

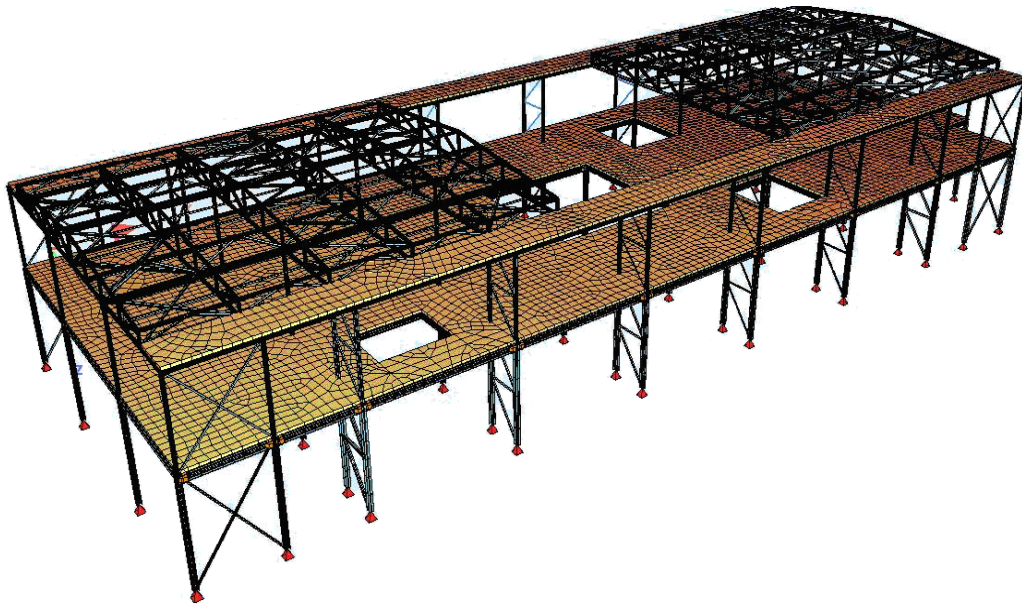


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός δώροφου κτιρίου πολλαπλών χρήσεων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιωάννης Μ. Μπελογιάννης

Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης

Αθήνα, Ιούλιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/70

Μπελογιάννης Ι. Μ. (2013)  
Σχεδιασμός διώροφου κτιρίου πολλαπλών χρήσεων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/70  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Belogiannis I. M. (2013)  
Design of a two-storey building of multiple use  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/70  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
2 Περιγραφή του κτιρίου .....	7
2.1 Γεωμετρία του φορέα .....	7
2.2 Στατικά συστήματα .....	8
2.3 Υλικά .....	9
2.3.1 Δομικός χάλυβας .....	9
2.3.2 Σκυρόδεμα .....	10
2.3.3 Χαλυβδόφυλλα .....	10
2.3.4 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος .....	10
2.3.5 Διατμητικοί ήλοι .....	10
2.4 Δομικά στοιχεία της κατασκευής .....	10
2.4.1 Γενικά .....	10
2.4.2 Υποστυλώματα .....	10
2.4.3 Δοκοί .....	11
2.4.4 Σύμμικτες πλάκες .....	11
3 Δράσεις επί της κατασκευής .....	12
3.1 Γενικά .....	12
3.2 Μόνιμες δράσεις (G) .....	12
3.3 Μεταβλητές δράσεις (Q) .....	12
3.4 Φορτία χιονιού .....	14
3.5 Δράσεις ανέμου .....	15
3.6 Θερμοκρασιακή μεταβολή .....	20
3.7 Σεισμικές δράσεις (E) .....	21
3.8 Οριακές καταστάσεις .....	25
3.9 Συνδυασμοί δράσεων .....	26
3.9.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας .....	26
3.9.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας .....	27
3.9.3 Σεισμικοί συνδυασμοί .....	27
4 Ανάλυση κατασκευής .....	28
4.1 Λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση .....	28
4.2 Ελαστική ανάλυση .....	28
4.3 Προσομοίωση της κατασκευής .....	29
4.4 Στατική ανάλυση της κατασκευής .....	29
4.4.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων για το βασικό συνδυασμό .....	30
4.4.2 Έλεγχος μελών πλαισίου για τον βασικό συνδυασμό .....	32
4.5 Δυναμική ανάλυση κατασκευής με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας .....	37
4.5.1 Δυναμική φασματική μέθοδος .....	37
4.5.2 Τυχηματική εκκεντρότητα .....	38
4.5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών .....	40
4.5.4 Έλεγχος επιρροών 2 <sup>ης</sup> τάξης .....	41
4.6 Δυναμική ανάλυση κατασκευής που περιλαμβάνει πλαίσια παραλαβής ροπών .....	42
4.7 Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας .....	45
4.8 Ικανοτικοί έλεγχοι στα σημεία με κατακόρυφους συνδέσμους .....	50

4.8.1	Κεφαλοδοκός .....	50
4.8.2	Υποστύλωμα .....	53
4.9	Έλεγχος πλαισίων παραλαβής ροπών για το σεισμικό συνδυασμό.....	55
4.9.1	Κριτήρια σχεδιασμού .....	55
4.9.2	Υποστυλώματα.....	58
5	Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών.....	60
5.1	Γενικά.....	60
5.2	Χαλυβδόφυλλα .....	61
5.3	Διαστασιολόγηση .....	62
5.4	Παρουσίαση προγράμματος Comdeck.....	62
5.4.1	Αποτελέσματα ανάλυσης.....	64
6	Σχεδιασμός διαδοκίδων .....	66
6.1	Γενικά.....	66
6.2	Κατάταξη διατομής .....	67
6.3	Φορτία διαδοκίδων.....	67
6.4	Φάση κατασκευής.....	67
6.4.1	Έλεγχος αντοχής .....	68
6.5	Φάση λειτουργίας.....	68
6.6	Διατμητική σύνδεση.....	70
6.7	Έλεγχος παραμορφώσεων .....	71
6.8	Έλεγχος ευστάθειας.....	74
7	Σχεδιασμός κύριων δοκών.....	75
7.1	Γενικά.....	75
7.2	Συνεργαζόμενο πλάτος.....	75
7.3	Κατάταξη διατομής .....	76
7.4	Φορτία κύριων δοκών.....	77
7.5	Φάση κατασκευής.....	78
7.5.1	Έλεγχος αντοχής .....	78
7.6	Φάση λειτουργίας.....	79
7.7	Διατμητική σύνδεση.....	80
7.8	Έλεγχος παραμορφώσεων .....	83
7.9	Έλεγχος ευστάθειας.....	85
7.10	Σχεδιασμός κύριων δοκών στη διεύθυνση Y .....	85
8	Συνδέσεις.....	86
8.1	Γενικά.....	86
8.2	Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία .....	87
8.3	Ταξινόμηση κόμβων με βάση την αντοχή.....	88
8.4	Ανάλυση φορέα.....	89
8.5	Συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων.....	90
8.5.1	Γενικά.....	90
8.5.2	Απλές συνδέσεις τέμνουσας.....	90
8.5.3	Συνδέσεις ροπής.....	91
8.6	Συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων .....	91
8.7	Σχεδιασμός συνδέσεων.....	92
8.7.1	Σύνδεση ροπής .....	92
8.7.2	Συνδέσεις τέμνουσας.....	94
8.7.3	Σύνδεση βάσης υποστυλώματος .....	96
9	Συμπεράσματα.....	97
10	Βιβλιογραφία.....	99

## Σχεδιασμός διώροφου κτιρίου πολλαπλών χρήσεων

Μπελογιάννης Ι. Μ. (Επιβλέπων: Ιωαννίδης Γ.)

### Περίληψη

Με την παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται η προσπάθεια σχεδιασμού ενός διώροφου μεταλλικού κτιρίου με δύο διαφορετικούς τρόπους αντιμετώπισης οριζόντιων δράσεων. Η διαφοροποίηση των δυο προσεγγίσεων έγκειται στα συστήματα δυσκαμψίας με τα οποία παραλαμβάνονται οι σεισμικές δράσεις. Η μόρφωση του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τον τρόπο που δόθηκε στα αρχικά σχέδια, στα οποία βασίζεται η διαμόρφωση των χώρων. Αρχική θεώρηση ήταν η τοποθέτηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας για την εξασφάλιση πλευρικής ευστάθειας και στις δύο διευθύνσεις της. Στη συνέχεια, προκειμένου να εξετάσουμε σε κάθε διεύθυνση ένα διαφορετικό σύστημα δυσκαμψίας αλλά και να συγκρίνουμε τα αποτελέσματά τους, μετατρέψαμε τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας σε πλαίσια παραλαβής ροπών στη μία διεύθυνση του κτιρίου.

