλακών και διαδοκίδας:

$$g_o = 2.78 \cdot 1.23 + 0.129 = 3.55 \text{ KN/m}$$

Πρόσθετα μόνιμα:

$$g_1 = 2.0 \cdot 1.23 = 2.46 \text{ KN/m}$$

Κινητά:

$$q = 2.0 \cdot 1.23 = 2.46 \text{ KN/m}$$

Όσον αφορά στην υποστήριξη της δοκού, εξετάστηκαν δυο ενδεχόμενα χωριστά:

1. Κατασκευή της διαδοκίδας χωρίς υποστήριξη
2. Κατασκευή της διαδοκίδας με υποστήριξη

Σημειώνεται εδώ ότι και στις δύο περιπτώσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με $E_a = 210000 \text{ MPa}$. Το βέλος στο μέσο αμφιέρειστης δοκού δίνεται από τη σχέση :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_a \cdot I}$$



1. Χωρίς υποστήριξη:

Στην περίπτωση αυτή, κατά τη φάση της κατασκευής (όπου δρα μόνο το φορτίο g_0) λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός και συνεπώς το βέλος της φάσης αυτής υπολογίζεται με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά αυτής ($I_{ay}=541\text{cm}^4$). Μετά την κατασκευή προστίθενται και τα υπόλοιπα φορτία και τα πρόσθετα βέλη υπολογίζονται με τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πια διατομής ($I_e=6069,64\text{cm}^4$). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.7.

Διατομή	Φορτίο KN/m		I(cm ⁴)	δ(cm)	Σδ(cm)
Χαλύβδινη	g_0	3.55	541	0.18	0.55
Σύμμικτη	g_1	2.46	6069,64	0.014	0,586
Σύμμικτη	q	2.46	6069,64	0.014	0,622

Πίνακας 4.7 : Έλεγχος βελών δοκού χωρίς υποστήριξη

Όπως φαίνεται στους παραπάνω πίνακες, για την κατασκευή των διαδοκίδων απαιτείται υποστήριξη κατά τη φάση σκλήρυνσης του σκυροδέματος, προκειμένου οι παραμορφώσεις να μην ξεπερνούν τα επιτρεπόμενα όρια.



5^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΕΠΙΛΥΣΗ – ΣΥΖΕΥΓΜΕΝΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στο ακόλουθο κεφάλαιο παρατίθεται η επίλυση του κτιρίου, όπου το υφιστάμενο κτίριο και η προσθήκη θεωρούνται συζευγμένα. Υπολογίζονται τα σεισμικά φορτία που δρουν στο μεταλλικό κτίριο και επιλέγεται το σύστημα δυσκαμψίας που θα τοποθετηθεί σε αυτό. Ακολουθεί ο έλεγχος επιλεγμένων μελών του φορέα και των πλαισίων παραλαβής ροπής, τόσο σε κατακόρυφα όσο και σε οριζόντια φορτία σύμφωνα με τους κανονισμούς που αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.

5.1 Φορτία – Σεισμικές Δράσεις

Θα ληφθεί ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με τον μικρότερο των δύο κτιρίων, δηλαδή $q = 1,7$. Η τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ισούται με: $A=0,24 \times g$.

Οι παραδοχές που έχουν γίνει για το σεισμό είναι:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II → Επιτάχυνση $A=0,24g$

Κατηγορία εδάφους B → ($S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2,0s$)

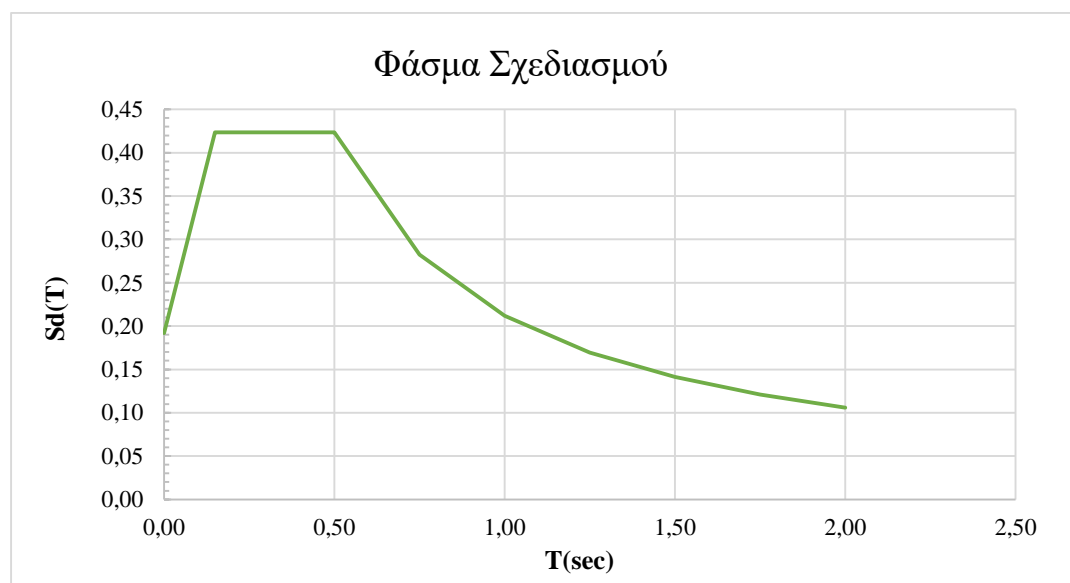
Κατηγορία σπουδαιότητας II → (συνήθη κτίρια)

Συντελεστής συμπεριφοράς → $q = 1,70$

Απόσβεση → 5%

Τύπος φάσματος → 1

Το φάσμα λοιπόν που εισάγεται σ' ολόκληρο το κτίριο είναι:



Εικόνα 5.1 : Φάσμα σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού



5.2 Επιλογή Συστήματος Δυσκαμψίας

Θα σχεδιάσουμε το προσομοίωμα, δηλαδή τα συστήματα παραλαβής των δράσεων που θα τοποθετηθούν και στις δυο διευθύνσεις του κτιρίου προκειμένου να ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι τόσο σε κατακόρυφα όσο και σε οριζόντια (κυρίως σεισμικά) φορτία.

Οι έλεγχοι που έγιναν είναι οι εξής:

Έλεγχος σε Γωνιακή Παραμόρφωση:

Θα υπολογιστούν οι οριζόντιες παραμορφώσεις για τις σεισμικές δράσεις.

Για μη ευαίσθητα διαχωριστικά ισχύει ότι:

$$d_r \cdot v \leq \psi \cdot h \rightarrow \frac{d_r \cdot v}{h} \leq \psi = 0,0070$$

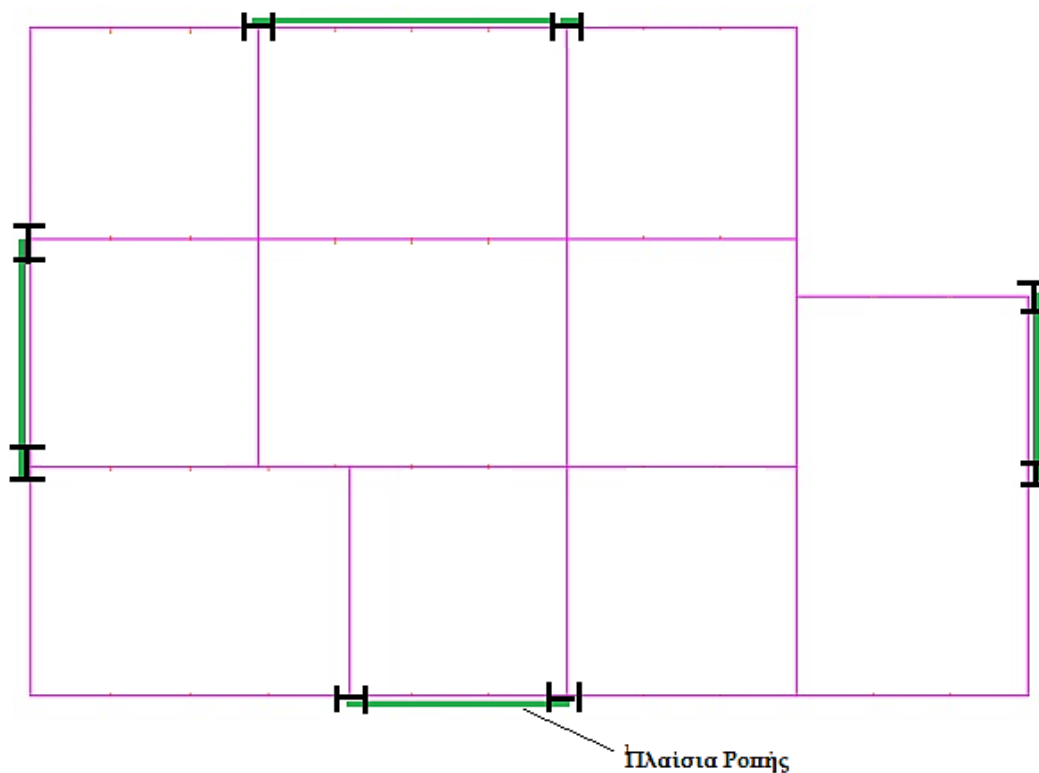
Όπου:

d_r η σχετική παραμόρφωση των ορόφων και ισούται με την ελαστική παραμόρφωση επί τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

$v = 0,50$ για συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων.

$\psi = 0,0070$ για μη ευαίσθητα διαχωριστικά.

Για τον υπολογισμό της σχετικής παραμόρφωσης d_r λήφθησαν από τη δυναμική φασματική ανάλυση οι τιμές των μετατοπίσεων δ_o , δ_u , οι οποίες ισούνται με τις μετατοπίσεις της άνω και της κάτω πλάκας ενός ορόφου.

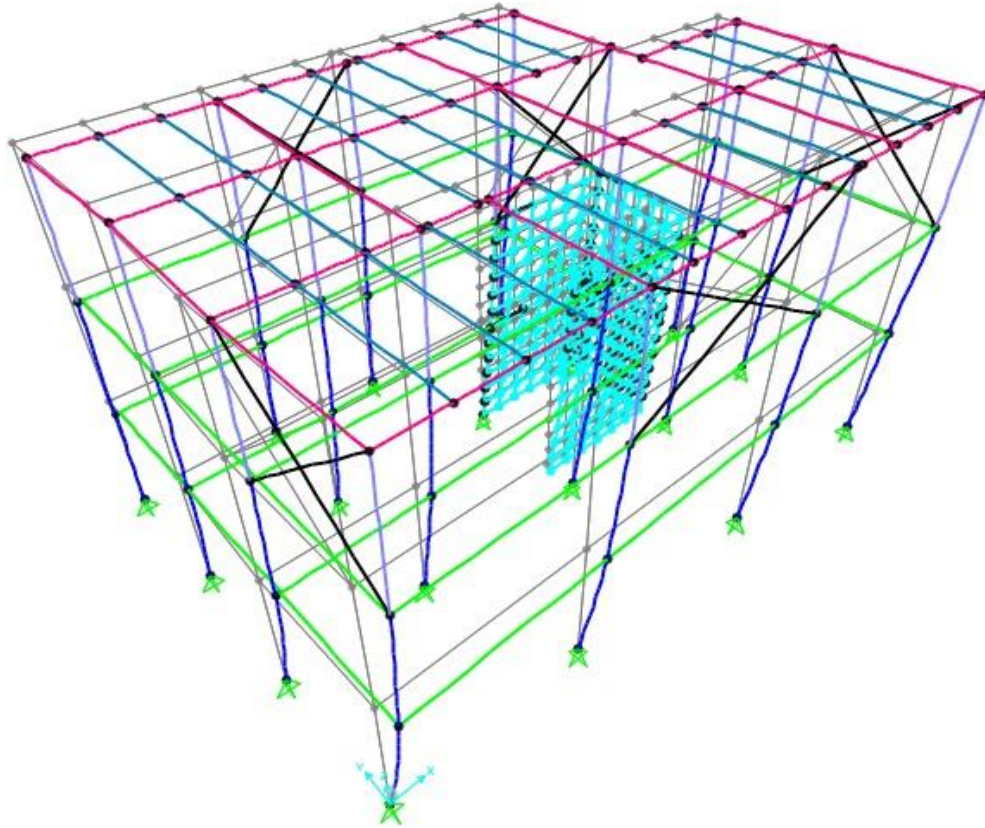


Εικόνα 5.2 : Διάταξη πλαισίων παραλαβής ροπής σε κάτοψη

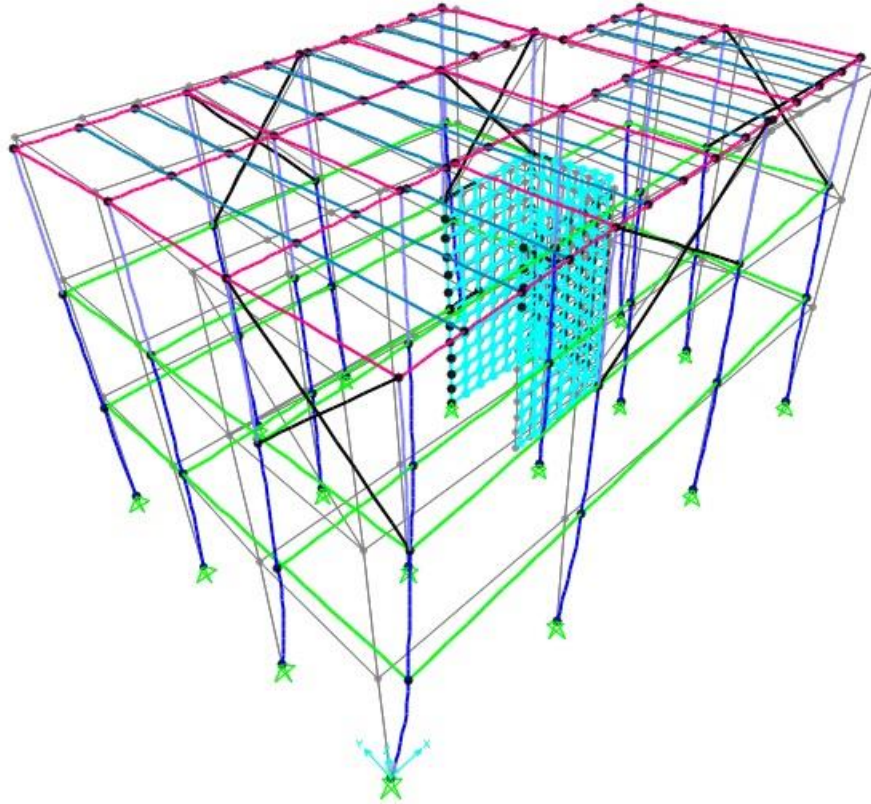
Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα, έχουν τοποθετηθεί πλαίσια παραλαβής ροπής κατά τις δυο διευθύνσεις, όσο το δυνατόν πιο συμμετρικά. Τα πλαίσια ροπής είναι εκείνα που παραλαμβάνουν τις οριζόντιες δράσεις και εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου, με τη μικρή συμβολή των υπολοίπων υποστυλωμάτων. Λειτουργούν μέσω κάμψης των δοκών και των υποστυλωμάτων, ενώ κυρίαρχη σημασία έχει η διαμόρφωση των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων ως κόμβων ροπής. Όσον αφορά στις διατομές στα πλαίσια παραλαβής ροπών, τοποθετήθηκαν δοκοί από τη σειρά ΙΡΕ και υποστυλώματα ΗΕΒ.