Μια σημαντική παράμετρος στην διαμόρφωση του κτιρίου με κατακόρυφους συνδέσμους ήταν η θεώρηση όλων των κόμβων στο προσομοίωμα σαν απλές αρθρώσεις, δηλαδή η σύνδεση των δοκών έγινε με συνδέσεις τέμνουσας. Αντίθετα, στη δεύτερη θεώρηση, η σύνδεση έγινε με συνδέσεις ροπής στα πλαίσια και οι κόμβοι θεωρήθηκαν άκαμπτοι πλήρους αντοχής, ενώ στα υπόλοιπα στοιχεία παρέμειναν οι συνδέσεις αρθρωτές.

Με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση σχεδιάστηκαν οι συνδέσεις των μελών του κτιρίου και παρουσιάστηκε ο τρόπος με τον οποίο αυτές μπορεί να επηρεάσουν το σχεδιασμό αλλά και την απόκριση της κατασκευής.

Συνοψίζοντας, από την εργασία αυτή προκύπτουν συμπεράσματα και παρατηρήσεις που αφορούν τη μόρφωση αλλά και τον τρόπο με τον οποίο θα υλοποιηθεί σωστά η κατασκευή τέτοιων κτιρίων.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2013/70

Design of a two-storey building of multiple use  
Belogiannis I. M. (supervised by Ioannidis G.)

### **Abstract**

In this thesis, the design of a two-storey metal building with two different ways of dealing horizontal actions is under consideration. The differentiation of the two approaches lies in systems with stiffness, which receive seismic actions. The construction of the building was done according to the way that is given to the original plans, on which the configuration of the building is based. The first consideration was to set bracings for stability of the construction, placed at both the horizontal and the vertical level. Then, in order to study in each direction an alternate static system and compare their results, we converted the vertical bracings to moment resisting frames on one direction of the building.

An important parameter in the configuration of the building with vertical bracings was the consideration of all nodes in the model as pinned. In contrast, in the second solution, the nodes of moment resistance frames are considered rigid (full strength), while the other connections pinned.

Based on the results obtained from the analysis, the connections of the steel members were constructed and the way in which they can influence the design but also the response of the structure is presented.

Summarizing, from this thesis, we reach conclusions and observations relating to the model of the structure and the way it is done well design of such buildings.

## Ευχαριστίες

Με τη διπλωματική αυτή εργασία ολοκληρώνεται επίσημα ο κύκλος των προπτυχιακών σπουδών μου. Ως εκ τούτου θα ήθελα να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που κατέστησαν δυνατή αυτή την προσπάθεια.

Θερμές ευχαριστίες οφείλω στον Καθηγητή κ. Γεώργιο Ιωαννίδη που δέχθηκε να επιβλέψει την παρούσα διπλωματική εργασία.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον υποψήφιο διδάκτορα κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για τον πολύτιμο χρόνο που αφιέρωσε και την καθοριστική βοήθεια που μου παρείχε σε όλα τα θέματα που προέκυψαν σε όλη τη διάρκεια της προσπάθειας μου.

Επιπλέον, δεν θα μπορούσα να μην αναφερθώ στην υποψήφια διδάκτορα κ. Μαρία Ελένη Δασίου για την καθοδήγηση και την άμεση βοήθεια της όποτε της ζητήθηκε, την οποία ευχαριστώ θερμά.

Τέλος, τη διπλωματική αυτή εργασία την αφιερώνω στην οικογένεια μου, την οποία αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω για τη συνεχή και απόλυτη στήριξή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

# 1 Εισαγωγή

Η παρούσα εργασία αφορά τη μελέτη και την εφαρμογή των κανονιστικών διατάξεων όσον αφορά τη διαστασιολόγηση και το σχεδιασμό μιας μεταλλικής κατασκευής. Σκοπός της είναι η μελέτη και σύγκριση, όσον αφορά τα μεγέθη που εμφανίζονται κατά την ανάλυση, δύο εναλλακτικών τρόπων με τον οποίο μια κατασκευή παραλαμβάνει οριζόντια φορτία.

Παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά η δομή της εργασίας:

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση του κτιρίου όσον αφορά τη γεωμετρία και τα συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας. Επίσης αναφέρονται τα δομικά μέλη και τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα μόνιμα φορτία και στον τρόπο που προκύπτουν από τους κανονισμούς οι μεταβλητές και σεισμικές δράσεις που λήφθηκαν υπόψη στον σχεδιασμό.

Στο τέταρτο κεφάλαιο αρχικά παρουσιάζονται τα προγράμματα τα οποία βοήθησαν στην ανάλυση. Στη συνέχεια αναφέρονται και για τις δύο περιπτώσεις στατικών συστημάτων που εφαρμόστηκαν τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης, των ελέγχων περιορισμού βλαβών και επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης και γίνεται αναφορά στις διαφορές που προέκυψαν μεταξύ τους. Τέλος έγιναν οι έλεγχοι των δοκών και των υποστυλωμάτων για τον κύριο συνδυασμό φόρτισης και για το σεισμικό συνδυασμό, για κάθε περίπτωση στατικού συστήματος.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών και στους κανόνες που προβλέπονται για τη σχεδίαση τους, με τη βοήθεια προγράμματος που αναφέρεται αποκλειστικά στον τύπο του χαλυβδόφυλλου που τοποθετήθηκε.

Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται ο σχεδιασμός των διαδοκίδων, που περιλαμβάνει ελέγχους τόσο στη φάση κατασκευής, όσο και στη φάση λειτουργίας.

Στο έβδομο κεφάλαιο λαμβάνει χώρα ο σχεδιασμός των σύμμικτων δοκών, που περιλαμβάνει ελέγχους, παρόμοιους με αυτούς των διαδοκίδων.

Στο όγδοο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις συνδέσεις και στον τρόπο που επηρεάζουν τη συμπεριφορά της κατασκευής. Επιπλέον παρουσιάζονται ενδεικτικά διάφορες συνδέσεις, όπως δοκού-υποστυλώματος (σύνδεση ροπής και τέμνουσας, ανάλογα με το σύστημα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας), διαδοκίδων με κύριες δοκούς καθώς και συνδέσεις στη βάση των υποστυλωμάτων.

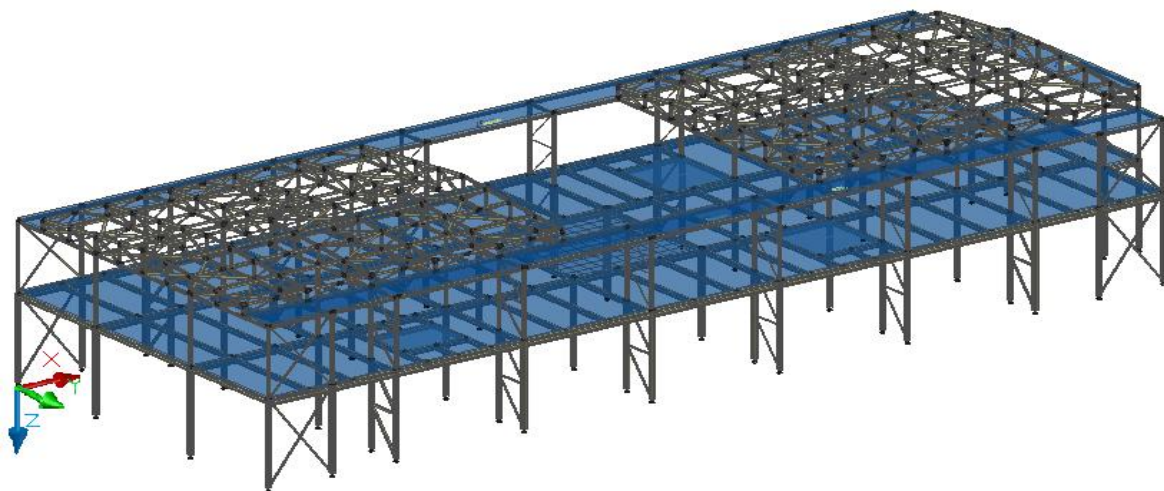
Στο ένατο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που εξήχθησαν κατά τη διάρκεια αυτής της εργασίας.



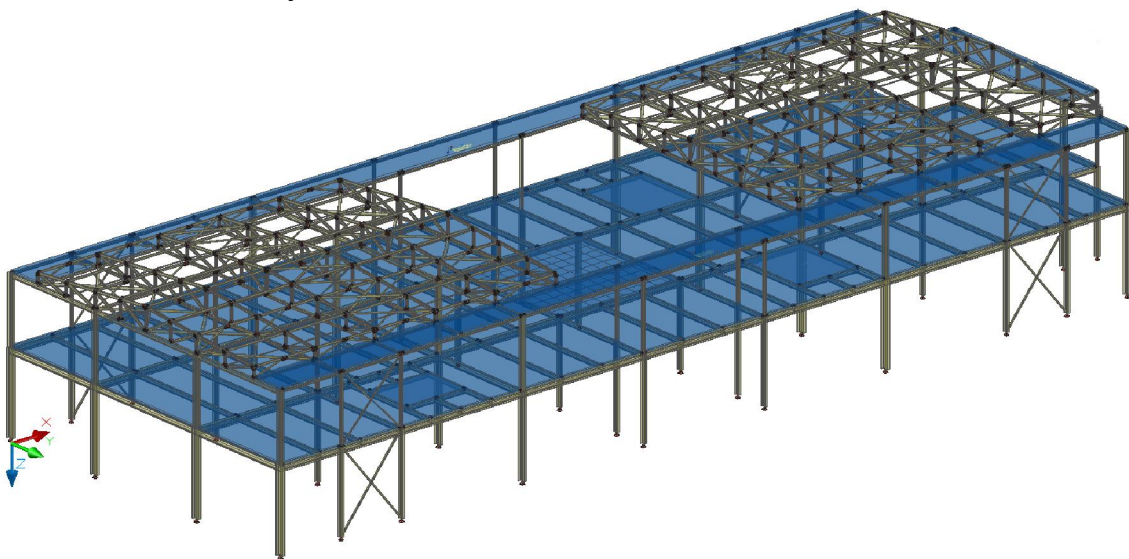
## 2 Περιγραφή του κτιρίου

### 2.1 Γεωμετρία του φορέα

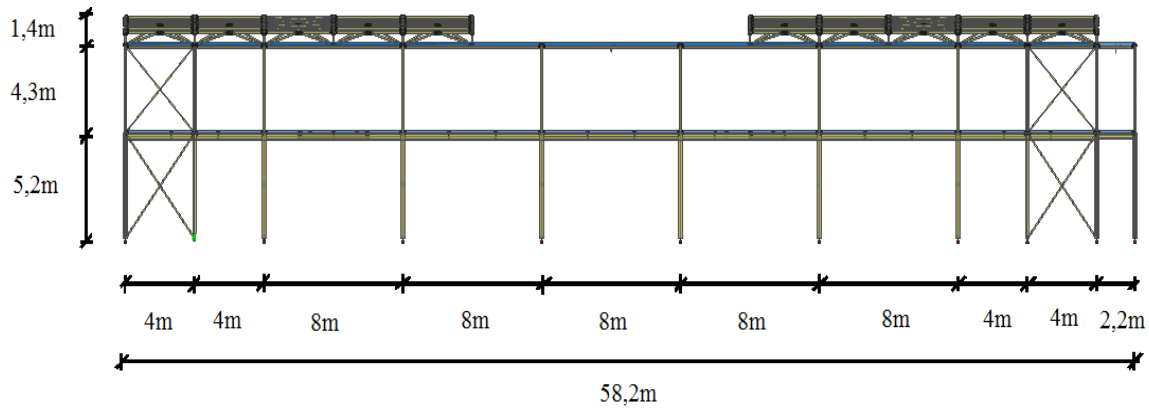
Το κτίριο που μελετάται είναι μία δώροφη μεταλλική κατασκευή που προορίζεται για πολλαπλές χρήσεις. Κάθε όροφος έχει κάτοψη  $58,2\text{m} \times 21,2\text{m}$ , ύψος 1<sup>ου</sup> ορόφου  $5,20\text{m}$  και 2<sup>ου</sup> ορόφου  $4,30\text{m}$ , ύψη κατάλληλα για τη χρήση που σχεδιάστηκε το κτίριο και την τοποθέτηση ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Η σχεδίαση του κτιρίου είναι βασισμένη σε αρχικά σχέδια που προέβλεπαν τη διαμόρφωση των χώρων, ενώ σαν τρόπο παραλαβής οριζόντιων φορτίων επιλέχθηκε η χρήση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις. Στη συνέχεια μελετήθηκε η ίδια κατασκευή με διαφορετικό τρόπο παραλαβής των οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση Y. Συγκεκριμένα εξασφαλίστηκε η πλευρική ευστάθεια του κτιρίου με πλαίσια παραλαβής ροπών.



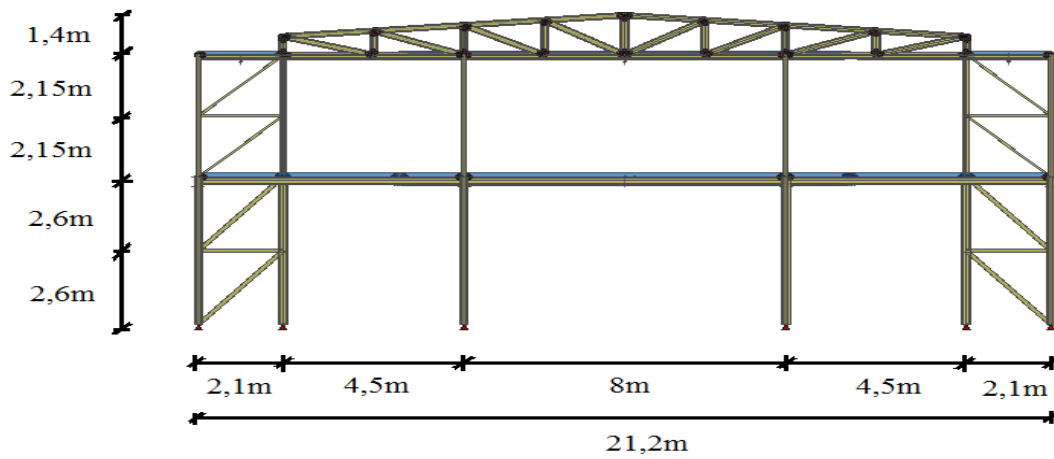
Σχήμα 2.1: Παρουσίαση φορέα με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και στις δυο διευθύνσεις



Σχήμα 2.2: Παρουσίαση φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών στη διεύθυνση Y



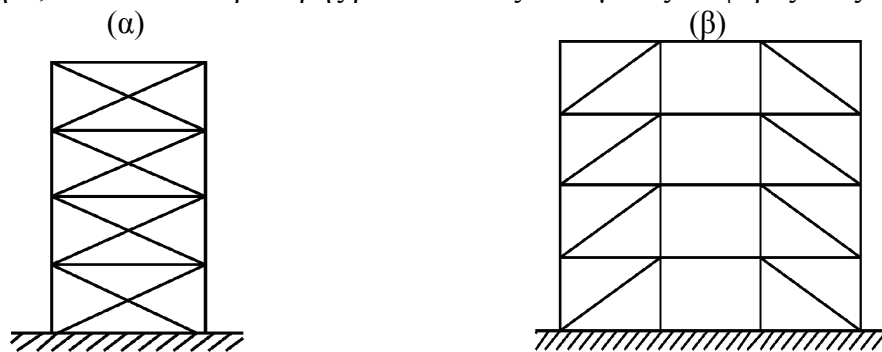
Σχήμα 2.3: Όψη κτιρίου



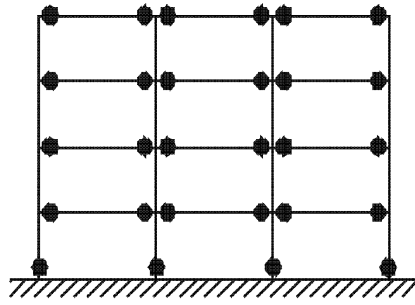
Σχήμα 2.4: Τομή κτιρίου (σύστημα κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση Y)

## 2.2 Στατικά συστήματα

Τα στατικά συστήματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση του κτιρίου είναι αυτά που φαίνονται στα σχήματα 2.5 και 2.6. Σε πρώτη φάση στο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου (στη διεύθυνση X η περίπτωση (α) και στη διεύθυνση Y η περίπτωση (β) του σχήματος 2.5). Σε δεύτερη φάση, μετατρέψαμε το σύστημα παραλαβής των οριζοντίων δράσεων κατά τη διεύθυνση Y του κτιρίου από κατακόρυφους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, σε πλαίσια παραλαβής ροπών και εξετάσαμε τις διαφορές τους.