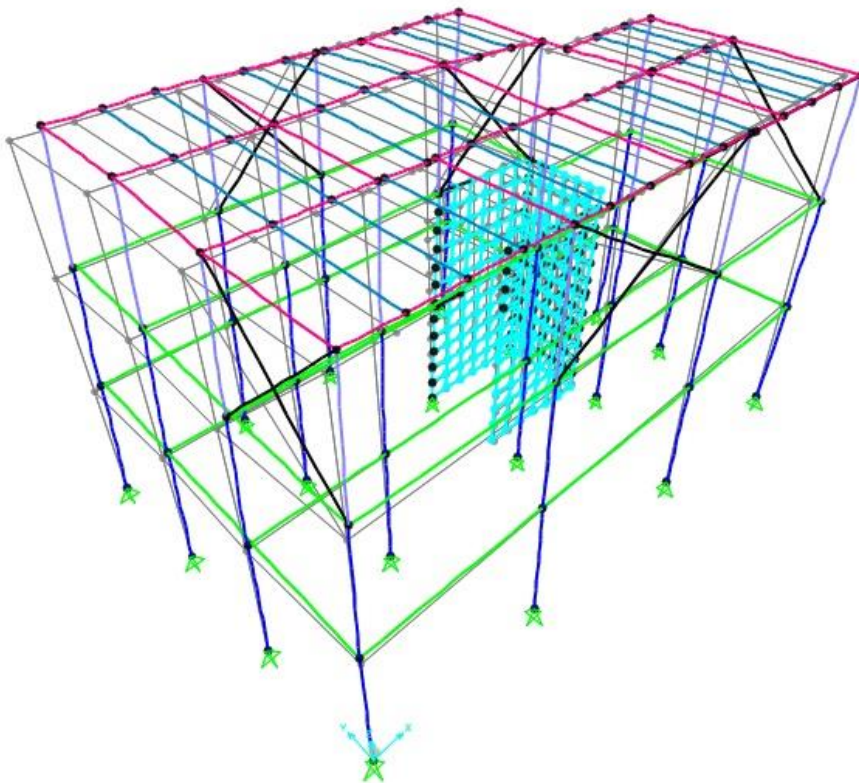
Ιδιομορφές της κατασκευής:



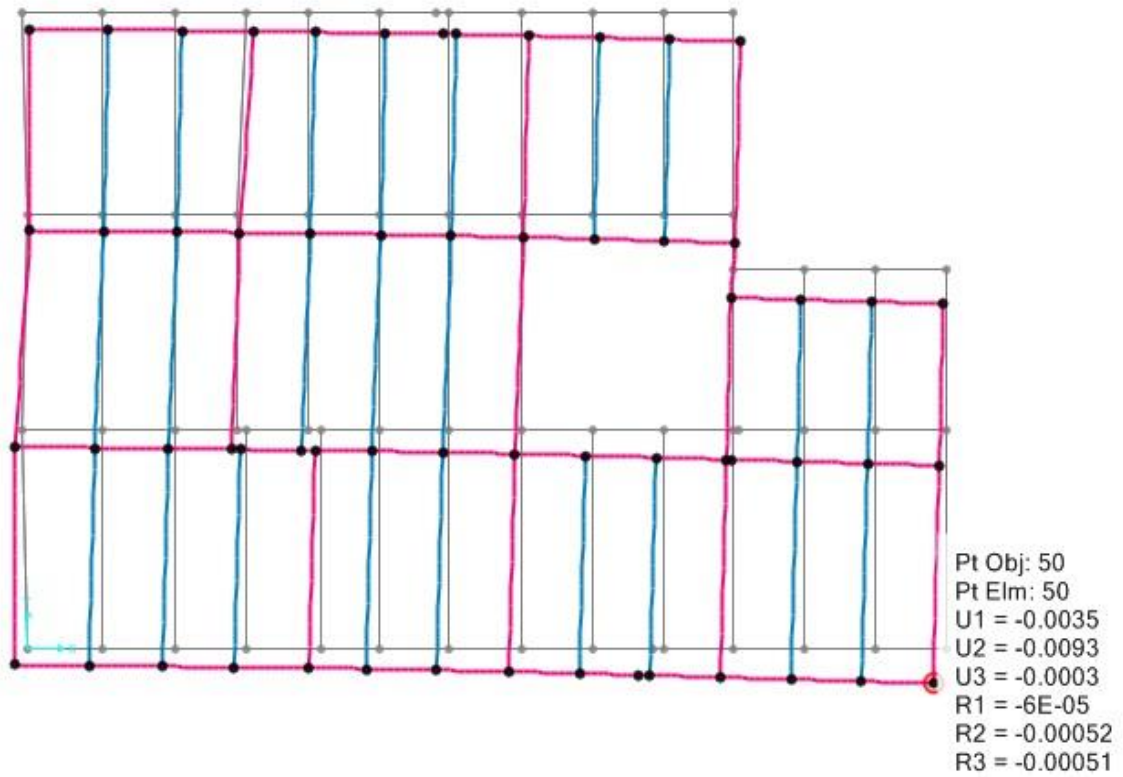
Εικόνα 5.3 : 1η ιδιομορφή (όψη του κτιρίου) – μεταφορική κίνηση ως προς y , $T_1=0,562s$



Εικόνα 5.4 : 2η ιδιομορφή (όψη του κτιρίου) – στροφική κίνηση $T_2=0,169s$



Εικόνα 5.5 : 1η ιδιομορφή (όψη του κτιρίου) – μεταφορική κίνηση ως προς x , $T_3=0,159s$



Εικόνα 5.6 : Μετακινήσεις κατασκευής κατά την σεισμική διέγερση



5.3 Έλεγχος Κύριων Δοκών Στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) & Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

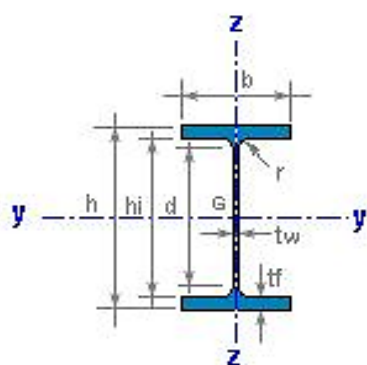
Ο βασικός ρόλος των κύριων δοκών και στις δύο διευθύνσεις είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις δευτερεύουσες δοκούς και η μεταφορά τους στα υποστυλώματα. Με μόνη εξαίρεση τις δοκούς των πλαισίων παραλαβής ροπής ($\Delta x2$, $\Delta x14$, $\Delta y1$ και $\Delta y13$), οι κύριες δοκοί δε συμμετέχουν στο κύριο σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων του φορέα. Οι κύριες δοκοί συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), πλην των πλαισίων ροπής όπου η σύνδεση υποστυλώματος-δοκού θεωρείται πάκτωση.

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ο σχεδιασμός της δυσμενέστερης αμφιέριστης ($\Delta y4$) και της δυσμενέστερης αμφίπακτης ($\Delta y1$) δοκού. Η σύμμικτη λειτουργία των κύριων δοκών εξασφαλίζεται με τρόπο παρόμοιο με τις διαδοκίδες, δηλαδή αγνοείται η περιοχή της πλάκας με τις νευρώσεις και η πλάκα σκυροδέματος θεωρείται σταθερού πάχους με τιμή $d = 87\text{mm}$, ενώ το συνολικό πάχος της πλάκας είναι $h_{\text{ολ}} = 160\text{mm}$. Η συνεργασία των δύο υλικών γίνεται με τη χρήση διατμητικών ήλων συγκολλημένων απ' ευθείας στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού.

Η σιδηροδοκός που λειτουργεί ως κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού επιλέχθηκε από τη σειρά προτύπων ελατών διατομών IPE. Η τελική διατομή προέκυψε μετά από δοκιμές που οδήγησαν στην επιλογή της διατομής IPE 220. Η διατομή αυτή έχει πλάτος πέλματος $b = 110\text{mm}$, συνεπώς ικανοποιείται η απαίτηση του ελάχιστου πλάτους για το σκυρόδεμα.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της χαλύβδινης διατομής:

IPE 220



$h = 220\text{ mm}$	$r = 12\text{ mm}$
$b = 110\text{ mm}$	$d = 177.6\text{ mm}$
$t_w = 5.9\text{ mm}$	$h_i = 201.6\text{ mm}$
$t_f = 9.2\text{ mm}$	

$A = 33.4\text{ cm}^2$	$M = 26.2\text{ kg/m}$
------------------------	------------------------

$I_y = 2772\text{ cm}^4$	$I_z = 205\text{ cm}^4$
$W_y = 252.0\text{ cm}^3$	$W_z = 37.3\text{ cm}^3$
$W_{ply} = 285.4\text{ cm}^3$	$W_{plz} = 58.1\text{ cm}^3$
$i_y = 9.11\text{ cm}$	$i_z = 2.48\text{ cm}$
$I_t = 9.0\text{ cm}^4$	$I_w = 22761\text{ cm}^6$

$S_y = 142.7\text{ cm}^3$	$A_{vz} = 15.88\text{ cm}^2$
$s_y = 19.4\text{ cm}$	

$AL = 0.848\text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 32.35\text{ m}^2/\text{t}$
----------------------------------	----------------------------------

Εικόνα 5.7 : Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά της διατομής IPE220.



Αρχικά, θα δειχθεί ο έλεγχος της δοκού Δγ4 που είναι αμφιέρειστη.

Συνεργαζόμενα πλάτη δοκών:

Το συνεργαζόμενο πλάτος των σύμμικτων δοκών υπολογίζεται ως εξής:

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei}$$

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

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 παράλληλων κορμών.

Στην περίπτωση αυτή το συνεργαζόμενο πλάτος της συγκεκριμένης κύριας δοκού είναι:

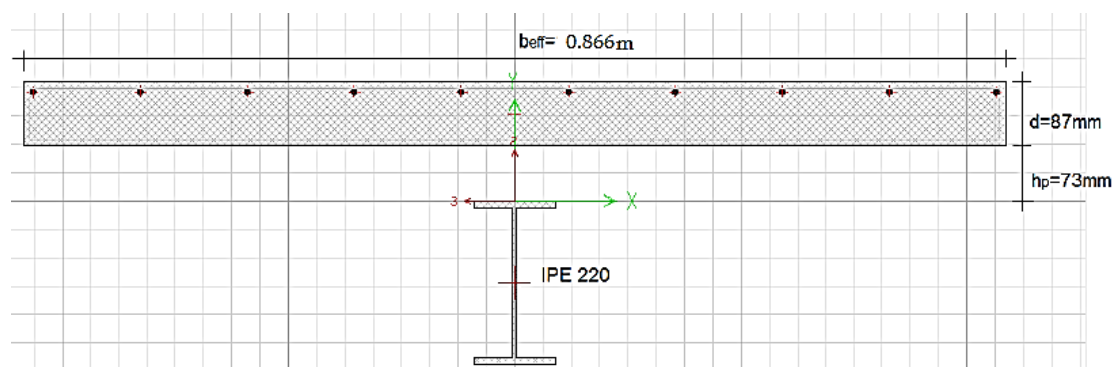
$L_e = L = 3.46 \text{ m}$ (λόγω αμφιέρειστης λειτουργίας)

$$b_i = 1,18/2 + 0,94/2 = 1,06 \text{ m}$$

$$b_{ei} = 3,46/8 = 0,433 < b_i = 1,06 \Rightarrow b_{ei} = 0,433$$

Έχουμε λοιπόν : $b_{eff} = 0 + 2 \cdot 0,433 = 0,866 \text{ m}$

Όπως προαναφέρθηκε, η πλάκα σκυροδέματος έχει πάχος $d=87\text{mm}$ και η θέση της σε σχέση με τη σιδηροδοκό φαίνεται στην Εικόνα 5.8.



Εικόνα 5.8 : Διατομή σύμμικτης κύριας δοκού Δγ4

5.3.1 Φορτία

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

- ✚ Μόνιμα φορτία
 - Ίδιο βάρος πλακών: $g_{πλακ} = 2,78 \text{ kN/m}^2$
 - Ίδιο βάρος δοκών : $g_{δοκ} = 0,262 \text{ KN/m}^2$
 - Πρόσθετα μόνιμα φορτία: $g_{προσθ} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- ✚ Κινητά φορτία: $q = 2 \text{ kN/m}^2$



5.3.2 Κατάταξη Διατομής της Δοκού

Πέλμα :

$$c = \frac{b + S_s}{2} = \frac{110 - 38.36}{2} = 35.82mm \text{ και } t_f = 9.2mm$$

Χάλυβας S275 $\rightarrow \epsilon=0,92$

$$\frac{c}{t_f} = 3.89 < 9\epsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Συνεπώς το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Κορμός:

$$c = d = 177.6mm \quad t_w = 5.9mm$$

Χάλυβας S275 $\rightarrow \epsilon=0,92$

$$\frac{c}{t_w} = 30.10 < 72 \cdot 0.92 = 66.24$$

Συνεπώς ο κορμός είναι κατηγορίας 1. Τελικώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το πέλμα όσο και κορμός είναι κατηγορίας 1.

5.3.3 Έλεγχος Ροπών Σύμμικτων Δοκών:

Υπολογισμός της ροπής αντοχής (με την πλαστική μέθοδο):

Για τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Θα υπολογίσουμε την θέση του ουδέτερου άξονα και αν βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε η σιδηροδοκός υπόκειται σε εφελκυσμό. Υποθέτουμε ότι η ουδέτερη γραμμή βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$.

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη: } D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \cdot f_{ad}}{b \cdot f_{cd}} \leq d$$

Όπου:

Σκυρόδεμα σε θλίψη :

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 2.5 / 1.5 = 1.417KN/cm^2$$

Δομικός χάλυβας :

$$f_{ad} = f_{ay} / \gamma_a = 27.5 / 1.00 = 27.5KN/cm^2$$

$$\text{Άρα } D = Z \rightarrow z_0 = \frac{33,37 \cdot 27,5}{86,6 \cdot 1,417} = 7.47cm \leq d = 8.7m$$

$$\text{Θλιπτική δύναμη: } D = b \cdot z_0 \cdot f_{cd}$$



$$\text{Εφελκυστική δύναμη} : : Z = A_{\alpha} \cdot f_{ad} = 33.37 \cdot 27.5 = 917.675 \text{KN}$$

Πλαστική ροπή:

$$M_{pl,Rd} = Z \left(z_a - \frac{z_o}{2} \right) = A_o \cdot f_{ad} \left(z_a - \frac{z_o}{2} \right) = 917.675 \left(27 - \frac{7.47}{2} \right) = 213.497 \text{KNm}$$

Όπου z_a είναι η θέση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού και ισούται με :

$$z_a = h_{ολ} + \frac{h}{2} = 16 + \frac{22}{2} = 27 \text{cm}$$

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας OKA1 : $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q \rightarrow M_{Ed} = 12.63 \text{KNm}$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \rightarrow \frac{12.63}{213.497} = 0.06 < 1$$

Επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.

5.3.4 Έλεγχος σε Διάτμηση

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον συνδυασμό OKA1 και ισούται με $V_{Ed} = 19.56 \text{KN}$

$$\text{Αντοχή σε τέμνουσα: } V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}} = 252.13 \text{KN} > V_{sd}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.

Έλεγχος σε διατμητική αντοχή :

Επιλέγουμε:

- Διάμετρος ήλων: $d = 19 \text{ mm} < 2,5 \cdot t_f = 2,5 \cdot 9,0 = 22,5 \text{ mm}$
- Ύψος ήλων: $h = 125 \text{mm}$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 500 \text{MPa}$

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

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση: } P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v = 90.73 \text{KN}$$

$$\text{Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»: } P_{Rd} = 0.29 \cdot a \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 73,13 \text{KN}$$

Όπου:

d_s : διάμετρος κορμού του ήλου

f_u : ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500

f_{ck}, E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d_s} = 1 \right) \text{ για } 3 \leq \frac{h}{d_s} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \text{ για } 4 < \frac{h}{d_s} = \frac{125}{22} = 5.68 \rightarrow \alpha = 1$$

h : ύψος ήλου

γ_v : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, ισούται με 1,25

Μειωτικός συντελεστής k_t :

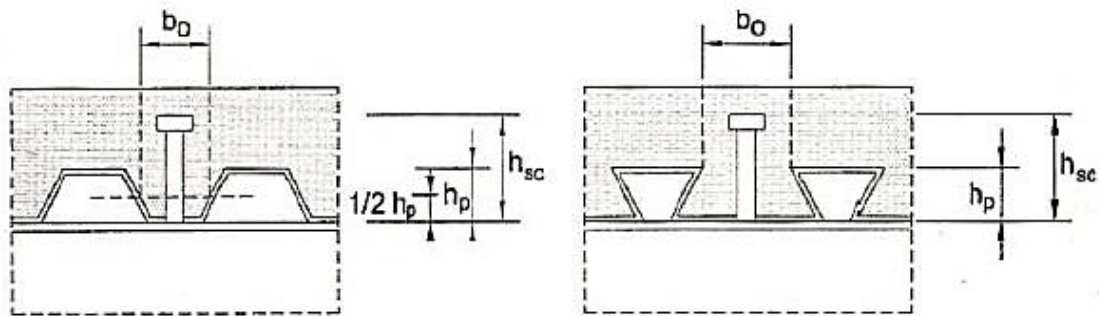
Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, επειδή οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη σιδηροδοκό, η αντοχή των ήλων πρέπει να απομειωθεί με το συντελεστή k_t , ο οποίος ισούται με:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq k_{tmax}$$

υπό τις γεωμετρικές προϋποθέσεις:

- $h_p \leq 85 \text{ mm}$, στην περίπτωση μας $h_p = 73 \text{ mm}$
- $b_o = \frac{95.00+50.00}{2} = 72.25 \text{ mm} < h_p = 73 \text{ mm}$

Σημειώνεται ότι το b_o ορίζεται ως το μέσο πλάτος των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων (Εικόνα 5.9) και υπολογίζεται με τη βοήθεια του Σχήματος.



Εικόνα 5.9 : Δοκοί με χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό

$d \leq 20 \text{ mm}$ για συγκόλληση των ήλων διαμέσου των φύλλων

n_r : αριθμός ήλων σε κάθε νευρώση του φύλλου, λαμβανόμενος στους υπολογισμούς ≤ 2

h : το συνολικό πάχος της πλάκας, το οποίο ισούται με 160mm

Συνεπώς, έχουμε: $k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{72,75}{73} \left(\frac{160}{73} - 1 \right) = 0,83$

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του k_t δίνεται από τον παρακάτω πίνακα. Για πάχος φύλλου 1,00mm, συγκόλληση διαμέσου των φύλλων και $n_r=1$ (τοποθετήθηκε 1 ήλος ανά νευρώση), έχουμε $k_{tmax}=0.85$. Συννοίζοντας, η αντοχή κάθε ήλου ισούται με : $P_{Rd} = 0,83 \cdot 73,13 = 60,70 \text{ KN}$

Στην πλαστική θεωρία θεωρούμε ότι η διαμήκης διάτμηση ισούται με τη συνολική:

$$P_{cd} + P_{sd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 1725,06 \text{ KN}$$

Η συμβολή του οπλισμού της πλάκας είναι : $P_{sd} = 4.42 \text{ cm}^2 \frac{500}{1.15} = 192 \text{ KN}$



Συνεπώς η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια δοκού- πλάκας ισούται με :
 $V_I=1825.06\text{KN}$. Απαιτείται αριθμός ήλων που ισούται με: $n_{\eta\lambda\omega\nu} = \frac{V_I}{P_{Rd}} = 18$ ήλοι και
τοποθετούνται ανά ίσες αποστάσεις $e_L = \frac{L}{n_{\eta\lambda\omega\nu}} = 19,22\text{cm}$. Τοποθετώντας λοιπόν 1
ήλο ανά 18,75cm, που είναι και η απόσταση των αξόνων δύο διαδοχικών νευρώσεων
του χαλυβδόφυλλου, υπερκαλύπτουμε την δρώσα διαμήκη διάτμηση.

-Διαμήκης διεύθυνση:

- $\min e_L = 5d = 95\text{mm} < 225\text{mm}$

- $\max e_L = \min\{6(h_c+h_p), 800\text{mm}\} = \min\{960, 800\} = 800\text{mm} > 187,5\text{mm}$

-Εγκάρσια διεύθυνση:

Αφού τοποθετήθηκε μόνο ένας ήλος ανά νευρώση, οι απαιτήσεις προφανώς
ικανοποιούνται.