Σχήμα 2.5: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας μόνο σε εφελκόμενες διαγωνίους).



Σχήμα 2.6: Πλαίσια παραλαβής ροπών (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε δοκούς και στη βάση υποστηλωμάτων).

Τα συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας (πλαίσια παραλαβής ροπών, κατακόρυφοι σύνδεσμοι και τοιχώματα) πρέπει να διατάσσονται βάση των παρακάτω αρχών:

α. Η διάταξη τους σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια ώστε να παραλαμβάνονται οι οριζόντιες δράσεις και στις δύο κυρίες διευθύνσεις (X, Y).

β. Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων ή πλαισίων, στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη, για την αποφυγή δημιουργίας εκκεντρότητας μεταξύ της θέσης εφαρμογής των σεισμικών δράσεων στο κέντρο μάζας του κάθε ορόφου και της θέσης παραλαβής τους από το σύστημα πλευρικής ευστάθειας.

γ. Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των συνδέσμων ή των πλαισίων πρέπει να είναι παρόμοια για να μην δημιουργούνται προβλήματα στρέψης.

δ. Η ευνοϊκότερη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου έτσι ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία της κατασκευής.

ε. Πρέπει να μην διακόπτεται η συνέχεια τους καθ' ύψος του κτιρίου.

## 2.3 Υλικά

### 2.3.1 Δομικός χάλυβας

Σε όλα τα δομικά μέλη της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κατηγορίας S355, με ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής και της οριακής εφελκυστικής αντοχής σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
S355	355	510	335	470

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες είναι:

Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 210000 \text{ MPa}$

Μέτρο διάτμησης:  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 80769 \text{ MPa}$

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

Σταθερά Poisson:  $\nu_a = 0,3$

### 2.3.2 Σκυρόδεμα

Χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών:  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας:  $E = 33000 \text{ MPa}$
- Λόγος Poisson: α.) για ελαστικές παραμορφώσεις  $\nu = 0,20$   
β.) για ρηγματωμένο σκυρόδεμα  $\nu = 0$

Κατά τους υπολογισμούς λαμβάνουμε υπόψη μειωμένη τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, ίση με  $0,85f_{cd}$ , για να ληφθούν υπόψη μακροχρόνιες επιδράσεις της φόρτισης.

### 2.3.3 Χαλυβδόφυλλα

Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκαν χαλυβδόφυλλα Comflor 51 της εταιρίας Tata Steel. Ο χάλυβας των φύλλων είναι ποιότητας S320 σύμφωνα με τις προδιαγραφές των κανονισμών και πάχους 1,20 mm.

### 2.3.4 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την προστασία από πυρκαγιά τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού Φ8/15 και ράβδοι οπλισμού διαμέτρου Φ8 αντίστοιχα. Η ποιότητα του χάλυβα είναι S500 με όριο διαρροής  $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$

### 2.3.5 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών ήλων κεφαλής, με διάμετρο  $d = 22 \text{ mm}$ , ύψος 125mm και εφελκυστικής αντοχής  $f_u = 450 \text{ MPa}$ .

## 2.4 Δομικά στοιχεία της κατασκευής

### 2.4.1 Γενικά

Για το σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκαν για τα δομικά μέλη της κατασκευής διατομές από τις σειρές που φαίνονται παρακάτω:

	<u>Διατομή</u>
• Υποστυλώματα	HEB
• Κύριες δοκοί κατά Y	HEA
• Κύριες δοκοί κατά X και διαδοκίδες	IPE
• Τεγίδες	IPE
• Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SH
• Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης	L

### 2.4.2 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα κατασκευάζονται από πλατύπελμες διατομές HEB καθώς έχουν εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Στην πρώτη

περίπτωση που χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων έγινε με συνδέσεις τέμνουσας στο έδαφος αλλά και στη σύνδεσή τους με τις κύριες δοκούς. Στη δεύτερη περίπτωση που αντικαταστήσαμε τους συνδέσμους στη διεύθυνση Υ με πλαίσια, οι βάσεις των υποστυλωμάτων έχουν διαμορφωθεί σε πακτώσεις στον ισχυρό τους άξονα και αρθρώσεις στον ασθενή άξονα. Όσα δεν ανήκουν στα πλαίσια παραλαβής ροπών έχουν παραμείνει αρθρωτά με το έδαφος.

Πίνακας 2.2: Διατομές υποστυλωμάτων (περίπτωση Α)

Όροφος	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>
Υποστυλώματα	HEB220	HEB140

Πίνακας 2.3: Διατομές υποστυλωμάτων (περίπτωση Β)

Όροφος	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>
Υποστυλώματα πλαisiών ροπής κατά Υ	HEB360	HEB260
Υποστυλώματα εκτός πλαisiών ροπής	HEB220	HEB140

### 2.4.3 Δοκοί

Οι κύριες δοκοί και οι διαδοκίδες, στην κατασκευή με τους κατακόρυφους συνδέσμους και στις δύο διευθύνσεις, κατασκευάζονται με συνδέσεις τέμνουσας μεταξύ τους αλλά και με τα υποστυλώματα. Η διαστασιολόγηση τους έγινε σε συνεργασία με την πλάκα σκυροδέματος (σύμμικτες δοκοί), ωστόσο έγινε έλεγχος και για τη φάση κατασκευής που λειτουργούν σαν σιδηροδοκοί. Η αναλυτική διαστασιολόγηση τους παρουσιάζεται στα επόμενα κεφάλαια.

Για την κατασκευή που περιλαμβάνει και τα πλαίσια, οι δοκοί των πλαisiών σχεδιάζονται ως σιδηροδοκοί και όχι ως σύμμικτες, επειδή κατά την σεισμική φόρτιση το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος μειώνεται σημαντικά λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Για το λόγο αυτό λαμβάνεται υπ' όψη στους ελέγχους μόνο η χαλύβδινη διατομή. Για τις υπόλοιπες δοκούς, ισχύουν τα ίδια που αναφέρθηκαν παραπάνω. Οι συνδέσεις ροπής δοκών υποστυλωμάτων είναι κοχλιωτές με μετωπική πλάκα και η αναλυτική παρουσίαση τους βρίσκεται στο κεφάλαιο 8.

### 2.4.4 Σύμμικτες πλάκες

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούν το συνηθέστερο τύπο πλακών στα μεταλλικά κτίρια και αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Συνήθως τοποθετείται οπλισμός στο χαμηλότερο σημείο των νευρώσεων σε περίπτωση απενεργοποίησης του χαλυβδόφυλλου λόγω πυρκαγιάς, και πλέγμα πρόσθετου οπλισμού στο πάνω μέρος της πλάκας, για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή αρνητικών ροπών σε περιπτώσεις συνεχών πλακών 2 ή περισσότερων ανοιγμάτων. Για την συνεργασία των δύο υλικών προβλέπονται ειδικά διαμορφωμένες νευρώσεις, εγκοπές ή προεξοχές στα φύλλα, ή διατμητικοί σύνδεσμοι. Να αναφερθεί ότι η αναλυτική διαδικασία που ακολουθήθηκε για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών αναφέρεται στο κεφάλαιο 5.

## 3 Δράσεις επί της κατασκευής

### 3.1 Γενικά

Με βάση τη διακύμανση τους στο χρόνο, οι δράσεις κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G), όπως ίδια βάρη κατασκευής, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q), όπως επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, φορτία χιονιού ή ανέμου και φορτία από γερανογέφυρες.
3. Τυχηματικές δράσεις (A), όπως εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

Επιπρόσθετα οι δράσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν βάση:

1. Την προέλευση τους (άμεσες και έμμεσες)
2. Την χωρική τους μεταβολή (σταθερές ή ελεύθερες)
3. Την φύση τους (στατικές ή δυναμικές)

### 3.2 Μόνιμες δράσεις (G)

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα.

Αυτές περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχους πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη.

Στην περίπτωση μας χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες τιμές:

1. Ίδια βάρη: Υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για όσα στοιχεία εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα. Επισημαίνεται πως το στατικό προσομοίωμα περιλαμβάνει και τις σύμμικτες πλάκες, οι οποίες είναι απαραίτητες για τη διαφραγματική λειτουργία των ορόφων, επομένως τα φορτία από το ίδιο βάρος αυτών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.
2. Επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων  $1,50 \text{ kN} / \text{m}^2$
3. Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις  $0,50 \text{ kN} / \text{m}^2$

### 3.3 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από ανθρώπους, έπιπλα, κινητά αντικείμενα, εμπορεύματα, μηχανήματα και οχήματα. Όπως και οι μόνιμες, οι μεταβλητές δράσεις είναι στατικές και δεν ασκούν καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, που δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων

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

Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης

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

Το συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι δρα μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του δαπέδου, δεν συνδυάζεται με άλλα φορτία και χρησιμεύει στη διένεξη τοπικών ελέγχων. Στην περίπτωση μας η κατασκευή αποτελείται από χώρους συνάθροισης κοινού, που σημαίνει κατηγορία επιφάνειας C, επομένως  $q_k = 5 \text{ kN} / \text{m}^2$

Όσον αφορά τις στέγες των κτιρίων γίνεται κατηγοριοποίηση βάσει της χρήσης τους. Στην περίπτωση μας η στέγη είναι κατηγορίας Η, μη προσβάσιμη παρά μόνο για επισκευή και συντήρηση.

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες χρήσης στέγης

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
Η	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
Ι	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D
Κ	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

### 3.4 Φορτία χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Ορισμένοι παράγοντες που επηρεάζουν την τιμή τους είναι η τοποθεσία, η κλίση της στέγης, αλλά και το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή του κτιρίου στον άνεμο.

Παρακάτω ακολουθεί ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού στη στέγη του κτιρίου σύμφωνα με το μέρος 1-3 του EN1991 (Ευρωκώδικας 1).

Στην τοποθεσία του έργου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων) και επομένως θα εφαρμόσουμε το συνδυασμό που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές. Έτσι έχουμε:

$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$$

όπου:

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επιρροή της μορφής της στέγης και για δικλινείς στέγες με  $\alpha_1 = 5^\circ$  και  $\alpha_2 = 5^\circ$  ισούται με 0,8

$C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1,0

$C_t$  είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k,o} \times \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right)$$

$S_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για  $A=0$ ), σε  $\text{kN/m}^2$



Στην περίπτωση μας θεωρήθηκε πως η κατασκευή βρίσκεται στη ζώνη III ( $S_{k,0}=1,70 \text{ kN/m}^2$ ), σε υψόμετρο 300m από τη στάθμη της θάλασσας.

$$\text{Επομένως: } s_k = 1,70 \times \left(1 + \left(\frac{300}{917}\right)^2\right) = 1,70 \times 1,107 = 1,88 \text{ kN/m}^2$$

Μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού το οποίο θα είναι:

$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,88 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

### 3.5 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν αρκετά σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση των κατασκευών ανεξαρτήτως του τύπου της (μονώροφη, πολυώροφη κλπ). Η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως : η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, το ύψος του κτιρίου, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Οι δυνάμεις λόγω του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για τις δύσκαμπτες κατασκευές η δυναμική επίδραση αυτή είναι μικρή ειδικά σε σύγκριση με τα σεισμικά φορτία. Για την κατασκευή που γίνεται η μελέτη, θεωρείται απαραίτητο να γίνει μελέτη των φορτίων λόγω ανέμου και την επίδρασή τους πάνω στην κατασκευή.

Εξετάζονται τρεις διευθύνσεις ανέμου,  $\theta=0^\circ$ ,  $\theta=90^\circ$  και  $\theta=-90^\circ$  διότι το κτίριο παρουσιάζει μια ανομοιομορφία στην μια πλευρά και δεν θεωρείται συμμετρικό ώστε να αρκούν μόνο οι δύο διευθύνσεις. (Παρακάτω θα παρουσιαστούν ενδεικτικά τα αποτελέσματα για  $\theta=0^\circ$  και  $\theta=90^\circ$ . Για  $\theta=-90^\circ$  ο υπολογισμός είναι παρόμοιος).

Οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

- 33 m/s σε απόσταση έως και 10 km από την ακτή
- 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0}=33 \text{ m/s}$  και κατηγορία εδάφους III (Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων)

Μέση ταχύτητα του ανέμου:

Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από την σχέση:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1,00 \times 1,00 \times 33 \text{ m/s} = 33 \text{ m/s}$$

Για την κατηγορία εδάφους που αναφέρθηκε παραπάνω, προκύπτει  $z_0=0,3\text{m}$  και  $z_{min}=5\text{m}$ .

Συντελεστής Τραχύτητας  $C_r(z)$ :

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

$$C_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{ze}{z_0}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) = k_r \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

όπου:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \times \left(\frac{0,30}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2154$$

$z_0$ : είναι το μήκος της ταχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$  (κατηγορία εδάφους II)

$z_{\min}$ : είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός

$z_{\max}$ : λαμβάνεται ίσο με 200 m

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$ :

Έχουμε ύψος  $h=10,90\text{m}$  και πλάτος  $b=58,2 \text{ m} \rightarrow h < b$  και συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h$

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2154 \times \ln\left(\frac{10,90}{0,30}\right) = 0,774$$

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$ :

Έχουμε ύψος  $h=10,90\text{m}$  και πλάτος  $b=21,2 \text{ m} \rightarrow h < b$ , συνεπώς το  $C_r(z)$  υπολογίζεται όπως παραπάνω. Προκύπτει  $C_r(z) = 0,774$

Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμόρφωσης  $C_t$ :

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$C_t = 1 \quad \text{για } \Phi < 0,05$$

$$C_t = 1 + 2 \times s \times \Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3$$

$$C_t = 1 + 0,6 \times s \quad \text{για } \Phi > 0,3$$

όπου:

$s$ : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια, κατακόρυφη απόσταση κ.τ.λ.)

$\Phi = H_u/L$  είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρώ  $\Phi=0$ , άρα  $C_t = 1$ .

Μέση ταχύτητα ανέμου:

Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από την σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 0,774 \times 1,0 \times 33 = 25,542 \text{ m/s}^2$$

Δυναμικός Συντελεστής  $c_s c_d$ :

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

Για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15m η τιμή του  $c_s c_d$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

Πίεση ταχύτητας Αιχμής:

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

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

όπου:

$\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho = 1,25 \text{ Kg / m}^3$ )

$I_v(z)$  είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$

$c_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση  $c_e(z) = q_p(z) / q_b$

$q_b$  είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση  $q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$

$v_b$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με την σχέση  $v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{όπου } k_I \text{ είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)}$$

$$\text{Προκύπτει: } I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10,90}{0,30}\right)} = 0,278$$