5.3.5 Έλεγχος Βελών:

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για
τη φάση λειτουργίας. Το συνολικό βέλος δ_{\max} προκύπτει από το άθροισμα των δύο
αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του Πίνακα 4.6.2.2.1. Στην
περίπτωσή μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα ισούται με:

$$\delta_{\text{επιτρ.}} = \frac{L}{250} = 1.4\text{cm}$$

Όπου:

δ_{\max} : τελικό βέλος από τον οριζόντιο

δ_2 : πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρόνιων παραμορφώσεων

Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου.

Η επιφάνεια επιρροής της δοκού θεωρείται προσεγγιστικά ίση με : $E=6,5\text{m}^2$

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για τα φορτία λειτουργικότητας
 $1,00G + 1,00Q$, τα οποία διαχωρίζονται ως εξής:

Ίδιο βάρος πλακών και διαδοκίδας:

$$g_{\text{πλ.ακ}} = 2.78\text{KN/m}$$

Ίδιο βάρος δοκών : $g_{\text{δοκ}} = 0,262\text{KN/m}$

Συνολικά τα κατανεμημένο φορτίο λόγω των ίδιων βαρών των παραπάνω στοιχείων
ισούνται με $g_0 = 6,5 \cdot 2,78/3,46 + 0,262 = 5,48\text{KN/m}$

Πρόσθετα μόνιμα:

$$g_1 = 2.0 \cdot E/L = 2 \cdot 5.5/3.46 = 3.18\text{KN/m}$$

Κινητά:

$$q = 2 \cdot E_1/L + 5 \cdot E_2/L = 2.0 \cdot 3.25/3.46 + 5 \cdot 2.32/3.46 = 5.23\text{KN/m}$$

όπου E_1 είναι η επιφάνεια επιρροής της δοκού στο δάπεδο της πλάκας Π1,
ενώ η E_2 είναι η επιφάνεια επιρροής της δοκού στο δάπεδο της πλάκας Π2.



Όσον αφορά στην υποστήριξη της δοκού, εξετάστηκαν δυο ενδεχόμενα χωριστά:

1. Κατασκευή της διαδοκίδας χωρίς υποστήριξη
2. Κατασκευή της διαδοκίδας με υποστήριξη

Σημειώνεται εδώ ότι και στις δύο περιπτώσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με $E_a = 210000 \text{ MPa}$. Το βέλος στο μέσο αμφιέριστης δοκού δίνεται από τη σχέση :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_a \cdot I}$$

1. Χωρίς υποστήριξη:

Στην περίπτωση αυτή, κατά τη φάση της κατασκευής (όπου δρα μόνο το φορτίο g_0) λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός και συνεπώς το βέλος της φάσης αυτής υπολογίζεται με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά αυτής ($I_{ay}=2772\text{cm}^4$). Μετά την κατασκευή προστίθενται και τα υπόλοιπα φορτία και τα πρόσθετα βέλη υπολογίζονται με τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πια διατομής ($I_e=15867.72\text{cm}^4$). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1. Για τον υπολογισμό των βελών στη φάση λειτουργίας απαιτείται ο προσδιορισμός της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, είναι επιτρεπτό να αμεληθεί η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, αρκεί να θεωρηθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή:

$$E_{cm} = \frac{31000}{2} = 15500 \text{ MPa}$$

Πάχος σκυροδέματος: $d=87\text{mm}$

Πάχος πλάκας: $h_{ολ}=160\text{mm}$

$l=3.46\text{m}$, $b_{eff}=1.23\text{m}$

$$A_c = d \cdot b_{eff} = 1070.10 \text{ cm}^2, z_c = \frac{8.7}{2} = 4.35 \text{ cm}$$

$$I_{c0} = \frac{123 \cdot 8.7^3}{12} = 6749.66 \text{ cm}^4$$

$$A_s = \frac{123}{15} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} = 4.12 \text{ cm}^2, z_s = c = 3 \text{ cm}$$

$$A_a = 33.4 \text{ cm}^2, z_a = 16 + \frac{22,0}{2} = 27 \text{ cm}, I_{a,y} = 2772,0 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{15,5} = 13,55$$

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} = 112,37 \text{ cm}^2$$

Κέντρο βάρους S:

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_{ca} \cdot z_c + A_s \cdot z_s}{A_e} = 12.39 \text{ cm}$$

Ισοδύναμη ροπή αδράνειας :



$$I_e = I_{ay} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s(z_s - z_e)^2 = 15867.72 \text{ cm}^4$$

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

Διατομή	Φορτίο KN/m		I(cm ⁴)	δ(cm)	Σδ(cm)
Χαλύβδινη	g ₀	5,48	2772	1,75	1,75
Σύμμικτη	g ₁	3,18	15876.72	0,17	1,93
Σύμμικτη	q	5,23	15867.72	0,17	2,11 < 1,4

Πίνακας 5.1 : Έλεγχος βελών δοκού χωρίς υποστήριξη

2. Με υποστήριξη:

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 $I_e = 15867.72 \text{ cm}^4$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2.

Διατομή	Φορτίο KN/m		I(cm ⁴)	δ(cm)	Σδ(cm)
Χαλύβδινη	g ₀	5,48	15876.72	0.3	0.3
Σύμμικτη	g ₁	3,18	15876.72	0.17	0.48
Σύμμικτη	q	5,23	15867.72	0.17	0.66 < 1.4

Πίνακας 5.2 : Έλεγχος βελών δοκού με υποστήριξη

Όπως φαίνεται στους παραπάνω πίνακες, για την κατασκευή της κύριας δοκού καλό θα ήταν να υπάρξει υποστήριξη κατά τη φάση σκλήρυνσης του σκυροδέματος, προκειμένου να μην ξεπερνούν οι παραμορφώσεις τα επιτρεπόμενα όρια.

Τέλος, θα δειχθεί ο έλεγχος της δοκού Δy1 που είναι αμφίπακτη και ανήκει σε πλαίσιο ροπής.

Συνεργαζόμενα πλάτη δοκών:

Το συνεργαζόμενο πλάτος των σύμμικτων δοκών υπολογίζεται ως εξής:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

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

Όπου:

b_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 παράλληλων κορμών



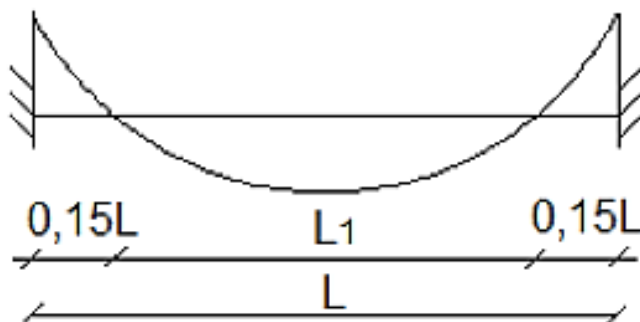
Στην περίπτωση αυτή το συνεργαζόμενο πλάτος της συγκεκριμένης κύριας δοκού είναι:

$$L_e = L - 2 \cdot 0,15L = 2,42 \text{ m (λόγω αμφίπακτης λειτουργίας, βλ. Εικόνα 5.10)}$$

$$b_i = 1,21/2 = 0,605 \text{ m}$$

$$b_{ei} = 3,46/8 = 0,433 < b_i = 0,605 \Rightarrow b_{ei} = 0,433$$

Έχουμε λοιπόν : $b_{\text{eff}} = 0 + 0,433 = 0,433 \text{ m}$



Εικόνα 5.10 : Συνεργαζόμενο πλάτος αμφίπακτης δοκού

5.3.6 Κατάταξη Διατομής Δοκού

Πέλμα :

$$c = \frac{b + S_s}{2} = \frac{110 - 38,36}{2} = 45,3 \text{ mm και } t_f = 9,2 \text{ mm}$$

Χάλυβας S275 $\rightarrow \epsilon = 0,92$

$$\frac{c}{t_f} = 4,92 < 9\epsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Συνεπώς το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Κορμός:

$$c = d = 177,6 \text{ mm} \quad t_w = 5,9 \text{ mm}$$

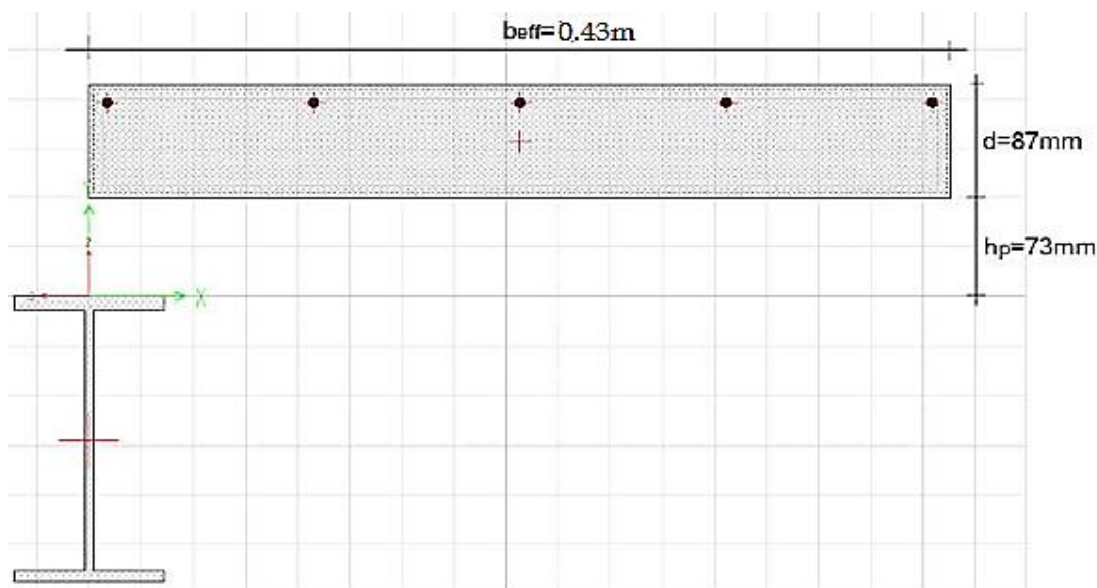
Χάλυβας S275 $\rightarrow \epsilon = 0,92$

$$\frac{c}{t_w} = 30,10 < 72 \cdot 0,92 = 66,24$$

Συνεπώς ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Τελικώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το πέλμα όσο και κορμός είναι κατηγορίας 1.

Όπως προαναφέρθηκε, η πλάκα σκυροδέματος έχει πάχος $d=87 \text{ mm}$ και η θέση της σε σχέση με τη σιδηροδοκό φαίνεται στην Εικόνα 5.11 .



Εικόνα 5.11 : Διατομή σύμμικτης κύριας δοκού Δγ1

5.3.7 Φορτία

Τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν οι κύριες δοκοί στη φάση λειτουργίας είναι τα παρακάτω:

- ✚ Μόνιμα φορτία
 - Ίδιο βάρος πλακών: $g_{\text{πλακ}} = 2,78 \text{ kN/m}^2$
 - Πρόσθετα μόνιμα φορτία: $g_{\text{προσθ}} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- ✚ Κινητά φορτία: $q = 2 \text{ kN/m}^2$

5.3.7.1 Έλεγχος Ροπών Σύμμικτων Δοκών:

Υπολογισμός της ροπής αντοχής (με την πλαστική μέθοδο):

Γεωμετρικά στοιχεία:

Πάχος σκυροδέματος: $d = 87 \text{ mm}$

Πάχος πλάκας: $h_{ολ} = 160 \text{ mm}$

Συνεργαζόμενο πλάτος: $b_{eff} = 0,43 \text{ m}$

$$A_c = d \cdot b_{eff} = 374.1 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 33.37 \text{ cm}^2$$

Απλοποιητικά θα αγνοήσουμε τον οπλισμό της πλάκας.

Θέση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού:

$$z_a = h + h_{ολ} = \frac{22 \text{ cm}}{2} + 16 \text{ cm} = 27 \text{ cm}$$

Σκυρόδεμα σε θλίψη :



$$f_{cd} = 0.85f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot 2.5/1.5 = 1.417\text{KN}/\text{cm}^2$$

Δομικός χάλυβας :

$$f_{ad} = f_{ay}/\gamma_a = 27.5/1.00 = 27.5\text{KN}/\text{cm}^2$$

Ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων:

$$\text{Δύναμη πλάκας σκυροδέματος: } P_{cd} = A_c \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 776.48\text{KN}$$

$$\text{Δύναμη σιδηροδοκού: } P_{ad} = A_a \frac{f_{ak}}{\gamma_M} = 917.68\text{KN}$$

Επειδή $P_{cd} < P_{ad}$, προκειμένου να υπάρχει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων υπάρχει ζώνη της χαλύβδινης δοκού που θλιβεται με επιφάνεια:

$$A_{a,com} = \frac{P_{ad} - P_{cd}}{\frac{f_{ak}}{\gamma_M}} = \frac{917.68 - 776.48}{27.5} = 5.13\text{cm}^2$$

$$\text{Ύψος θλιβόμενης ζώνης: } t_{a,com} = \frac{A_{a,com}}{b} = \frac{5.13}{11} = 0.467\text{cm} < t_f = 0.92\text{cm}$$

Η ουδέτερη γραμμή λοιπόν βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της σιδηροδοκού.

Επομένως η πλαστική ροπή:

$$M_{pl,Rd} = A_c \cdot \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \left(h + h_p + \frac{d}{2} \right) + A_{a,com} \cdot \frac{f_{ak}}{\gamma_M} \left(h - \frac{t_{a,com}}{2} \right) - A_a \cdot \frac{f_{ak}}{\gamma_M} \left(h - \frac{t_{a,com}}{2} \right) = 193.22\text{KNm}$$

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας OKA1 : $1,35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \rightarrow M_{Ed} = 6 \text{ KNm}$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \rightarrow \frac{6}{193.22} = 0.03 < 1$$

Επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.

5.3.7.2 Έλεγχος σε Διάτμηση

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον συνδυασμό OKA1 και ισούται με $V_{Ed} = 10.5\text{KN}$

$$\text{Αντοχή σε τέμνουσα: } V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}} = 252.13\text{KN} > V_{sd}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.



Έλεγχος σε διατμητική αντοχή :

Επιλέγουμε:

- Διάμετρος ήλων: $d = 19 \text{ mm} < 2,5 \cdot t_f = 2,5 \cdot 9,0 = 22,5 \text{ mm}$
- Ύψος ήλων: $h = 125 \text{ mm}$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 500 \text{ MPa}$

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

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση: } P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v = 90,73 \text{ KN}$$

$$\text{Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»: } P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 73,13 \text{ KN}$$

Όπου:

d_s : διάμετρος κορμού του ήλου

f_u : ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500

f_{ck}, E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$a = 0,2 \left(\frac{h}{d_s} = 1 \right) \text{ για } 3 \leq \frac{h}{d_s} \leq 4$$

$$a = 1 \text{ για } 4 < \frac{h}{d_s} = \frac{125}{22} = 5,68 \rightarrow a = 1$$

h : ύψος ήλου

γ_v : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, ισούται με 1,25

Μειωτικός συντελεστής k_t :

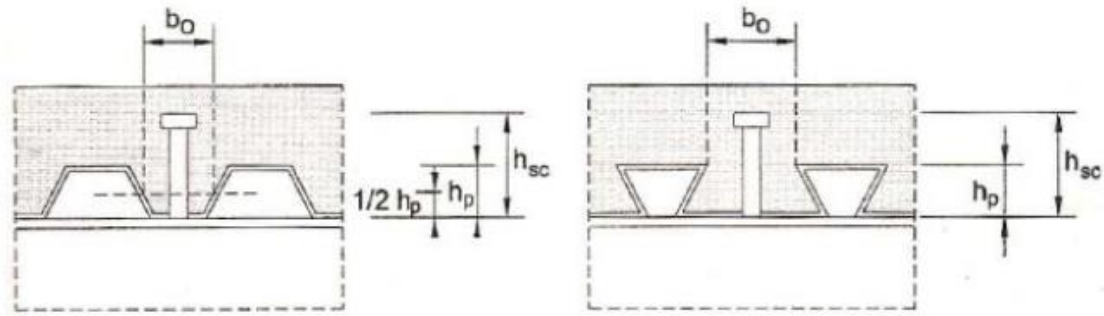
Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, επειδή οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη σιδηροδοκό, η αντοχή των ήλων πρέπει να απομειωθεί με το συντελεστή k_t , ο οποίος ισούται με:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq k_{tmax}$$

υπό τις γεωμετρικές προϋποθέσεις:

- $h_p \leq 85 \text{ mm}$, στην περίπτωση μας $h_p = 73 \text{ mm}$
- $b_o = \frac{95,00 + 50,00}{2} = 72,25 \text{ mm} < h_p = 73 \text{ mm}$

Σημειώνεται ότι το b_o ορίζεται ως το μέσο πλάτος των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων (Εικόνα 5.12) και υπολογίζεται με τη βοήθεια του Σχήματος .



Εικόνα 5.12 : Δοκοί με χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό

$d \leq 20mm$ για συγκόλληση των ήλων διαμέσου των φύλλων

n_r : αριθμός ήλων σε κάθε νεύρωση του φύλλου, λαμβανόμενος στους υπολογισμούς ≤ 2

h : το συνολικό πάχος της πλάκας, το οποίο ισούται με 160mm

Συνεπώς, έχουμε: $k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{72,75}{73} \left(\frac{160}{73} - 1 \right) = 0,83$

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του k_t δίνεται από τον παρακάτω πίνακα. Για πάχος φύλλου 1,00mm, συγκόλληση διαμέσου των φύλλων και $n_r=1$ (τοποθετήθηκε 1 ήλος ανά νεύρωση), έχουμε $k_{tmax}=0.85$.