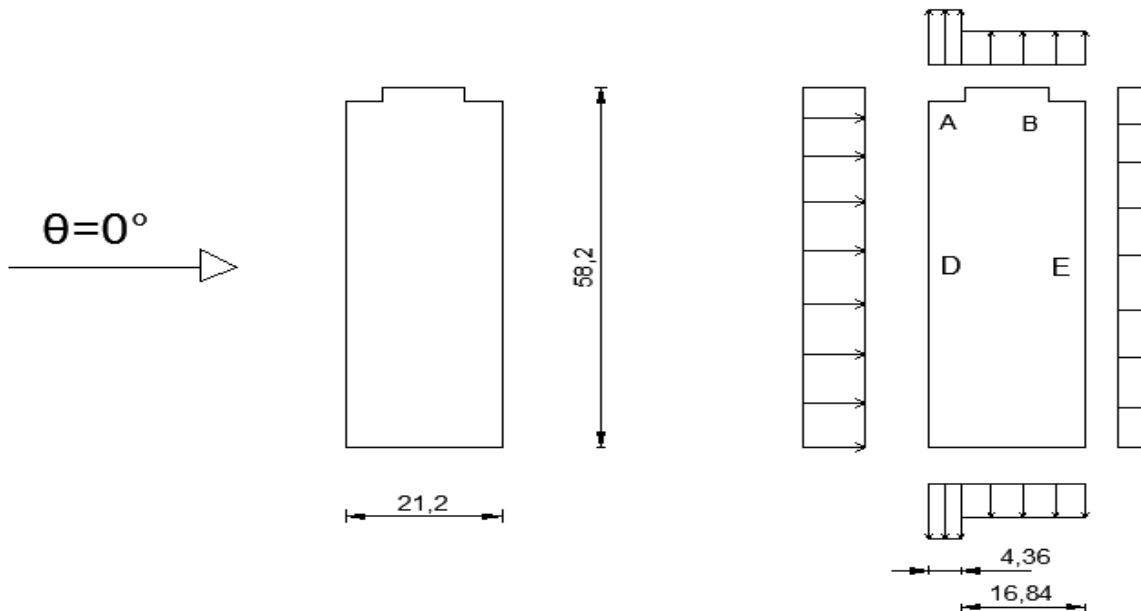
$$q_p(z_e) = \left[1 + 7 \times 0,278\right] \times \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 25,542^2 = 1,201 \text{ kN/m}^2$$

Εξωτερική Πίεση κατακόρυφων τοίχων:

- Άνεμος διεύθυνσεως  $\theta=0^\circ$

$$e = \min(b, 2h) = \min(58,2, 2 \times 10,9) = 21,8 > d = 21,2m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10,9}{21,2} = 0,51$$



Οι εξωτερικές πιέσεις που προκύπτουν είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-1,20) = -1,44 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{A}$$

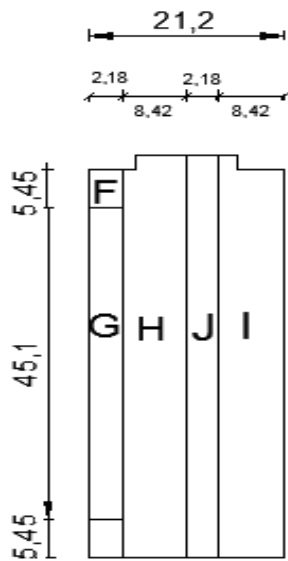
$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-0,8) = -0,96 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{B}$$

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times 0,73 = 0,88 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{D}$$

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-0,36) = -0,43 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{E}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες:

Για την περίπτωση των φορτίων που ασκούνται στη στέγη, να αναφερθεί πως θεωρούμε ότι η στέγη είναι κλειστή σε όλο το μήκος της. Αυτό συμβαίνει διότι στο σημείο που δεν υπάρχει στέγη με δικτυώματα (κέντρο της στέγης), έχει προβλεφθεί να υπάρχει στέγαστρο, το οποίο έχει ληφθεί υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής και τζαμαρία, προκειμένου να θεωρείται εντελώς κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο κανονισμός αναφέρει πως όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα θα ήταν καθοριστικό αν ήταν ανοιχτό αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με το άνοιγμα αυτό ανοιχτό θα θεωρείται τυχηματική.



F: -1,70 και 0,0

$w_e = -2,04$  και  $0,0 \text{ kNm}^2$

G: -1,20 και 0,0

$w_e = -1,44$  και  $0,0 \text{ kNm}^2$

H: -0,60 και 0,0

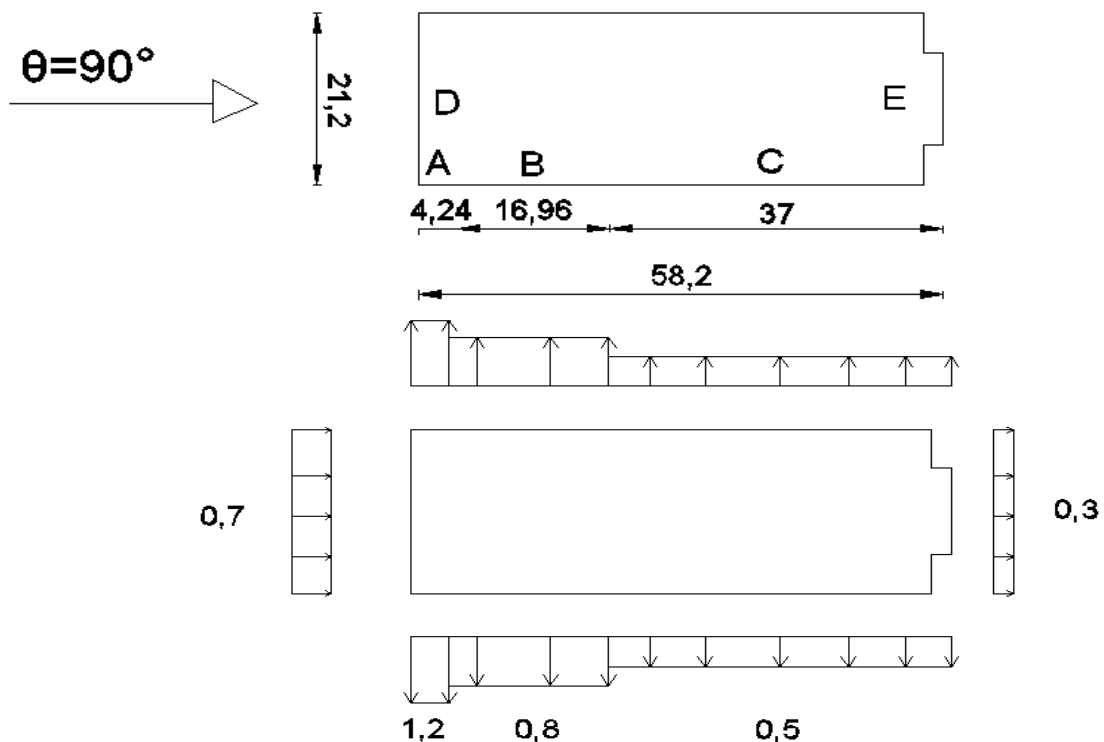
$w_e = -0,72$  και  $0,0 \text{ kNm}^2$

I: -0,60

$w_e = -0,72 \text{ kNm}^2$

- Άνεμος διεύθυνσεως  $\theta=90^\circ$

$$e = \min(b, 2h) = \min(21,2, 2 \times 10,90) = 21,2 < d = 58,2m$$



Οι εξωτερικές πιέσεις που προκύπτουν είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times 0,70 = 0,84 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{D}$$

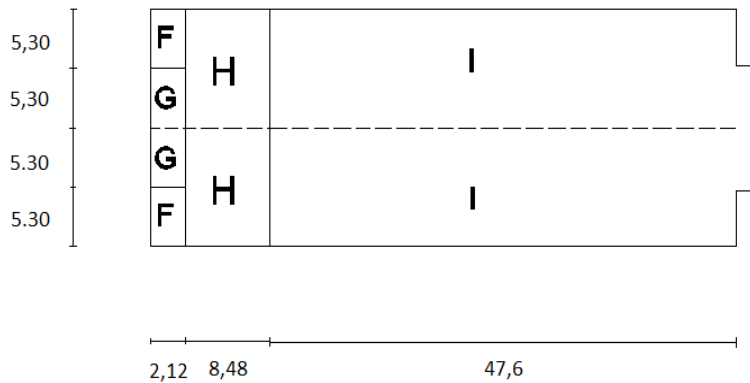
$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times 0,30 = 0,36 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{E}$$

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-1,20) = -1,44 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{A}$$

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-0,8) = -0,96 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{B}$$

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-0,5) = -0,60 \text{ kN/m}^2 : \mathbf{C}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και τελικές πιέσεις για δικλινείς στέγες:



$$\begin{aligned}
 \text{F: } -1,60 & \rightarrow w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-1,60) = -1,92 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{G: } -1,30 & \rightarrow w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-1,30) = -1,56 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{H: } -0,70 & \rightarrow w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-0,70) = -0,84 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{I: } -0,60 & \rightarrow w_e = q_p(z_e) \times c_{pe,10} = 1,201 \times (-0,60) = -0,72 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Όπως φαίνεται η δράση των φορτίων του ανέμου στη στέγη είναι ευμενής ως προς τα κατακόρυφα φορτία επομένως δεν συνδυάζεται με αυτά.