Συνοψίζοντας, η αντοχή κάθε ήλου ισούται με : $P_{Rd} = 0,83 \cdot 73,13 = 60,70KN$

Διαμήκης διάτμηση:

Στην πλαστική θεωρία θεωρούμε ότι η διαμήκης διάτμηση ισούται με τη συνολική θλιπτική δύναμη που παραλαμβάνουν η πλάκα σκυροδέματος και ο οπλισμός αυτής,

$$P_{cd} + P_{sd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 959,08KN$$

Η συμβολή του οπλισμού της πλάκας είναι : $P_{sd} = 2,1cm^2 \frac{500}{1.15} = 91,3KN$

Συνεπώς η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια δοκού- πλάκας ισούται με : $V_I=959,08KN$. Απαιτείται αριθμός ήλων που ισούται με:

$$n_{\eta\lambda\omega\nu} = \frac{V_I}{P_{Rd}} = 16 \text{ ήλοι και τοποθετούνται ανά ίσες αποστάσεις: } e_L = \frac{L}{n_{\eta\lambda\omega\nu}} =$$

21,37cm. Τοποθετώντας λοιπόν 1 ήλο ανά 37.5cm (2·18,75cm), που είναι και η απόσταση των αξόνων τριών διαδοχικών νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, υπερκαλύπτουμε την δρώσα διαμήκη διάτμηση.

-Διαμήκης διεύθυνση:

- $\min e_L = 5d = 95mm < 225mm$
- $\max e_L = \min\{6(h_c+h_p), 800mm\} = \min\{960, 800\} = 800mm > 187,5mm$



-Εγκάρσια διεύθυνση:

Αφού τοποθετήθηκε μόνο ένας ήλος ανά νεύρωση, οι απαιτήσεις του Πίνακα προφανώς ικανοποιούνται.

5.3.8 Έλεγχος Βελών:

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας. Το συνολικό βέλος δ_{max} προκύπτει από το άθροισμα των δύο αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του Πίνακα 5.3. Στην περίπτωση μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα ισούται με:

$$\delta_{επιτρ.} = \frac{L}{250} = 1.4cm$$

	δ_{max}	δ_2
Στέγες γενικώς	l/200	l/250
Πατώματα γενικώς	l/250	l/300
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	l/250	l/350

Πίνακας 5.3 : Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

δ_{max} : τελικό βέλος από τον οριζόντιο

δ_2 : πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρόνιων παραμορφώσεων. Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου

Η επιφάνεια επιρροής της δοκού θεωρείται προσεγγιστικά ίση με : $E=6,19m^2$
Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για τα φορτία λειτουργικότητας $1,00G + 1,00Q$, τα οποία διαχωρίζονται ως εξής:

Ίδιο βάρος πλακών και διαδοκίδας:

$$g_{πλακ} = 2.78KN/m$$

Ίδιο βάρος δοκών :

$$g_{δοκ} = 0,262KN/m$$

Συνολικά τα κατανεμημένο φορτίο λόγω των ίδιων βαρών των παραπάνω στοιχείων ισούνται με $g_0 = 6,19 \cdot 2,78/3,46 + 0,262 = 5,24KN/m$

Πρόσθετα μόνιμα:

$$g_1 = 2.0 \cdot E/L = 2 \cdot 6,19/3,46 = 3.58KN/m$$

Κινητά:

$$q = 2 \cdot E/L = 3,58KN/m$$

Όσον αφορά στην υποστήριξη της δοκού, εξετάστηκαν δυο ενδεχόμενα χωριστά:

1. Κατασκευή της διαδοκίδας χωρίς υποστήριξη
2. Κατασκευή της διαδοκίδας με υποστήριξη



Σημειώνεται εδώ ότι και στις δύο περιπτώσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με $E_a = 210000 \text{ MPa}$. Το βέλος στο μέσο αμφιέριστης δοκού δίνεται από τη σχέση :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_a \cdot I}$$

1. Χωρίς υποστήριξη:

Στην περίπτωση αυτή, κατά τη φάση της κατασκευής (όπου δρα μόνο το φορτίο g_0) λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός και συνεπώς το βέλος της φάσης αυτής υπολογίζεται με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά αυτής ($I_{ay}=2772\text{cm}^4$). Μετά την κατασκευή προστίθενται και τα υπόλοιπα φορτία και τα πρόσθετα βέλη υπολογίζονται με τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πια διατομής ($I_e=15867.72\text{cm}^4$). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.4.

Για τον υπολογισμό των βελών στη φάση λειτουργίας απαιτείται ο προσδιορισμός της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, είναι επιτρεπτό να αμεληθεί η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, αρκεί να θεωρηθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή:

$$E_{cm} = \frac{31000}{2} = 15500 \text{ MPa}$$

$$\text{Πάχος σκυροδέματος: } d=87\text{mm}$$

$$\text{Πάχος πλάκας: } h_{ολ}=160\text{mm}$$

$$l=3.46\text{m}, b_{eff}=0,43\text{m}$$

$$A_c = d \cdot b_{eff} = 1070.10 \text{ cm}^2, z_c = \frac{8.7}{2} = 4.35 \text{ cm}$$

$$I_{c0} = \frac{123 \cdot 8.7^3}{12} = 6749.66 \text{ cm}^4$$

$$A_s = \frac{123}{15} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} = 4.12 \text{ cm}^2, z_s = c = 3\text{cm}$$

$$A_a = 33.4\text{cm}^2, z_a = 16 + \frac{22,0}{2} = 27\text{cm}, I_{a,y} = 2772,0\text{cm}^4$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{15,5} = 13,55$$

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} = 112,37 \text{ cm}^2$$

Κέντρο βάρους S:

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_{ca} \cdot z_c + A_s \cdot z_s}{A_e} = 12.39\text{cm}$$

Ισοδύναμη ροπή αδράνειας :

$$I_e = I_{ay} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s (z_s - z_e)^2 = 15867.72\text{cm}^4$$



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

Διατομή	Φορτίο KN/m		$I(\text{cm}^4)$	$\delta(\text{cm})$	$\Sigma\delta(\text{cm})$
Χαλύβδινη	g_0	5,24	2772	1,67	1,67
Σύμμικτη	g_1	3,58	15876.72	0,17	1,84
Σύμμικτη	q	3,58	15867.72	0,17	2,04<2,88

Πίνακας 5.4 : Έλεγχος βελών δοκού χωρίς υποστήριξη

2. Με υποστήριξη:

Αν η δοκός υποστηρίζεται κατά την κατασκευή, το σύνολο των φορτίων εφαρμόζονται απ' ευθείας στη σύμμικτη διατομή με την απομάκρυνση του μηχανισμού υποστήριξης. Για το λόγο αυτό όλα τα βέλη υπολογίζονται με $I_e = 15867.72\text{cm}^4$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.5.

Διατομή	Φορτίο KN/m		$I(\text{cm}^4)$	$\delta(\text{cm})$	$\Sigma\delta(\text{cm})$
Χαλύβδινη	g_0	5,24	15876,72	0,29	0,29
Σύμμικτη	g_1	3,58	15876.72	0,17	0,47
Σύμμικτη	q	3,58	15867.72	0,17	0,64<2,88

Πίνακας 5.5 : Έλεγχος βελών δοκού με υποστήριξη

Όπως φαίνεται στους παραπάνω πίνακες, για την κατασκευή της κύριας δοκού καλό θα ήταν να υπάρξει υποστήριξη κατά τη φάση σκλήρυνσης του σκυροδέματος, προκειμένου να μην ξεπερνούν οι παραμορφώσεις τα επιτρεπόμενα όρια.

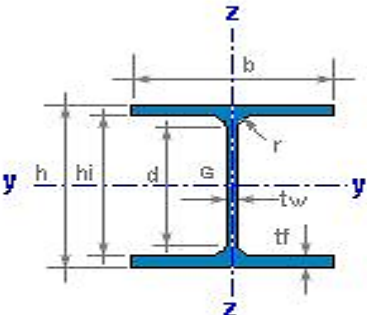
5.4 Έλεγχος Υποστυλώματος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για τα υποστυλώματα του κτιρίου έχουν χρησιμοποιηθεί πρότυπες διατομές σχήματος I και ειδικότερα ενιαία διατομή HEB 300. Ένας κεντρικός στόχος της μόρφωσης των κτιρίων ήταν ο σαφής διαχωρισμός της λειτουργίας ανά διεύθυνση.

Για το λόγο αυτό, όπου απαιτούνται πλαίσια για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων, τα πλαίσια έχουν τοποθετηθεί έτσι, ώστε κανένα υποστυλώμα να μη λειτουργεί καμπτικά και στις δύο διευθύνσεις. Κατά συνέπεια, δεν απαιτήθηκε η χρήση ειδικών διατομών με συμμετρικές ιδιότητες, οι οποίες είτε θα απαιτούσαν σημαντική προεργασία (σταυροειδείς διατομές), είτε θα παρουσίαζαν δυσχέρεια κατά τη σύνδεσή τους με τις δοκούς. Εντούτοις, για ομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας, έγινε προσπάθεια να διαταχθεί ίσος αριθμός υποστυλωμάτων με τον ισχυρό τους άξονα στη διεύθυνση X και τα υπόλοιπα με τον ισχυρό τους άξονα στην άλλη διεύθυνση.

Γεωμετρικά στοιχεία της χαλύβδινης διατομής:



HEB 300	
	<p>h = 300 mm r = 27 mm b = 300 mm d = 208.0 mm tw = 11.0 mm hi = 262.0 mm tf = 19.0 mm</p>
A = 149.1 cm ²	M = 117.0 kg/m
I _y = 25168 cm ⁴	I _z = 8563 cm ⁴
W _y = 1677.8 cm ³	W _z = 570.9 cm ³
W _{ply} = 1868.8 cm ³	W _{plz} = 870.1 cm ³
i _y = 12.99 cm	i _z = 7.58 cm
I _t = 189.2 cm ⁴	I _w = 1690325 cm ⁶
S _y = 934.4 cm ³	Av _z = 47.44 cm ²
s _y = 26.9 cm	
AL = 1.732 m ² /m	AG = 14.80 m ² /t

Εικόνα 5.13 : Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά HEB300

5.4.1 Κατάταξη Διατομής

Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{208}{11,0} = 18,91 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,92 = 30,36 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b - t_w)/2] - r}{t_f} = \frac{[(300 - 11,0)/2] - 27}{19,0} = 6,18 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,92 = 8,28 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Οι έλεγχοι των υποστυλωμάτων δε θα γίνουν αναλυτικά, αλλά με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000 με χρήση της εντολής “Design/Check of Structure”. Στη συνέχεια παρατίθεται η διαδικασία ελέγχου των υποστυλωμάτων.



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 5 X Mid: 0,000 Combo: 1.356G+1.5Q Design Type: Column
Length: 3,300 Y Mid: 0,000 Shape: HE300B Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,300 Z Mid: 8,350 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,015 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,015 Iyy=2,517E-04 iyy=0,130 Wel,yy=0,002 Weff,yy=0,002
It=1,890E-06 Izz=8,563E-05 izz=0,076 Wel,zz=5,709E-04 Weff,zz=5,709E-04
Iw=1,690E-06 Iyz=0,000 h=0,300 Wpl,yy=0,002 Av,y=0,012
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=8,700E-04 Av,z=0,005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,300	-37,137	6,277	-18,071	-3,281	9,209 -3,364E-04

PM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6))
D/C Ratio: 0,076 = (0,012)^2,000 + (0,076)^1,000 < 0,950 OK
= (My,Ed/Mn,y,Rd)^Alpha + (Mz,Ed/Mn,z,Rd)^Beta (EC3 6.2.9.1(6))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-37,137	4097,500	4097,500			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	4097,500	4613,040	11031,478	11031,478	1,000	

Curve Alpha Ncr LambdaBar Phi Chi Nb,Rd

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-37,137	4097,500	4097,500			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	4097,500	4613,040	11031,478	11031,478	1,000	

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	11695,187	0,592	0,742	0,841	3446,399
MajorB (y-y)	b	0,340	59962,340	0,261	0,545	0,978	4007,827
Minor (z-z)	c	0,490	4918,599	0,913	1,091	0,592	2425,853
MinorB (z-z)	c	0,490	20778,501	0,444	0,658	0,874	3580,194
Torsional TF	c	0,490	11031,478	0,609	0,786	0,780	3195,089

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	6,277	6,277	513,975	513,975	513,975	487,735
Minor (z-z)	-18,071	-18,071	239,250	239,250	239,250	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,414	0,608	0,949	2,700	2992,510

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,400	0,241	0,997	0,401

Shear Design

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	3,281	0,000	751,782	0,004	OK
Minor (y)	9,209	0,000	1908,113	0,005	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	751,782	1,200	0,298

CONTINUITY PLATE, DOUBLER PLATE AND BEAM/COLUMN RATIOS

	Cont Pl	Dbl Pl	BC Ratio	BC Ratio
	Area	Thick	Major	Minor
Joint Design	0,000	0,000	N/C	N/C

Εικόνα 5.14 :: Έλεγχος υποστυλώματος (K1) με το SAP2000 για ΟΚΑ και ΟΚΑ



5.5 Έλεγχος Πλαισίων Παραλαβής Ροπών

➤ Δοκοί:

Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Προς τούτο, σε διατομές οι οποίες ανήκουν στις κατηγορίες διατομής 1 και 2, θα πρέπει να ελέγχονται οι ακόλουθες ανισότητες στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων:

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

Όπου:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

N_{Ed} : είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού,

M_{Ed} : είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού,

V_{Ed} : είναι η τέμνουσα σχεδιασμού

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$: είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1993

$V_{Ed,G}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις

$V_{Ed,M}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών $M_{pl,Rd,A}$ και $M_{pl,Rd,B}$ με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού.

Σημείωση: $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ είναι η πιο δυσμενής συνθήκη, η οποία αντιστοιχεί σε μια δοκό με άνοιγμα L και πλαστικές ζώνες και στα δύο άκρα.

Ο έλεγχος σε ροπές κάμψης έχει πραγματοποιηθεί ήδη. Δεν χρειάζεται να πραγματοποιηθεί έλεγχος σε αξονικές, γιατί οι δοκοί δεν καταπονούνται σε αξονικές δυνάμεις.

Έλεγχος σε τέμνουσες δυνάμεις:

Ο έλεγχος θα γίνει για δοκό IPE 220 που ανήκει σε πλαίσιο ροπής (δοκός Δy1). Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας, η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις (G+0,3Q) προκύπτει από το πρόγραμμα και είναι ίση με: $V_{Ed,G} = 19.56kN$. Υπολογίζουμε την τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας, η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων της δοκού:



$$M_{pl,Rd,A} = M_{pl,Rd,B} = 193.22 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{(M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})}{L} = \frac{193.22 + 193.22}{3.46} = 111.68 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς, } V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 10.5 + 111.68 = 122.18 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{122.18}{252.13} = 0.48 < 0.5$$

Έλεγχος δοκών σε πλευρικό και στρεπτικό λυγισμό:

- Δοκοί διατομής IPE 220:

Υπολογισμός κρίσιμης ροπής:

$$I_{afz} = \frac{b_{fw}^3 \cdot t_{fw}}{12} = \frac{11.0^3 \cdot 0.92}{12} = 102.04 \text{ cm}^4$$

$$h_t = 22.0 - 0.92 = 21.08 \text{ cm}$$

$$z_f = h_w \cdot I_{afz} / I_{az} = 17.76 \cdot 102.04 / 204.9 = 8.84 \text{ cm}$$

$$z_y = 0.4 \cdot h_w (2I_{afz} / I_{az} - 1) = 0.4 \cdot 17.76 \cdot (2 \cdot 102.04 / 204.9 - 1) = -0.0282 \rightarrow z_y = 0$$

$$I_y = 2772.0 \text{ cm}^4, I_{az} = 9.07 \text{ cm}^4$$

$$z_x = 0$$

$$i_{ax} = \left(\frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a} \right)^{1/2} = \left(\frac{2772.0 + 204.9}{33.37} \right)^{1/2} = 9.45 \text{ cm}$$

$$e = \frac{A_c \cdot I_{ay}}{A_a \cdot (z_a - z_c) \cdot (A_c - A_a)} = \frac{113.49 \cdot 2772.0}{33.37 \cdot (27.0 - 4.35) \cdot (113.49 - 33.37)} = 5.19 \text{ cm}$$

$$I_2 = 0.6 \cdot \frac{d^3}{12(1 - \nu_c^2) \cdot \eta} = 0.6 \cdot \frac{8.7^3}{12(1 - 0.2^2) \cdot 13.77} = 2.49 \text{ cm}^3$$

$$c_{\theta 1} = \frac{2 \cdot E_a \cdot I_2}{a} = \frac{2 \cdot 21000 \cdot 2.49}{523} = 200.02$$

$$c_{\theta 2} = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot 0.91 \cdot h_w} = \frac{21000 \cdot 0.59^3}{4 \cdot 0.91 \cdot 17.76} = 66.72$$

$$\frac{1}{c_\theta} = \frac{1}{c_{\theta 1}} + \frac{1}{c_{\theta 2}} = \frac{1}{200.02} + \frac{1}{66.72} = 0.01999 \rightarrow c_\theta = 50.03$$

Ο συντελεστής μορφής διαγράμματος ροπών, C_4 εντός του μήκους L προκύπτει από Πίνακες ίσος με $C_4 = 18.7$ για $\psi = 0.60$.



$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_c = \frac{21,08 \cdot 23706,53 / 2772,0}{\frac{(8,84 - 0)^2 + 9,45^2}{5,19} + 2(8,845 - 0)} = 3,61$$

$$M_{cr} = \frac{k_c \cdot C_4}{L} \sqrt{\left[G \cdot I_{cr} + c_\theta \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 \right] E_\alpha \cdot I_{afz}} =$$

$$\frac{3,61 \cdot 18,7}{346} \sqrt{\left[8077 \cdot 9,07 + 50,03 \left(\frac{346}{\pi} \right)^2 \right] 21000 \cdot 102,04} = 23553.603 \text{ kNcm} =$$

$$235.536 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{l,T} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{193,22}{2355,36}} = 0,28$$

$a_{l,T} = 0,21$ για πρότυπες ελατές διατομές

$$\phi_{l,T} = 0,5 \left[1 + \alpha_{l,T} (\bar{\lambda}_{l,T} - 0,2) + \bar{\lambda}_{l,T}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (0,29 - 0,2) + 0,29^2 \right] = 0,55$$

$$\chi_{l,T} = \frac{1}{\phi_{l,T} + (\phi_{l,T}^2 - \bar{\lambda}_{l,T}^2)^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,55 + (0,55^2 - 0,29^2)^{\frac{1}{2}}} = 0,98 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = 0,98 \cdot \frac{235,536}{1,1} = 209,8 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Θα εξετάσουμε αν μπορούμε να εφαρμόσουμε την σχέση για την ροπή.

$$\frac{s}{b_{f0}} \leq \frac{0,4 \cdot f_{wb} \cdot d^2 \cdot (1 - \chi_{l,T} \cdot \bar{\lambda}_{l,T}^2)}{c_\theta \cdot \chi_{l,T} \cdot \bar{\lambda}_{l,T}^2} \rightarrow \frac{15}{11,0} \leq \frac{0,4 \cdot 50 \cdot 1,9^2 \cdot (1 - 0,98 \cdot 0,29^2)}{50,03 \cdot 0,98 \cdot 0,29^2} \rightarrow 1,36 \leq 15,77$$

Υποστυλώματα:

Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλίψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} θα υπολογίζονται ως:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Όπου:

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, $N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού γ_{ov} : είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

Ω : είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες. $M_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη



δοκό i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

Για τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού, ελέγχθηκαν τα υποστυλώματα της κατασκευής με τη βοήθεια του προγράμματος ETABS με χρήση της εντολής "Design/Check of Structure". Στη συνέχεια, παρουσιάζεται ενδεικτικά ο έλεγχος ενός υποστυλώματος. Σημειώνεται ότι, επειδή στην πλαισιακή λειτουργία τα ικανοτικά μεγέθη προκύπτουν όπως στις σχέσεις που βλέπουμε παραπάνω, ήταν δυνατό να πολλαπλασιαστούν μόνο τα σεισμικά μεγέθη με την ποσότητα $1,1\gamma_{ov} \Omega$ και να κάνουμε τον έλεγχο με την ίδια εντολή.

Δημιουργήθηκαν λοιπόν οι εξής συνδυασμοί φόρτισης:

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣX1: } G+0,3\cdot Q+1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x+0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣX2: } G+0,3\cdot Q+1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x-0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣX3: } G+0,3\cdot Q-1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x+0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣX4: } G+0,3\cdot Q-1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x-0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣY1: } G+0,3\cdot Q+0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x+1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣY2: } G+0,3\cdot Q+0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x-1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣY3: } G+0,3\cdot Q-0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x+1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$

$$\text{ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣY4: } G+0,3\cdot Q-0,3\cdot 1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_x-1,1\gamma_{ov}\cdot \Omega E_y$$



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units: KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 5 X Mid: 0,000 Combo: IKANOTIKOS-G+0.3Q Design Type: Column
Length: 3,300 Y Mid: 0,000 Shape: HE300B Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,300 Z Mid: 8,350 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,015 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,015 Iyy=2,517E-04 iyy=0,130 Wel,yy=0,002 Weff,yy=0,002
It=1,890E-06 Izz=8,563E-05 izz=0,076 Wel,zz=5,709E-04 Weff,zz=5,709E-04
Iw=1,690E-06 Iyz=0,000 h=0,300 Wpl,yy=0,002 Av,y=0,012
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=8,700E-04 Av,z=0,005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,300	-40,754	4,371	-9,687	-1,689	3,745	-8,005E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,050 = 0,018 + 0,009 + 0,023 < 0,950 OK
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My, Rk / GammaM1)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units: KN, m, C

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,050 = 0,018 + 0,009 + 0,023 < 0,950 OK
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity
Axial	-43,525	4097,500	4097,500

	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
	4097,500	4613,040	11031,478	11031,478	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0,340	11695,187	0,592	0,742	0,841	3446,399
MajorB (y-y)	b	0,340	59962,340	0,261	0,545	0,978	4007,827
Minor (z-z)	c	0,490	4918,599	0,913	1,091	0,592	2425,853
MinorB (z-z)	c	0,490	20778,501	0,444	0,658	0,874	3580,194
Torsional TF	c	0,490	11031,478	0,609	0,786	0,780	3195,089

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	4,481	4,371	513,975	513,975	513,975	472,782
Minor (z-z)	-9,767	-9,687	239,250	239,250	239,250	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,514	0,665	0,920	1,755	1945,034

	kyy	kyy	kzy	kzz
Factors	0,637	0,335	0,999	0,558

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	1,689	3,942E-04	751,782	0,002	OK
Minor (y)	3,745	3,942E-04	1908,113	0,002	OK

Εικόνα 5.15 : Έλεγχος υποστυλώματος (K1) με το SAP2000 για τα ικανοτικά μεγέθη.

6^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΜΟΡΦΩΣΗ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΑΠΟ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ & ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

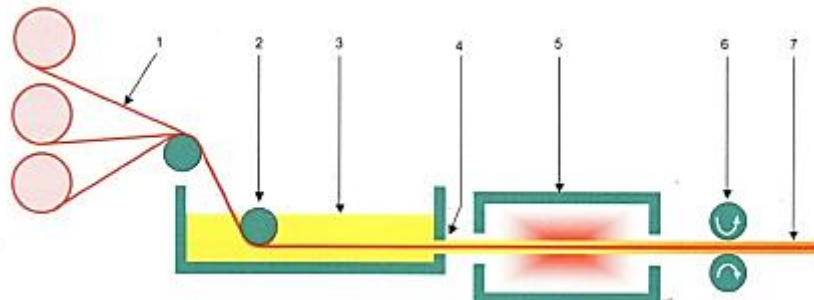
Στο κεφάλαιο αυτό πραγματοποιείται η σχεδίαση του προστιθέμενου ορόφου από σύνθετα υλικά. Αναλυτικότερα γίνεται περιγραφή των στοιχείων του σκελετού και εν συνεχεία παρουσιάζονται τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν καθώς και οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν σε αυτά.

6.1 Μέθοδος Παραγωγής Διατομών Σύνθετων Υλικών

Η μέθοδος παραγωγής που χρησιμοποιείται ονομάζεται «παραγωγή με έλξη» (pultrusion) και περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα :

1. Τοποθέτηση του αρχικού υλικού (ίνες ενίσχυσης) σε οδηγούς (1).
2. Προσδιορισμός της επιθυμητής γεωμετρίας των διατομών από τους οδηγούς(2) .
3. Εμβάπτιση των ινών σε δεξαμενές ρητίνης πολυμερών(3).
4. Τοποθέτηση των εμποτισμένων με ρητίνη ινών(4) σε θερμαινόμενο die(5) όπου διαμορφώνεται η γεωμετρία της τελικής σύνθετης διατομής και πραγματοποιείται και σκλήρυνση (polymerization) διαμέσου της όπτησης.
5. Προώθηση της διαμορφωμένης διατομής μέσω του μηχανισμού έλξης(6), σε μηχανή κοπής(7). βλ. Εικόνα 6.1.

Μέσω του μηχανισμού έλξης προωθούνται οι αρχικές ίνες στην γραμμή παραγωγής και επαναλαμβάνεται η διαδικασία που περιγράψαμε.



Εικόνα 6.1 : Απεικόνιση διαδικασίας παραγωγής σύνθετων διατομών.

6.2 Διατομές Σκελέτου από Σύνθετα Υλικά

Οι τυποποιημένες διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διπλωματική είναι της εταιρίας CREATIVE PULTRUSIONS INC και χωρίζονται σε δύο τύπους μητρώου ρητίνης, πολυεστερικών και βινυλεστρερικών.



Οι ονομασίες που χρησιμοποιούνται αναφέρονται σε

1500 series → πολυεστερικές ρητίνες

1525 series → πολυεστερικές ρητίνες πυραντίστασης

1600 series → βινυλεστερικές ρητίνες

1625 series → βινυλεστερικές ρητίνες πυραντίστασης

Συγκεκριμένα θεωρούμε διατομές τύπου 1525.

Τέλος, για την απόδοση των ονομαστικών αντοχών των τυποποιημένων διατομών χρησιμοποιήθηκαν τα πρότυπα του ASTM International.

✚ Μηχανικές Ιδιότητες:

Property (coupon values)	ASTM Test	Units	1500/1525 Series	1625 Series
Full Section				
Modulus of Elasticity (12.7mm thick profiles)	Full Section ²	GPa	26.8-27.6	26.8-27.6
	Full Section ²	GPa	26.8	26.8
(6.4mm & 9.5mm thick profiles)	Full Section ²	GPa	27.6	27.6
Shear Modulus (Modulus of Rigidity)	Full Section ²	GPa	3.4	3.4
Flexural Stress	Full Section ²	MPa	226.9	226.9
Flange Section - Mechanical				
Tensile Strength (LW)	D638	MPa	275.0	317.3
Tensile Modulus (LW)	D638	GPa	28.6	28.6
Compressive Strength (LW)	D695	MPa	315.7	362.1
Compressive Strength (CW)	D695	MPa	122.4	140.2
Compressive Modulus (LW)	D695	GPa	26.5	26.5
Compressive Modulus (CW)	D695	GPa	13.1	13.1
Flexural Strength (LW)	D790	MPa	295.2	339.3
Flexural Modulus (LW)	D790	GPa	13.7	13.7
Interlaminar Shear (LW) ⁵	D2344	MPa	27.5	30.9
Shear Strength By Punch (PF)	D732	MPa	37.8	41.2
Notched Izod Impact (LW)	D256	J/m	1.494.6	1.708.1
Notched Izod Impact (CW)	D256	J/m	1.121.0	1.281.1
Maximum Bearing Strength (LW)	D953	MPa	226.9	261.2
Maximum Bearing Strength (CW) ³	D953	MPa	158.1	182.2
Poisson's Ratio (LW)	D3039	mm/mm	0.35	0.35
Poisson's Ratio (CW)	D3039	mm/mm	0.12	0.12
Web Section - Mechanical				
Tensile Strength (LW)	D638	MPa	208.3	240.6
Tensile Strength (CW)	D638	MPa	72.2	82.5
Tensile Modulus (LW)	D638	GPa	21.3	21.3
Tensile Modulus (CW)	D638	GPa	9.6	9.6
Compressive Strength (LW)	D695	MPa	257.8	296.5
Compressive Strength (CW)	D695	MPa	97.6	112.3



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Property (coupon values)	ASTM Test	Units	1500/1525 Series	1625 Series
Web Section - Mechanical				
Compressive Modulus (LW)	D695	GPa	19.2	19.2
Compressive Modulus (CW)	D695	GPa	13.1	13.1
Flexural Strength (LW)	D790	MPa	297.8	342.4
Flexural Strength (CW)	D790	MPa	119.3	136.8
Flexural Modulus (LW)	D790	GPa	13.1	13.1
Flexural Modulus (CW)	D790	GPa	12.0	12.0
Interlaminar Shear (LW) ⁵	D2344	MPa	23.4	26.8
Shear Strength By Punch (PF)	D732	MPa	37.8	41.2
Notched Izod Impact (LW)	D256	J/m	2,028.4	2,295.3
Notched Izod Impact (CW)	D256	J/m	1,014.2	1,174.3
Maximum Bearing Strength (LW)	D953	MPa	233.6	268.1
Maximum Bearing Strength (CW) ³	D953	MPa	206.2	237.2
Poisson's Ratio (LW)	D3039	mm/mm	0.35	0.35
Poisson's Ratio (CW)	D3039	mm/mm	0.12	0.12
In-plane Shear (LW)	Modified D2344 ⁴	MPa	48.3	48.3
Physical				
Barcol Hardness ¹	D2583		33	39
Water Absorption	D570	% Max	0.6	0.6
Density	D792	Mg/m ³	1.66-1.93	1.66-1.93
Specific Gravity	D792		1.66-1.93	1.66-1.93
Coefficient of Thermal Expansion (LW)	D696	10 ⁻⁶ K ⁻¹	8	8
Thermal Conductivity (PF)	C177	W/mK	0.58	0.58
Electrical				
Arc Resistance (LW)	D495	seconds	120	120
Dielectric Strength (LW)	D149	kV/mm	1.58	1.58
Dielectric Strength (PF)	D149	kV/mm	7.9	7.9
Dielectric Constant (PF)	D150	@ 60Hz	5.2	5.2

Εικόνα 6.2 : Μηχανικές ιδιότητες τυποποιημένων διατομών.

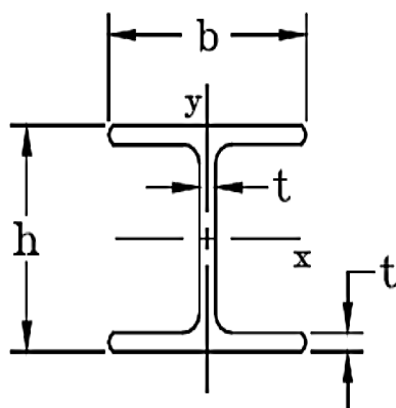
Ενδεικτικά :

- Λόγος Poisson : 0,35
- Μέτρο ελαστικότητας : 27,6 GPa
- Μέτρο διάτμησης : 3,4 MPa
- Θλιπτική αντοχή : 315,7 MPa
- Εφελκυστική αντοχή : 355 MPa
- Διατμητική αντοχή : 37,8 MPa
- Ειδικό βάρος : 25,5-26,5kN/m²

6.3 Περιγραφή Σκελετού

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από τις παρακάτω σύνθετες διατομές :

- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ



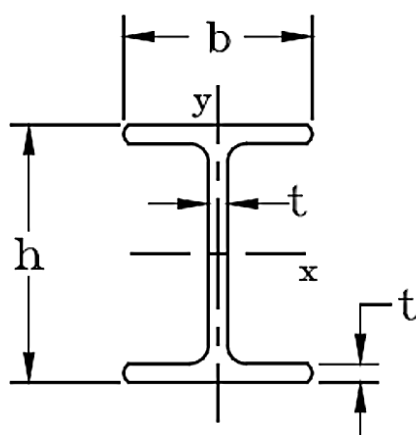
Pultex® Wide Flange Sections

Εικόνα 6.3: Απεικόνιση σύνθετης διατομής υποστυλώματος.

Part Number	Depth (h)	Width (b)	Thickness (t)	Area	Weight	I_x	I_y
	in	in	in	in ²	lb/ft	in ⁴	in ⁴
IW960	10	10	0,375	11,07	9,59	200,45	61,94
	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴
IW960	254	254	9,525	71,42	14,26705	2596,3	8243,5

Πίνακας 6.1 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνθετων διατομών υποστυλωμάτων

- ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ



Pultex® I-Sections

Εικόνα 6.4 : Απεικόνιση σύνθετης διατομής κύριας δοκού.



Part Number	Depth (h)	Width (b)	Thickness (t)	Area	Weight	I_x	I_y
	in	in	in	in ²	lb/ft	in ⁴	in ⁴
IB960	10	5	0,375	7,32	6,43	113,55	7,71
	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴
IB960	254	127	9,525	24,2	9,565917	326	4730,6

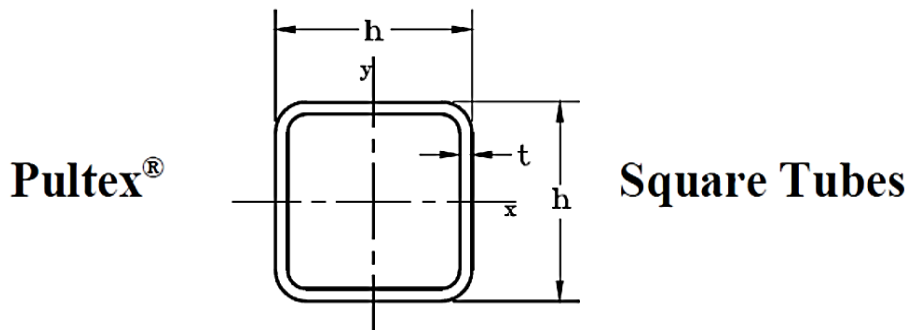
Πίνακας 6.2 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνθετων διατομών κύριων δοκών.

▪ ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ

Part Number	Depth (h)	Width (b)	Thickness (t)	Area	Weight	I_x	I_y
	in	in	in	in ²	lb/ft	in ⁴	in ⁴
IB640	6	3	0,25	2,92	2,49	16,17	1,11
	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴
IB640	152,4	76,2	6,35	14,50	3,70	65,60	954,4

Πίνακας 6.3 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνθετων διαδοκίδων.

▪ ΧΙΑΣΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ



Εικόνα 6.5: Απεικόνιση σύνθετων χιαστών συνδέσμων.

Part Number	Depth (h)	Thickness (t)	Area	Weight	I_x I_y
	in	in	in ²	lb/ft	in ⁴
TQ660	6	0,375	8,48	7,58	44,93
	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴
TQ660	152,4	9,525	54,71	11,27677	1870,12

Πίνακας 6.4 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνθετων χιαστών συνδέσμων.



6.4 Φορτίσεις

Οι μόνιμες και κινητές φορτίσεις για το υφιστάμενο κτίριο από σκυρόδεμα καθώς επίσης και ο τρόπος επιβολής τους επάνω στην κατασκευή έχουν προσομοιωθεί όπως αναφέρθηκε νωρίτερα.

Στην κατασκευή από σύνθετα υλικά, η οποία προστίθεται στην ήδη υπάρχουσα, ασκείται το ίδιο βάρος των διατομών, και οι μόνιμες φορτίσεις (επικαλύψεις, δάπεδα, μόνωση κ.λπ.) οι οποίες θεωρούνται προσεγγιστικά ίσες με 2 kN/m^2 .