### 3.6 Θερμοκρασιακή μεταβολή

Τα διάφορα δομικά στοιχεία των κτιρίων κατασκευάζονται σε μια συγκεκριμένη θερμοκρασία, που ταυτίζεται με τη θερμοκρασία περιβάλλοντος τη στιγμή της κατασκευής. Κατά τη διάρκεια ζωής του έργου όμως, η θερμοκρασία των στοιχείων αυτών μεταβάλλεται, λόγω κλιματολογικών μεταβολών και μεταβολών θερμοκρασίας του περιβάλλοντος. Η αυξομείωση της θερμοκρασίας έχει ως αποτέλεσμα τη συστολοδιαστολή των δομικών μελών, ή την ανάπτυξη έντασης σε περίπτωση που δεν έχουν τη δυνατότητα να κινηθούν ελεύθερα.

Οι θερμικές δράσεις σε κτίρια λόγω κλιματολογικών μεταβολών και μεταβολών θερμοκρασιών λειτουργίας λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό των κτιρίων όταν υπάρχει πιθανότητα υπέρβασης των οριακών καταστάσεων αστοχίας ή λειτουργικότητας εξ αιτίας των θερμοκρασιακών μετατοπίσεων ή των τάσεων.

Επειδή στην κατασκευή που εξετάζεται, η μέγιστη απόσταση μεταξύ των θέσεων των συστημάτων δυσκαμψίας, που περιορίζουν την ελεύθερη κίνηση της κατασκευής, είναι 56,00m, κρίνεται απαραίτητος ο έλεγχος της έντασης που θα δημιουργηθεί λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Σύμφωνα με το μέρος 1-5 του EN1991 (Ευρωκώδικας 1), οι κλιματικές και λειτουργικές θερμικές δράσεις καθορίζονται βάση των παρακάτω στοιχείων:

α) Μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας  $\Delta T_u$  που προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της μέσης θερμοκρασίας  $T$  ενός μέλους και της αρχικής του θερμοκρασίας  $T_0$ .

β) Μια γραμμικά μεταβαλλόμενη συνιστώσα θερμοκρασίας, που προκύπτει από τη διαφορά  $\Delta T_M$  μεταξύ των θερμοκρασιών εξωτερικής και εσωτερικής επιφάνειας μιας διατομής, ή των επιφανειών των επιμέρους στρώσεων.

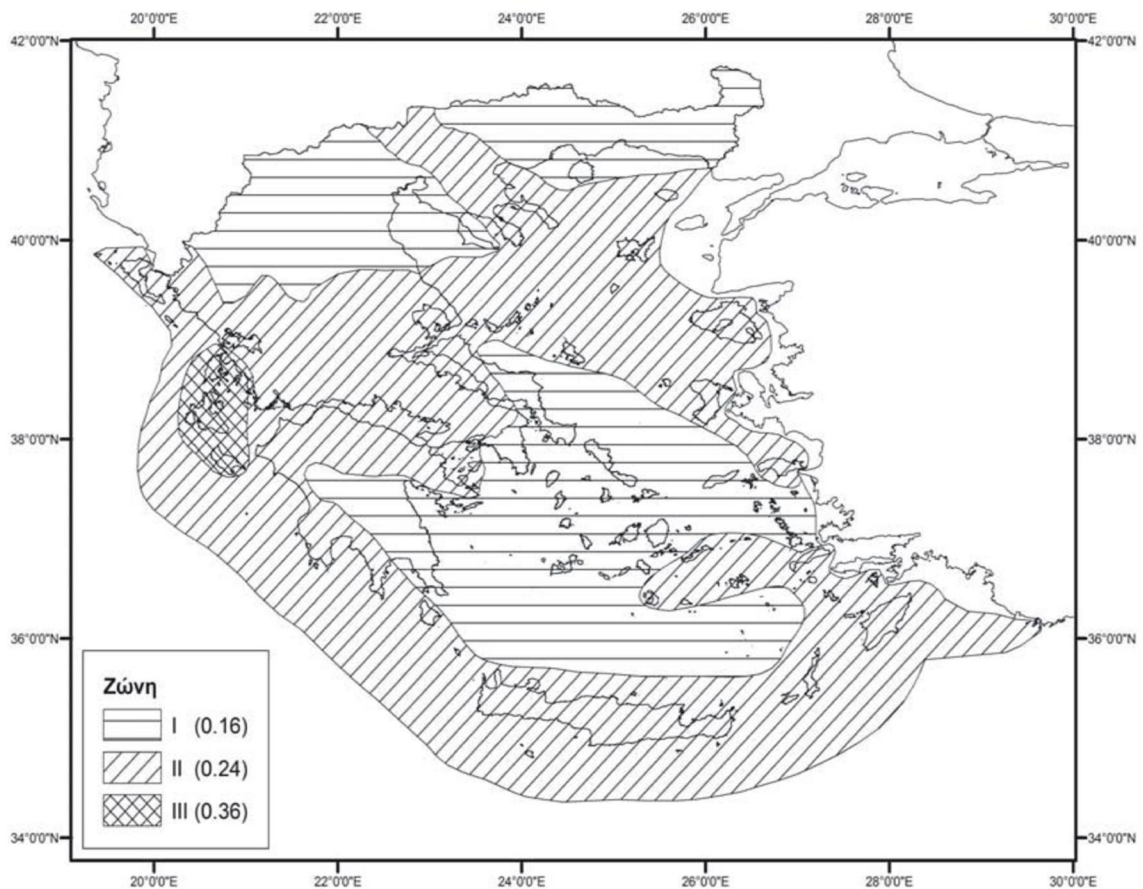
γ) Μια διαφορά θερμοκρασίας  $\Delta T_P$  διαφορετικών τμημάτων μιας κατασκευής που προκύπτει από τη διαφορά των μέσων θερμοκρασιών των τμημάτων αυτών.

Στην παρούσα εργασία λαμβάνεται υπόψη η πρώτη από τις τρεις μορφές θερμοκρασιακών μεταβολών, λαμβάνοντας υπόψη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ενός δομικού μέλους  $\Delta T_u = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$

### 3.7 Σεισμικές δράσεις (E)

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Αυτές κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δε συνδυάζονται με άλλες δράσεις της ίδιας κατηγορίας.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού  $a_{gr}$ , που προκύπτει ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας που βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις ζώνες, οι οποίες φαίνονται στο σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, εδάφους A (βραχώδες έδαφος), η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, που αποτελεί τη συνήθη διάρκεια ζωής μιας κατασκευής (δηλαδή για περίοδο επαναφοράς 475 έτη). Γι' αυτή την τιμή της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I$  ίσος με 1.00. Για διαφορετική τιμή της περιόδου επαναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι ίση με  $a_{gr}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  ( $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$ ).

Πίνακας 3.4: Τιμές αναφοράς της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

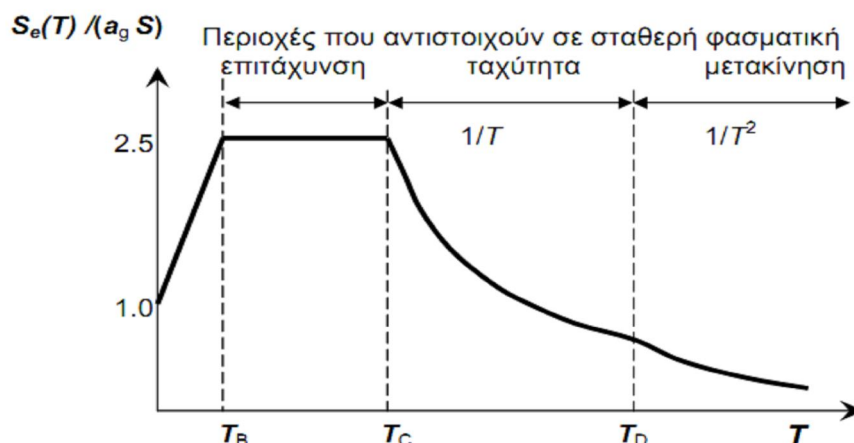
Zώνη	$a_{gr} / g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 3.5: Συντελεστές σπουδαιότητας  $\gamma_I$

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_I$	0,80	1,00	1,20	1,40

Για την κατασκευή που μελετάται, θεωρήθηκε ότι βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II (0,24g) και ανήκει σε κατηγορία σπουδαιότητας II. Έτσι, η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού προκύπτει:  $a_g = a_{gr} \times \gamma_I = 0,24 \text{ g} \times 1,00 = 0,24 \text{ g}$

Οι σεισμικές διεγέρσεις της επιφάνειας του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη συνιστώσα ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας. Σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1. Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.2: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%



Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$ , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Θεωρήσαμε ότι το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος).