Για το δάπεδο του τελευταίου ορόφου χρησιμοποιήθηκαν τυποποιημένα πάνελ της Creative Pultrusions και συγκεκριμένα το CT066 της σειράς Superpanel με τα παρακάτω γεωμετρικά χαρακτηριστικά :

- $h=31.75 \text{ mm}$
- $b=609.6 \text{ mm}$
- $A=4.356 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
- $I_{xx}=8.241 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$
- $I_{yy}=1.649 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
- $I_{xy}=0$
- $S_x=5.109 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$
- $S_y=4.995 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
- $G_{L.B.}=14.6 \text{ kg/m}^2$

Για ένα μοντέλο πολλαπλών και διαφορετικών μηκών ανοιγμάτων με επιφάνεια τύπου CT066 η φέρουσα ικανότητα είναι :



Metric													
$E_b = 17.2 \text{ Gpa}$		$G_b = 2.9 \text{ Gpa}$		Characteristic longitudinal compressive strength (F_c^*) = 138 Mpa									
$I_x = 1.39E-6 \text{ m}^4/\text{m}$		$S_x = 8.60E-5 \text{ m}^3/\text{m}$		Characteristic in-plane shear strength (F_{cr}^*) = 31 Mpa									
$A_w = 5.08E-4 \text{ m}^2/\text{m}$		Weight = 14.6 kg/m ²											
Span (m)	Allowable Concentrated Load Tables (kN/m width of panel)						Span (m)	Allowable Uniform Load Tables (kN/m ²)					
	L/D Ratios			Deflection (mm)				L/D Ratios			Deflection (mm)		
	180	240	360	6	10	Max. Service Load		180	240	360	6	10	Max. Service Load
0.25	****	****	****	****	****	8.8	0.25	****	****	****	****	****	35.0
0.50	****	****	8.6	****	****	8.8	0.50	****	****	****	****	****	17.5
0.75	****	8.0	5.3	****	****	8.8	0.75	****	****	****	****	****	11.7
1.00	7.0	5.2	3.5	7.5	****	8.8	1.00	****	****	7.5	****	****	8.8
1.25	4.8	3.6	2.4	4.2	7.0	8.8	1.25	****	6.2	4.2	****	****	7.0
1.50	3.5	2.6	1.8	2.5	4.2	8.8	1.50	5.1	3.8	2.5	3.6	****	5.8
1.75	2.7	2.0	1.3	1.6	2.7	8.8	1.75	3.3	2.5	1.6	2.0	3.4	5.0
2.00	2.1	1.6	1.0	1.1	1.9	8.8	2.00	2.2	1.7	1.1	1.2	2.0	4.4
2.25	1.7	1.2	0.8	0.8	1.3	8.8	2.25	1.6	1.2	0.8	0.8	1.3	3.9
2.50	1.4	1.0	0.7	0.6	1.0	8.8	2.50	1.2	0.9	0.6	0.5	0.8	3.5
2.75	1.1	0.8	0.6	0.4	0.7	8.5	2.75	0.9	0.7	0.4	0.4	0.6	3.2
3.00	1.0	0.7	0.5	0.3	0.6	7.8	3.00	0.7	0.5	0.3	0.2	0.4	2.9

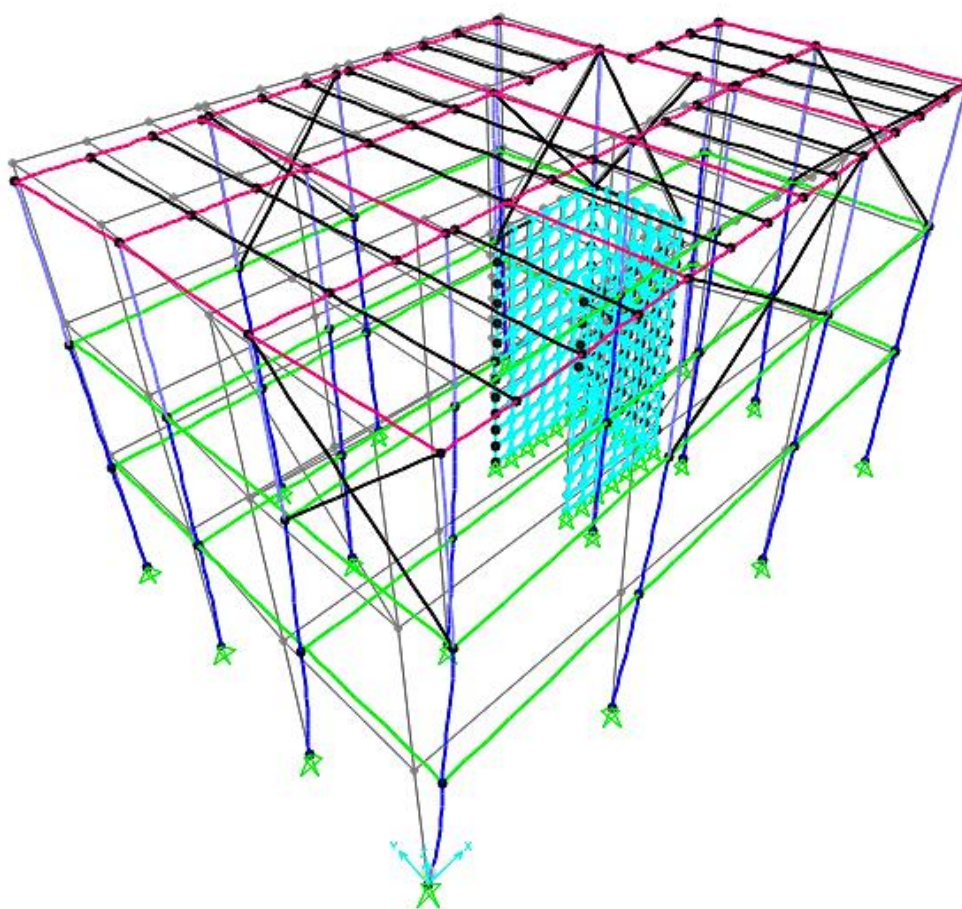
Maximum allowable load is determined by a 2.5 safety factor in flexure and a 3.0 safety factor in shear.

Εικόνα 6.6 : Φέρουσα Ικανότητα μοντέλου πολλαπλών και διαφορετικών μηκών ανοιγμάτων με επιφάνεια CT066.

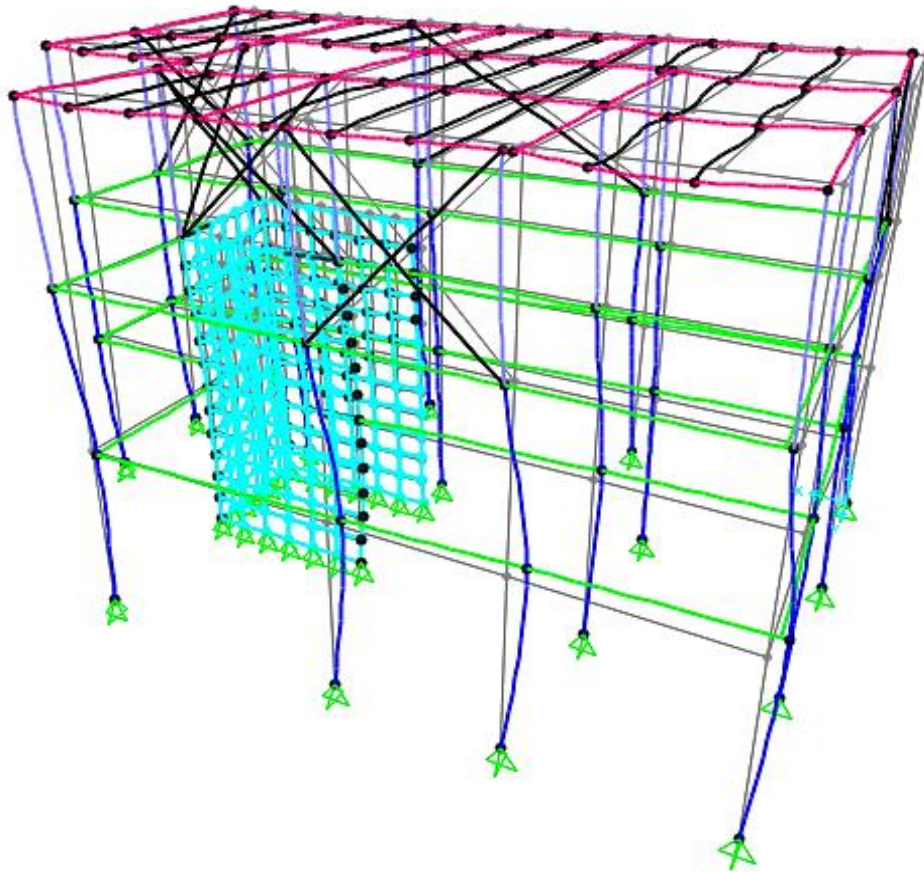
6.4.1 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Ο έλεγχος της κατασκευής πραγματοποιήθηκε για τρεις διαφορετικούς συνδυασμούς φορτίσεων:

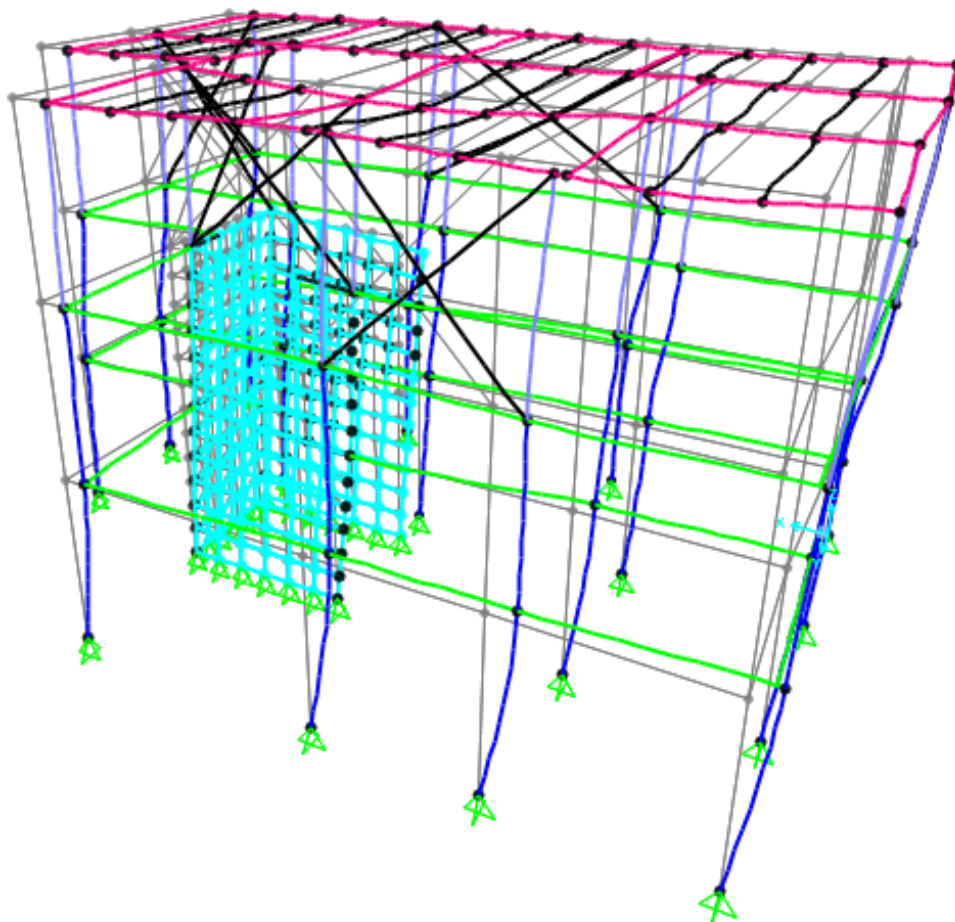
1. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) :
 $\Sigma G + Q$
2. Οριακή Κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) :
 $\Sigma \gamma_G G + \gamma_Q Q$
3. Σεισμικός συνδυασμός :
 $E_d = \Sigma G + A_{ED} + \Sigma \psi Q$



Εικόνα 6.7 : 1η ιδιομορφή (όψη του κτιρίου) – $T_1=0,512s$



Εικόνα 6.8 : 2η ιδιομορφή (όψη του κτιρίου) – $T_2=0,142s$



Εικόνα 6.9 : 3η ιδιομορφή (όψη του κτιρίου) – $T_3=0,133s$

6.4.1.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

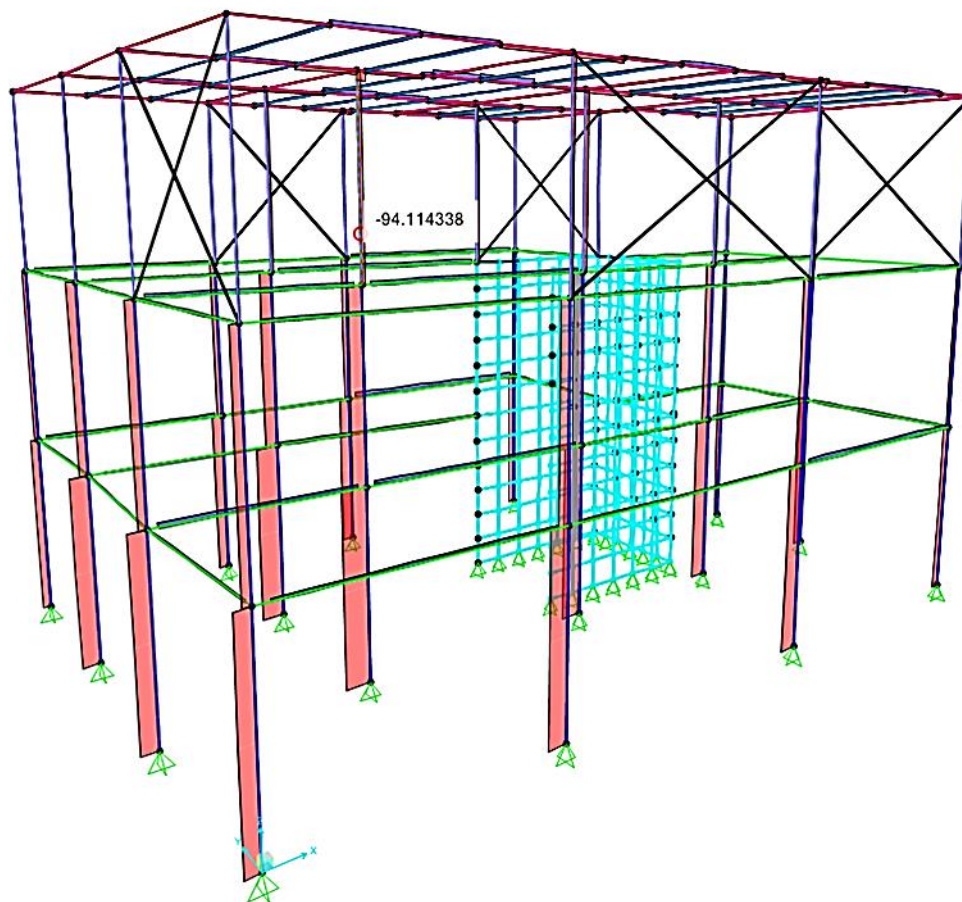
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι έλεγχοι για την διαστασιολόγηση των χαρακτηριστικών μελών, όπως προέκυψαν από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Συγκεκριμένα, για την οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει να πραγματοποιηθούν έλεγχοι για την αντοχή σε θλίψη, σε τέμνουσα, σε κάμψη, σε καμπτικό λυγισμό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Ο συνδυασμός φόρτισης στην Ο.Κ.Α. είναι το φορτίο $1,35G+1,50Q$

ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ :

Κατά την Ο.Κ.Α. τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίστηκαν στο υποστύλωμα του ισογείου με μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη ίση με 94.11 kN



Εικόνα 6.10 : Διάγραμμα αξονικών στην οριακή κατάσταση αστοχίας max
 $N = 94,11 \text{ kN}$

Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερου υποστυλώματος:

- Λογισμός περί την διεύθυνση x
Ενεργοποιείται ο ασθενής άξονας του υποστυλώματος

$$\sigma_{ult} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\text{Όπου: } r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2596,30}{71,42}} = 6,02 \text{ , } K = 0,65$$

$$\sigma_{ult} = 26,04 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{ult} = \sigma_{ult} * A/\gamma \rightarrow N_{ult} = 620,11 \text{ kN}$$



- Λυγισμός περί την διεύθυνση y

Ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας του υποστυλώματος

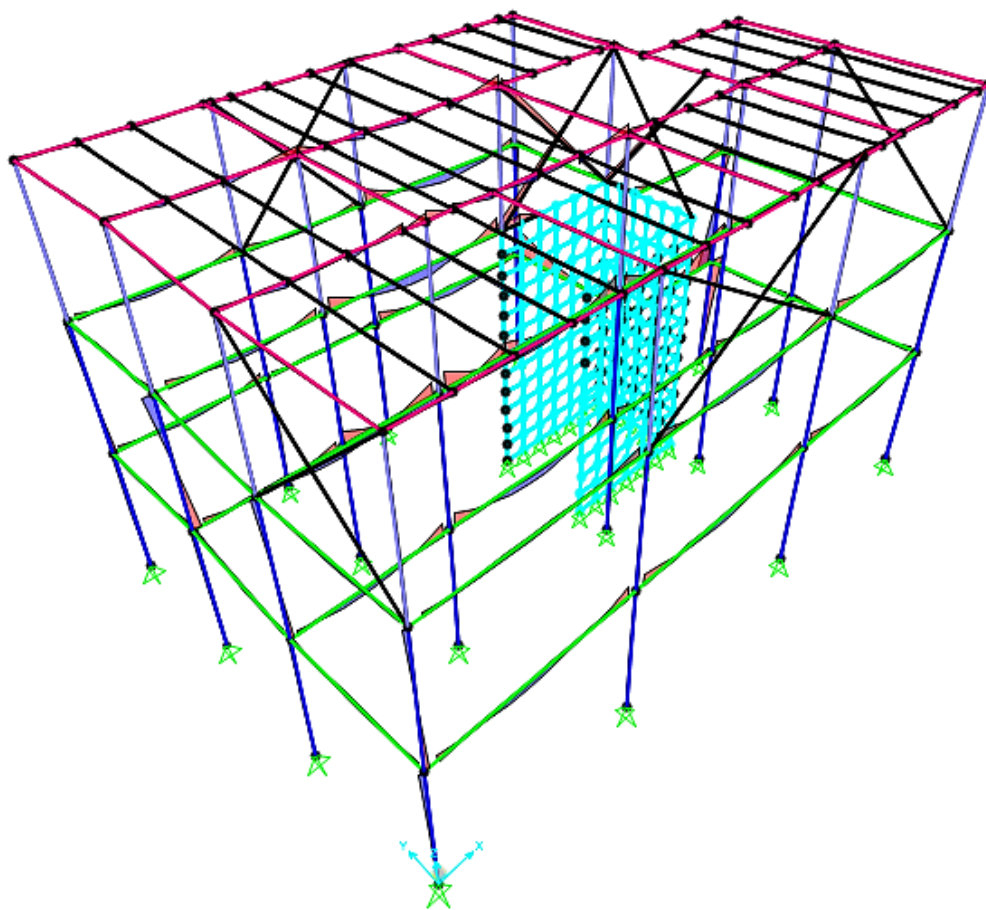
$$\sigma_{ult} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\text{Όπου: } r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8243,5}{71,42}} = 10,74 \text{ , } K = 0,65$$

$$\sigma_{ult} = 82,63 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{ult} = \sigma_{ult} * A/\gamma \rightarrow N_{ult} = 1967,19 \text{ kN}$$

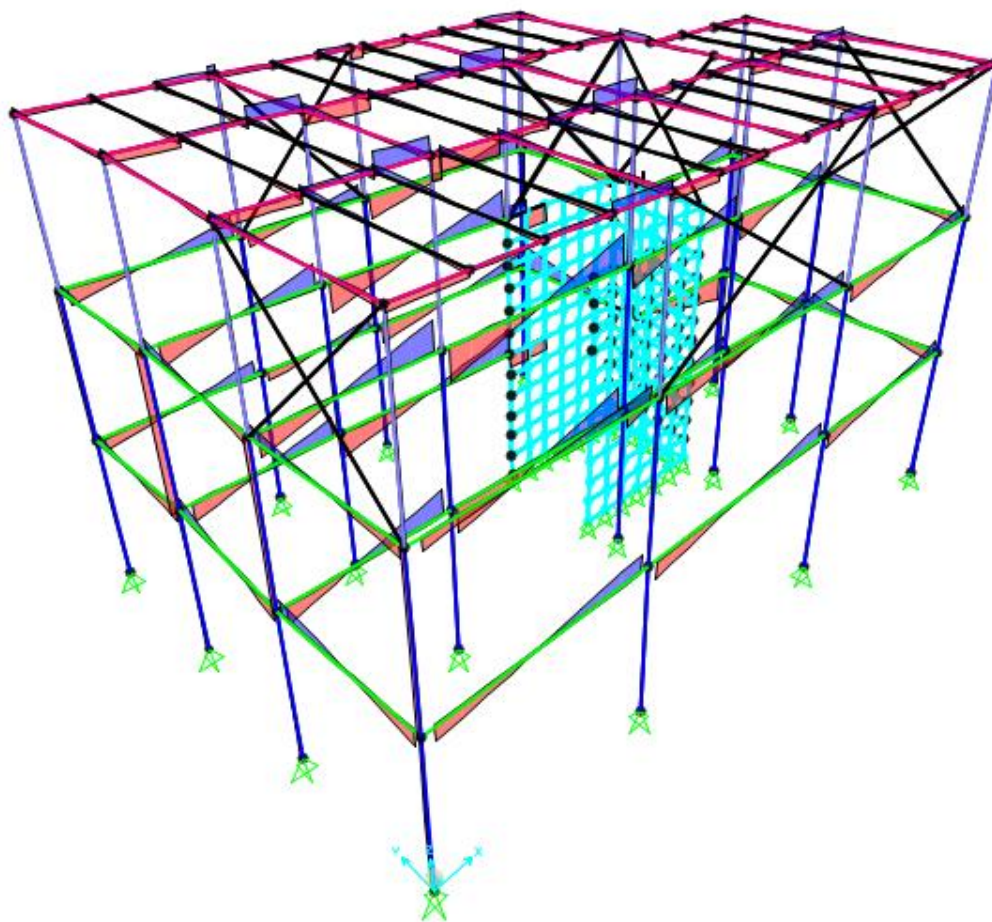
ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ



Εικόνα 6.11.: Διάγραμμα ροπών κάμψης στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Η μέγιστη ροπή κάμψης για το φορέα από σύνθετα υλικά εμφανίζεται στη στήριξη της δοκού και είναι ίση με 22,08 kNm

Η μέγιστη ροπή κάμψης στο άνοιγμα είναι ίση με 12,43 kNm



Εικόνα 6.12.: Διάγραμμα τεμνουσών στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$$V_{\max} = 38,30 \text{ kN}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{\max} = 38,30 \text{ kN}$$

$$A_{\text{web}} = 24,20 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 7500 \text{ psi} = 53089,85 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Rd} = \sigma_{\max} * A_{\text{web}} / \gamma \rightarrow V_{Rd} = 44,25 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 38,30 \text{ kN} < V_{Rd} = 44,25 \text{ kN}$$



Απομείωση τάσης αστοχίας λόγω τέμνουσας

$$V_{Ed} \geq 50\% V_{Ed} \rightarrow \rho = (2 V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \rightarrow \rho = (2 V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \rightarrow \rho = 0,2$$

$$f_{y'} = f_y * (1 - \rho) \rightarrow f_{y'} = 182021,6 \text{ kN/m}^2$$

Ροπή αντοχής μέλους σε μονοαξονική κάμψη

$$f_{y'} = 33000 \text{ psi} * 0,87 = 197948,5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 22,71 \text{ in}^3 = 3,72 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma = 2,5 \text{ (συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$M_{Rd} = f_{y'} / \gamma * W \rightarrow M_{Rd} = 30,46 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 22,08 \text{ kNm} < M_{Rd} = 30,46 \text{ kNm}$$

Έλεγχος μέλους για τοπικό λυγισμό

Κρίσιμη τάση τοπικού λυγισμού

$$\sigma_x^{cr} = \frac{\pi^2}{12} \left(\frac{t_f}{b} \right)^2 \left[\sqrt{q} \left(2 \sqrt{(E_x)_f (E_y)_f} \right) + p \left((E_y)_f (v_{xy})_f + 2(G_{xy})_f \right) \right]$$

Όπου :

$$p = 0,3 + \frac{0,0004}{\zeta - 0,5} ; q = 0,025 + \frac{0,065}{\zeta - 0,4} ; \zeta = \frac{2b_w (E_y)_f}{b_f (E_y)_w} ; b = \frac{b_f}{2}$$

Για μέλος Part#IB960 (1525 Series) προκύπτει :

$$\sigma_{crit} = 28498,26 \text{ psi} = 196488,58 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 22,71 \text{ in}^3 = 3,72 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma = 2,5 \text{ (συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$M_{Rd} = \sigma_{crit} / \gamma * W \rightarrow M_{Rd} = 29,24 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 20,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 29,24 \text{ kNm}$$



ΦΟΡΤΙΑ ΤΥΠΙΚΗΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ

Τοποθετήθηκε διαδοκίδα #IB640 η οποία θεωρείται αμφιέριστη και κάμπτεται από ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο. Το μήκος της είναι 3,46 m και το εύρος επιρροής του φορτίου είναι 1 m. Επομένως:

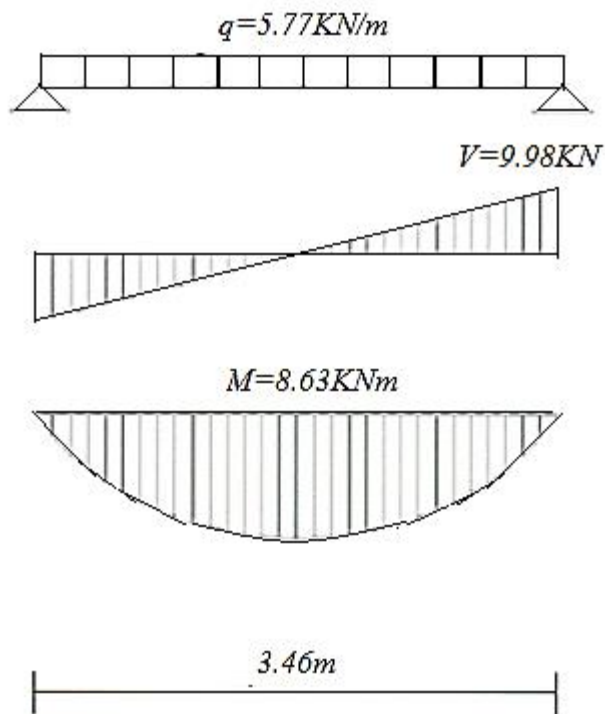
Ίδιο βάρος διαδοκίδας : $3,83 \text{ lbs/ft} = 0,05 \text{ kN/m}$

Πρόσθετα μόνιμα : 2 kN/m

$q_{ολ} = 1,35 * (0,05 + 2) + 1,5 * 2 \rightarrow q_{ολ} = 5,77 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός τέμνουσας : $V = q_{ολ} * L/2 \rightarrow V = 9,98 \text{ kN}$

Υπολογισμός ροπής : $M = q_{ολ} * L^2/8 \rightarrow M = 8,63 \text{ kNm}$



Εικόνα 6.13: Εντατικά μεγέθη κατανεμημένου φορτίου διαδοκίδας.

Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη :

Δράση : $M_{Ed} = 8,63 \text{ kNm}$

Αντοχή

$f_y = 33000 \text{ psi} = 227527 \text{ kN/m}^2$

$W = 9,53 \text{ in}^3 = 1,25 * 10^{-4} \text{ m}^3$

$\gamma = 2,5$

$M_{Rd} = W * f_y / \gamma \rightarrow M_{Rd} = 11,38 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8,63 \text{ kNm}$



6.4.1.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Έλεγχος τυπικής διαδοκίδας

Φορτίο λειτουργίας : $q = 1 \cdot G + 1 \cdot Q$

Ζώνη επιρροής φορτίου : $b = 1,00 \text{ m}$

Επομένως

$$q_{ser} = 1 \cdot (0,05 + 2) + 1 \cdot 2 \rightarrow q_{ser} = 4,05 \text{ kN/m}$$

ΒΕΛΟΣ ΛΟΓΩ ΜΕΤΑΒΛΗΤΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{l^4}{EI_y} q_{living.load} \rightarrow \delta_{max} = 4,75 \text{ mm}$$

Συνολικό βέλος

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{l^4}{EI_y} q_{ser} \rightarrow \delta_{max} = 9,6 \text{ mm}$$

ΕΠΙΤΡΕΠΤΑ ΒΕΛΗ :

	Επιτρεπτά βέλη	Πραγματοποιούμενα βέλη
δ_2	$L/300 = 11,5 \text{ mm}$	6,2
δ_{max}	$L/250 = 13,8 \text{ mm}$	10,5

Πίνακας 6.5: Επιτρεπτά και Πραγματοποιούμενα Βέλη τυπικής διαδοκίδας.

Έλεγχος επιτρεπτών βελών

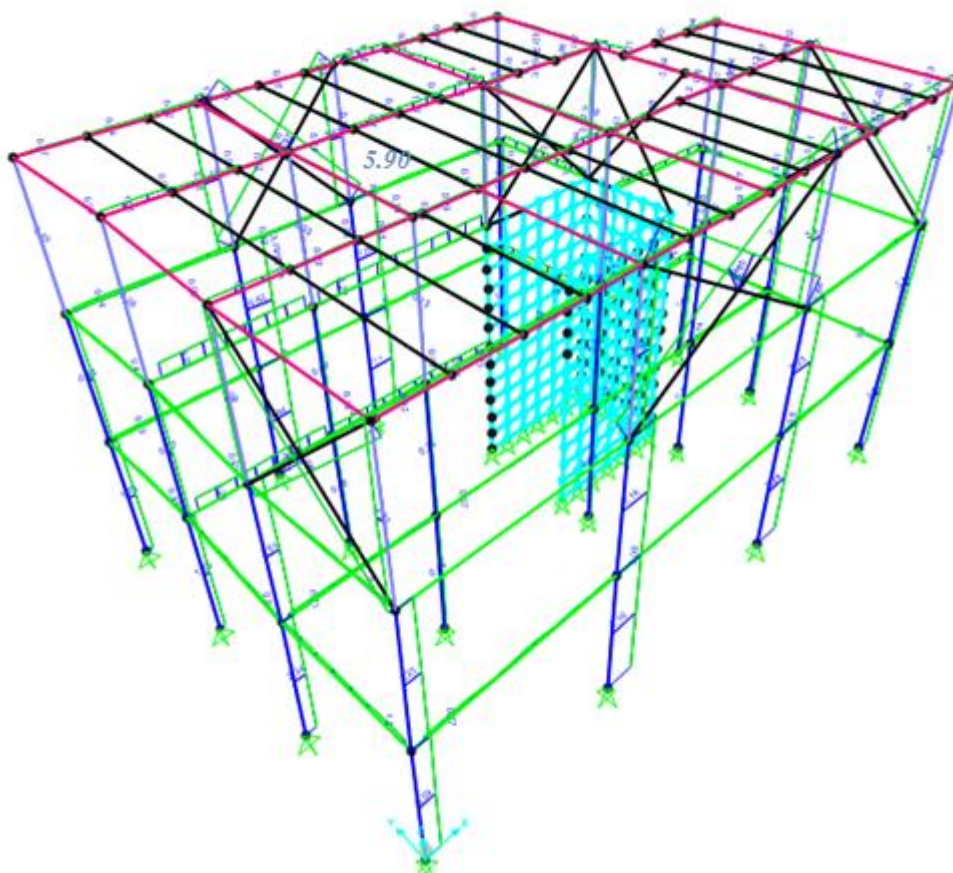
Υπάρχουν προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις οι οποίες ορίζουν τα εξής :

Μονώροφα υπόστεγα : $h/300 \rightarrow 3460\text{mm}/300 \rightarrow 11,53 \text{ mm}$

Συνολική μετατόπιση κτιρίου : $h_{tot}/500 \rightarrow 10000/500 \rightarrow 20 \text{ mm}$

6.5 Φορτία-Σεισμικές Δράσεις

Σεισμός στη διεύθυνση X:



Εικόνα 6.14 :Μέγιστη τέμνουσα βάσης υποστυλωμάτων,

Μέγιστη τέμνουσα βάσης υποστυλωμάτων $V_{max} = 5,90 \text{ KN}$

$$A_{web} = 48,26 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 7000 \text{ psi} = 48263,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 3,00$$

$$V_{Rd} = \sigma_{max} * A_{web} / \gamma \rightarrow V_{Rd} = 77,63 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5,90 \text{ kN} \quad V_{Rd} = 77,63 \text{ kN}$$

Μέγιστη ροπή κάμψης στη βάση του υποστυλώματος

$$M_{max} = 12,10 \text{ kNm}$$

$$f_y = 33000 \text{ psi} = 227527 \text{ kN/m}^2$$



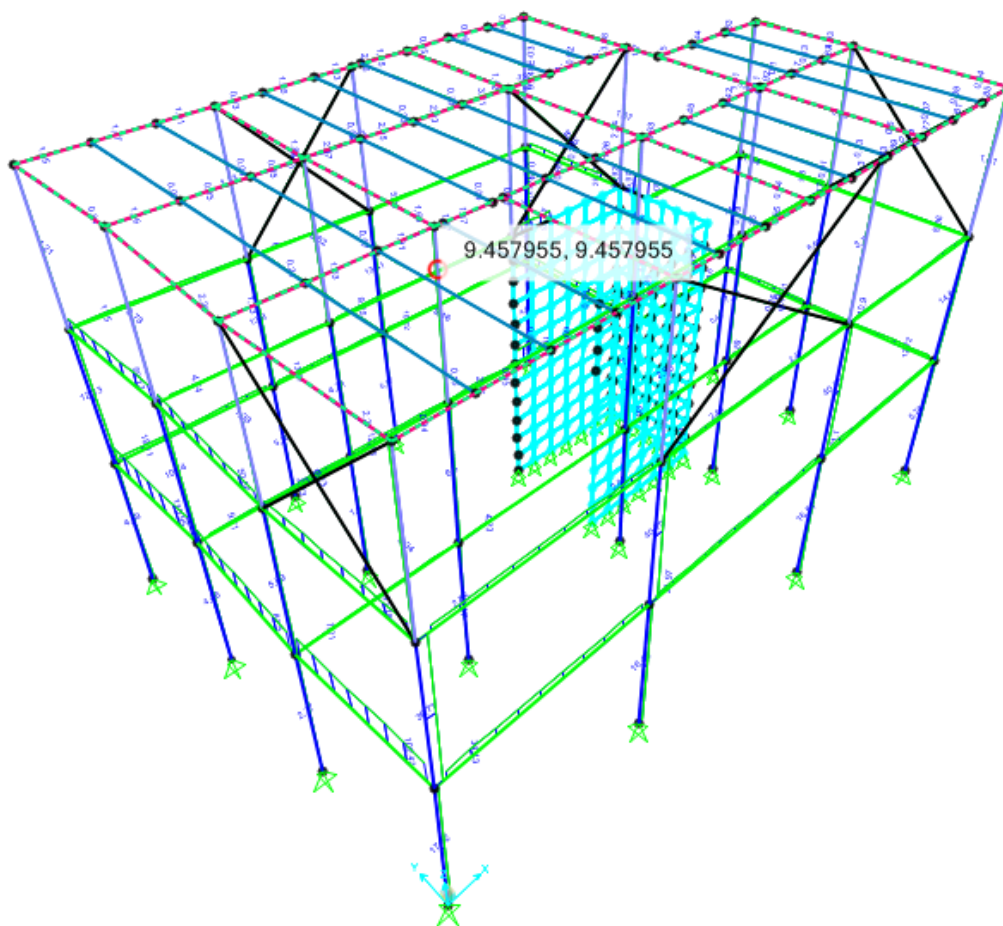
$$W=12,51 \text{ in}^3 = 2,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma=2,50$$

$$M_{Rd}=f_y/\gamma * W \rightarrow M_{Rd}=20,30 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}=12,10 \text{ kNm} < M_{Rd}=20,30 \text{ kNm}$$

Σεισμός στη διεύθυνση Y:



Εικόνα 6.15 :Μέγιστη τέμνουσα βάσης υποστυλωμάτων.

Μέγιστη τέμνουσα βάσης υποστυλωμάτων :

$$V_{max}=9,45 \text{ KN}$$

$$A_{web}= 71,42 \text{ cm}^2$$

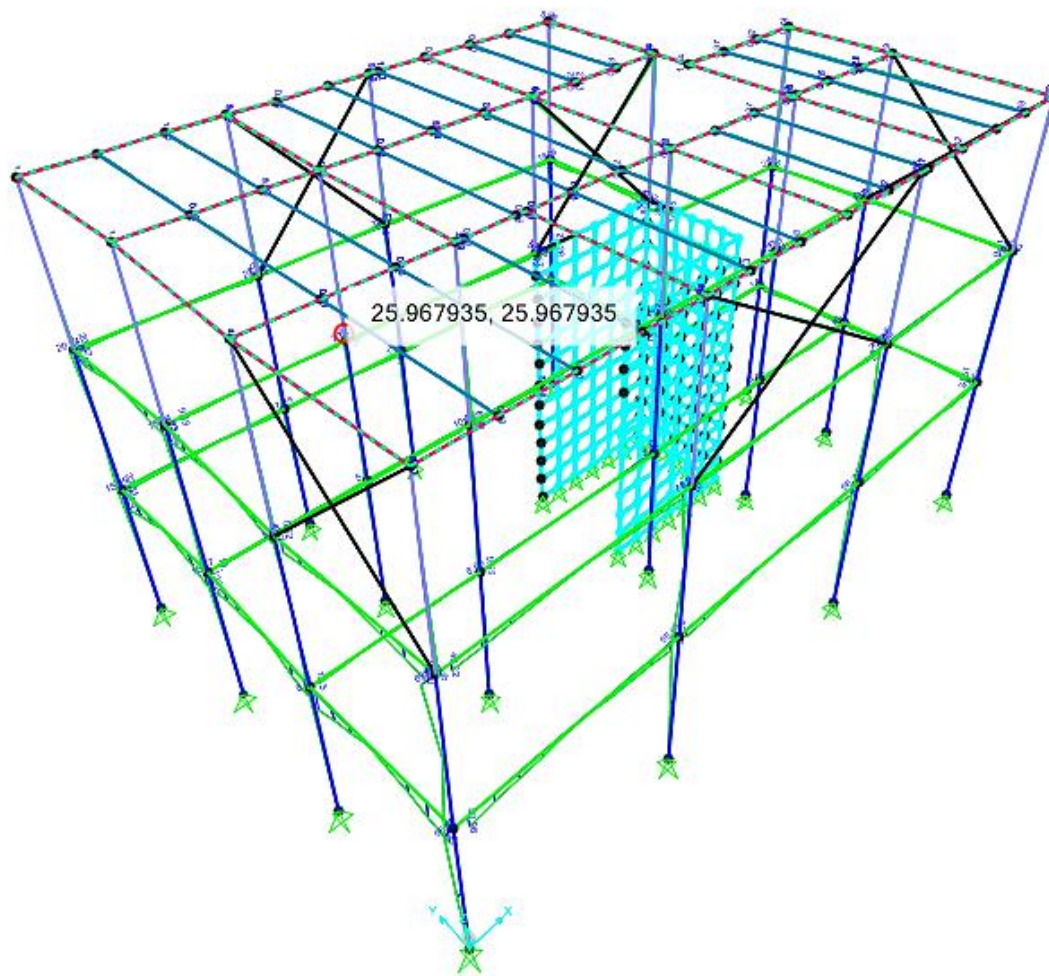
$$\sigma_{max}= 7000 \text{ psi} = 48263,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma=3,00$$

$$V_{Rd}= \sigma_{max} * A_{web}/\gamma \rightarrow V_{Rd}=114,89 \text{ kN}$$



$$V_{Ed} = 9,45 \text{ kN} < V_{Rd} = 114,89 \text{ kN}$$



Εικόνα 6.16 : Μέγιστη ροπή κάμψης βάσης υποστυλωμάτων.

Μέγιστη ροπή κάμψης στη βάση του υποστυλώματος :

$$M_{max} = 25,96 \text{ kNm}$$

$$f_y = 33000 \text{ psi} = 227527 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 33,66 \text{ in}^3 = 6,50 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma = 2,50$$

$$M_{Rd} = f_y / \gamma * W \rightarrow M_{Rd} = 59,10 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 25,96 \text{ kNm} < M_{Rd} = 59,10 \text{ kNm}$$



7^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ & ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΟΥ ΟΡΟΦΟΥ

Στο κεφάλαιο αυτό αρχικά παρουσιάζονται κάποιες ενδεικτικές τιμές των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης που αναπτύσσονται στο κτίριο μας, για τις δυο περιπτώσεις σχεδιασμού του προστιθέμενου ορόφου. Εν συνεχεία, υπολογίζεται προσεγγιστικά το κόστος κατασκευής σε κάθε μέθοδο σχεδιασμού και τέλος καταγράφονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν μετά το πέρας της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

7.1 Ιδιοπερίοδοι Ταλάντωσης

Στο σημείο αυτό παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης για τις δυο περιπτώσεις σχεδιασμού του προστιθέμενου ορόφου, όπως αυτές προέκυψαν από την ανάλυση μέσω του προγράμματος SAP 2000. Υπολογίστηκαν 18 ανεξάρτητες ιδιομορφές, από τις οποίες, κατά την προσθήκη σύμμικτου σκελετού ορόφου οι δεκαέξι πρώτες ενεργοποιούν το 90% της μάζας του κτιρίου. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι, το ίδιο ποσοστό μάζας του κτιρίου, στην περίπτωση σχεδιασμού του προστιθέμενου ορόφου από σύνθετα υλικά, ενεργοποιείται από τις πρώτες πέντε ιδιομορφές.

Το γεγονός δικαιολογείται αν αναλογιστούμε την μικρή παραμόρφωση αστοχίας των σύνθετων υλικών σε σχέση με τον χάλυβα (βλ. Πίνακα 1.1) και έχοντας υπόψη ότι η πλαστιμότητα ενός φορέα μειώνει την σεισμική απόκριση του. Γενικά κατά τον σχεδιασμό η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση, σύμφωνα με το συντελεστή συμπεριφορά q .

Στην περίπτωση μας επιλέχθηκε, κατά την επίλυση, ίδια τιμή συντελεστή συμπεριφοράς q ίσο με 1,7 και στις δυο περιπτώσεις σχεδιασμού, διότι όπως αναφέραμε πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο (Πίνακας Σ4.4. ΚΑΝΕΠΕ). Ωστόσο σε κατασκευές από σύνθετα υλικά η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q δεν μπορεί να γίνει λαμβάνοντας υπόψη τα ίδια κριτήρια με εκείνα των κατασκευών από χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς η μηχανική συμπεριφορά τους διαφέρει σε μεγάλο βαθμό από αυτών. Ως εκ τούτου η χρήση τους στην κατασκευή απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή, σύνεση και σχολαστική επιβεβαίωση των μηχανικών τους χαρακτηριστικών.



Σχεδιασμός Ορόφου από Σύνθετα Υλικά & Σύμμικτο Σκελετό σε Υφιστάμενο Κτίριο
από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.56165	0.01026	0.45683	1.08E-07	0.01026	0.45683	1.08E-07
MODAL	Mode	2	0.169279	0.45883	0.06621	5.66E-06	0.4691	0.52304	5.77E-06
MODAL	Mode	3	0.159709	0.16841	0.02741	0.00018	0.63751	0.55045	0.00019
MODAL	Mode	4	0.135581	0.00761	0.28496	0.00019	0.64512	0.83541	0.00037
MODAL	Mode	5	0.103678	0.00013	0.00029	0.01669	0.64525	0.83571	0.01707
MODAL	Mode	6	0.09551	9.80E-07	2.93E-05	0.00224	0.64525	0.83574	0.01931
MODAL	Mode	7	0.091064	0.00116	0.00105	0.00574	0.64641	0.83679	0.02505
MODAL	Mode	8	0.089603	0.02093	0.05193	0.00021	0.66734	0.88872	0.02527
MODAL	Mode	9	0.085859	0.04193	0.00318	2.28E-05	0.70927	0.8919	0.02529
MODAL	Mode	10	0.084066	0.09329	0.00107	0.01334	0.80256	0.89296	0.03862
MODAL	Mode	11	0.082785	0.0148	0.00232	0.0243	0.81736	0.89528	0.06292
MODAL	Mode	12	0.080828	0.01871	7.39E-05	0.00873	0.83607	0.89535	0.07165
MODAL	Mode	13	0.07512	0.00029	0.00146	0.04036	0.83636	0.89682	0.11201
MODAL	Mode	14	0.071664	0.00031	4.36E-05	0.0147	0.83667	0.89686	0.12671
MODAL	Mode	15	0.06955	3.3E-05	0.00105	0.0096	0.8367	0.89791	0.13631
MODAL	Mode	16	0.064531	0.00052	0.03233	1.38E-05	0.83722	0.93023	0.13633
MODAL	Mode	17	0.059499	0.00097	0.00023	0.01065	0.83819	0.93046	0.14698
MODAL	Mode	18	0.055852	8.39E-07	2.1E-05	0.04053	0.83819	0.93049	0.18751

Εικόνα 7.1 : Ποσοστό ταλαντούμενης μάζας-Σύμμικτος σκελετός.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.512627	0.01117	0.44148	1.50E-07	0.01117	0.44148	1.50E-07
MODAL	Mode	2	0.142841	0.07209	0.02642	1.23E-05	0.08327	0.4679	1.24E-05
MODAL	Mode	3	0.133702	0.58678	0.06918	4.94E-05	0.67005	0.53707	6.18E-05
MODAL	Mode	4	0.119677	0.09216	0.3507	0.00033	0.76221	0.88778	0.00039
MODAL	Mode	5	0.066465	0.00434	0.0213	0.00097	0.76655	0.90907	0.00136
MODAL	Mode	6	0.062473	5.33E-02	0.00285	5.41E-06	0.81984	0.91192	0.00137
MODAL	Mode	7	0.060945	0.00076	2.57E-05	0.02248	0.8206	0.91195	0.02385
MODAL	Mode	8	0.058121	0.00013	0.00034	0.00336	0.82073	0.91229	0.02721
MODAL	Mode	9	0.053581	0.00196	0.0001	0.00772	0.82268	0.91239	0.03493
MODAL	Mode	10	0.050582	0.00025	0.00074	0.00744	0.82294	0.91313	0.04237
MODAL	Mode	11	0.049769	0.00384	4.47E-06	0.00316	0.82677	0.91313	0.04553
MODAL	Mode	12	0.046904	0.00192	0.01078	0.05016	0.82869	0.92392	0.09569
MODAL	Mode	13	0.046401	0.00111	0.00903	0.01871	0.8298	0.93295	0.1144
MODAL	Mode	14	0.043855	0.00024	0.00421	0.0867	0.83004	0.93716	0.2011
MODAL	Mode	15	0.042775	6.29E-05	0.00066	0.00931	0.8301	0.93782	0.21041
MODAL	Mode	16	0.0405	0.00012	0.00467	0.08454	0.83022	0.94248	0.29496
MODAL	Mode	17	0.040235	0.0002	0.00652	0.01045	0.83042	0.949	0.3054
MODAL	Mode	18	0.039459	1.12E-03	0.01427	0.00093	0.83154	0.96327	0.30633

Εικόνα 7.2 : Ποσοστό ταλαντούμενης μάζας-Σκελετός από σύνθετα υλικά.

7.2 Σύγκριση Βάρους - Κόστους

Τα σύνθετα υλικά διαθέτουν εξαιρετικά χαμηλό βάρος σε σύγκριση με τον χάλυβα (75% λιγότερο) . Γεγονός που απεικονίζεται και στην Εικόνα 7.3 στην οποία παρατηρούμε ότι η συνολική μάζα του ορόφου από σύνθετα υλικά, είναι 5 φορές μικρότερη από εκείνη του ορόφου από δομικό χάλυβα.



Εικόνα 7.3 : Γραφική απεικόνιση συνολικής μάζας προστιθέμενου ορόφου και στις δυο μεθόδους σχεδιασμού. .

Στο σημείο αυτό λαμβάνοντας μια ενδεικτική τιμή κόστους για τα αντίστοιχα υλικά μπορούμε να προσεγγίσουμε το συνολικό κόστος προσθήκης ορόφου για κάθε περίπτωση σχεδιάσου. Συγκεκριμένα, το κόστος των σύνθετων υλικών είναι περίπου 4€/kg έναντι του δομικού χάλυβα που είναι 2€/kg. Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται συνολικά το κόστος των πρώτων υλών και για τις δυο περιπτώσεις.

Υλικό	Κόστος/Kg	Βάρος(kg)	Κόστος(€)
S275	2€	10283,08	20566.16
F.R.P	4€	2058,13	8232.50

Πίνακας 7.1 : Προσεγγιστικός υπολογισμός κόστους προστιθέμενου ορόφου.



7.3 Συμπεράσματα

Όταν πρόκειται να γίνει προσθήκη καθ' ύψος σε υφιστάμενο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, τόσο η επιλογή του χάλυβα σαν υλικό κατασκευής, όσο και των σύνθετων υλικών παρουσιάζουν αξιοσημείωτα πλεονεκτήματα σε σχέση με τις συμβατικές μεθόδους προσθήκης από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι δυο μέθοδοι σχεδιασμού που μελετήθηκαν, παρέχουν την ευχέρεια προσθήκης καθ' ύψος σε υφιστάμενα «καταπονημένα» κτίρια, ενώ ταυτόχρονα μειώνουν τις απαιτήσεις θεμελίωσης, κάτι που αντιστοιχεί και σε οικονομικό όφελος.

Επιπλέον, ο χρόνος αποπεράτωσης ενός έργου μειώνεται αισθητά, με αποτέλεσμα το έργο να έχει μικρότερο κόστος. Και αυτό λόγω της εύκολης και αυτοματοποιημένης πλέον παραγωγής του χάλυβα και των σύνθετων υλικών και της απλής διαδικασίας ανέγερσης των σκελετών.

Οι κατασκευές αυτές παρέχουν εξασφάλιση ποιότητας, διότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα που συνθέτουν την κατασκευή είναι τυποποιημένες βιομηχανικές διατομές υψηλών προδιαγραφών, χωρίς αποκλίσεις μεταξύ τους, σε αντίθεση με τα μέλη μιας συμβατικής κατασκευής που κατασκευάζονται στο εργοτάξιο.

Ωστόσο, μέχρι σήμερα, τα σύνθετα υλικά δεν έχουν τύχει ευρεία εφαρμογή στις κατασκευές. Αυτό οφείλεται αρχικά στο υψηλό τους κόστος, που πολλές φορές αποτελεί ανασταλτικό παράγοντα στη χρήση τους. Ακόμα και τα φθηνότερα σύνθετα υλικά που είναι από ίνες γυαλιού, έχουν τελικό κόστος εφαρμογής υψηλό επειδή απαιτούν μεγαλύτερες ποσότητες υλικού λόγω του μικρού μέτρου ελαστικότητας τους. Συγχρόνως, η εξαιρετική ελαστοπλαστική αντοχή του χάλυβα σε συνδυασμό με το χαμηλό του κόστος, αποτελούν στοιχεία που επιβραδύνουν την ανέγερση των σύγχρονων κατασκευών από σύνθετα υλικά. Τέλος, η έλλειψη σαφών προδιαγραφών και προτύπων για την εφαρμογή τους, καθώς και ενός απαραίτητου κώδικα για τον σχεδιασμό δυσχεραίνουν την χρήση τους. Παρ' όλα αυτά η εφαρμογή τους στα πλαίσια ενίσχυσης των κατασκευών παρουσιάζει εντυπωσιακά αποτελέσματα.



ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2η έκδοση.

Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών», Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2000.

Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.

Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2η έκδοση.

Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2η έκδοση.

Ιωάννης Κ. Βάγιας, «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2001, 2η έκδοση.

Chen G, Wu J: "Transfer-function-based criteria for decoupling of secondary systems", Journal of Engineering Mechanics, 125 (3), 340-346, 1999.

Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN 1992.

Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, prENV 1993-1-1 : 2003 και Μέρος 1.8, Σχεδιασμός Συνδέσεων, CEN, prEN 1993-1-8 : 2003.

Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN, prENV 1994-1-1 : 2004.

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

«Composites for construction. Structural Design with FRP materials» Lawrence C.Bank, John Wiley & Sons, inc. New Jersey 2006.

« The Pultrex Pultrusion Design Manual os Standard and Custom Fiber Reinforced Polymer Structural Profiles» Volume 5 2015. Creative Pultrusion inc.

statiki3.weebly.com/uploads/.../chapter_3_-_eidika_kefalaia_statikis.pps