Πίνακας 3.6: Τιμές των παραμέτρων οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις διάφορες κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ικανότητα του φορέα να αποδίδει ενέργεια στην πλαστική περιοχή, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του, αλλά ταυτόχρονα να αποφύγουμε την εκτέλεση μιας πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, εφαρμόζουμε ελαστική ανάλυση βασισμένη όμως σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιζώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν 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. Για κανονικά συστήματα φορέων, θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον Πίνακα 3.7.

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 φάσμα σχεδιασμού

$T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )

$T_B$  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

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.

$\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για  $\zeta=5\%$ ,  $\eta=1$  και μπορεί να

$$\text{ληφθεί από την έκφραση : } \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0,55$$

Πίνακας 3.7: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

Η ανάλυση του κτιρίου έγινε για κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ) και ο συντελεστής συμπεριφοράς για φορέα που παραλαμβάνει τα οριζόντια φορτία με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα αλλά και με πλαίσια παραλαβής ροπών είναι  $q=4$ .

### 3.8 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- οριακές καταστάσεις αστοχίας
- οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι πρώτες αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Οι δεύτερες, είναι εκείνες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ανθρώπους).

### 3.9 Συνδυασμοί δράσεων

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή, γι' αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις. Στον πίνακα 3.8, φαίνονται αυτοί οι συντελεστές συνδυασμού, όπου καθένας ξεχωριστά αναφέρεται:

$\psi_0$  : σε μια τιμή συνδυασμού

$\psi_1$  : μια συχνή τιμή

$\psi_2$  : μια οιονεί μόνιμη τιμή

Πίνακας 3.8 - Συντελεστές  $\psi$  για κτίρια

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε: αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρους} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: οροφές	0	0	0
Φορτίο χιονιού, σε υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Φορτίο χιονιού, σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

#### 3.9.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οι συνδυασμοί για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

α. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

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

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

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

γ. Για καταστάσεις σεισμού

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 3.9.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

α. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

β. Συχνός συνδυασμός

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

γ. Ημιμόνιμος συνδυασμός

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

### 3.9.3 Σεισμικοί συνδυασμοί

Οι σεισμικοί συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν αρχικά είναι:

$$S_d = G + 0,6 \cdot Q \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$$

$$S_d = G + 0,6 \cdot Q \pm 0,3 \cdot E_x \pm E_y$$

Γράφοντας αναλυτικά τους παραπάνω προκύπτουν οι παρακάτω 8 συνδυασμοί:

$$(3.9.1) S_d = G + 0,6 \cdot Q + E_x + 0,3 \cdot E_y$$

$$(3.9.2) S_d = G + 0,6 \cdot Q + E_x - 0,3 \cdot E_y$$

$$(3.9.3) S_d = G + 0,6 \cdot Q - E_x + 0,3 \cdot E_y$$

$$(3.9.4) S_d = G + 0,6 \cdot Q - E_x - 0,3 \cdot E_y$$

$$(3.9.5) S_d = G + 0,6 \cdot Q + 0,3 \cdot E_x + E_y$$

$$(3.9.6) S_d = G + 0,6 \cdot Q + 0,3 \cdot E_x - E_y$$

$$(3.9.7) S_d = G + 0,6 \cdot Q - 0,3 \cdot E_x + E_y$$

$$(3.9.8) S_d = G + 0,6 \cdot Q - 0,3 \cdot E_x - E_y$$

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν και οι τυχηματικές εκκεντρότητες και οι συνδυασμοί τροποποιήθηκαν ως εξής:

$$(3.9.9) S_d = 1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q \pm E_x \pm E_{ccx} \pm 0,3 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_{ccy}$$

$$(3.9.10) S_d = 1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q \pm E_y \pm E_{ccy} \pm 0,3 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_{ccx}$$

Αναλύοντας τους παραπάνω προκύπτουν 16 συνδυασμοί φόρτισης.

## 4 Ανάλυση κατασκευής

### 4.1 Λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση

Για τη στατική και δυναμική ανάλυση της κατασκευής, για το σχεδιασμό των σύμμικτων δοκών και όλων των υπόλοιπων μελών της, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SOFiSTiK της γερμανικής εταιρίας SOFiSTiK AG το οποίο στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως ένα εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων.

Την ανάλυση του φορέα ακολούθησε ο σχεδιασμός των συνδέσεων της κατασκευής, που πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα διαστασιολόγησης κόμβων μεταλλικών κατασκευών “Steel Connections”.

Ο έλεγχος επάρκειας των σύμμικτων πλακών σε όλες τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας έγινε με τη χρήση του προγράμματος Comdek. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει τη δυνατότητα διαστασιολόγησης και ελέγχου, κάτω από ένα ευρύ φάσμα φορτίσεων που απαιτούνται από τους κανονισμούς, σύμμικτων πλακών που στην περίπτωση μας κατασκευάζονται με χρήση του χαλυβδόφυλλου Comflor 51.

Σημαντικό παράγοντα επίσης για την προδιαστασιολόγηση των διαδοκίδων και των κύριων δοκών και στη συνέχεια για την πραγματοποίηση όλων των ελέγχων των μελών της κατασκευής σε σύντομο χρόνο αποτέλεσε η εφαρμογή EXCEL. Συγκεκριμένα, σε πρώτο στάδιο επιλέχθηκαν οι μεταλλικές διατομές οι οποίες ήταν απαραίτητες για την ευστάθεια της σύμμικτης πλάκας, και στη συνέχεια μόλις είχε γίνει η προσομοίωση ολόκληρου του φορέα στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK, επιβεβαιώθηκε η ορθότητα της επιλογής αυτών. Στη συνέχεια, όλοι οι έλεγχοι που αφορούν διατομές αλλά και οι έλεγχοι μελών όλων των στοιχείων της κατασκευής, εισήχθησαν στο EXCEL προκειμένου να είναι εύκολη η αλλαγή των διατομών και ο έλεγχος επάρκειας τους σε σύντομο χρόνο.

### 4.2 Ελαστική ανάλυση

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών μπορεί να γίνει με ελαστική ή πλαστική ανάλυση. Το πλεονέκτημα της ελαστικής ανάλυσης είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις, η πλαστική ανάλυση όμως μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν οι διατομές των μελών και ο χρησιμοποιούμενος χάλυβας ικανοποιούν ειδικές απαιτήσεις. Οι παραμορφώσεις της κατασκευής και το κατά πόσο αυτές μπορεί να θεωρούνται αμελητέες διαφοροποιούν τον τρόπο με τον οποίο θα προκύψουν τα εντατικά μεγέθη της κατασκευής. Στη θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης, οι υπολογισμοί γίνονται με βάση την αρχική γεωμετρία του φορέα, οι παραμορφώσεις δηλαδή της κατασκευής δεν μας επηρεάζουν.

Αντίθετα, η θεωρία 2<sup>ης</sup> τάξης λαμβάνει υπόψη την επίδραση των παραμορφώσεων της κατασκευής και επομένως πρέπει να γίνεται χρήση της παραμορφωμένης γεωμετρίας της φορτισμένης κατασκευής. Η θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης μπορεί, για παράδειγμα, να εφαρμοστεί σε περιπτώσεις όπου ο φορέας έχει ικανοποιητική δυσκαμψία, ώστε να θεωρείται αμετάθετος ή όταν οι σχέσεις ελέγχου λαμβάνουν ήδη υπόψη επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης. Η θεωρία 2<sup>ης</sup> τάξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις χωρίς κανένα περιορισμό.

Όταν χρησιμοποιείται η θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης, η συμπεριφορά της κατασκευής, που αποτελείται από ελαστικό υλικό, είναι γραμμική, δηλαδή οι μετακινήσεις (μετάθεση ή στροφή κάποιας διατομής) μεταβάλλονται γραμμικά σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Αυτό σημαίνει ότι κάθε αύξηση της μετακίνησης είναι ανάλογη της έντασης που την προκάλεσε. Υπό αυτές τις συνθήκες, οι τάσεις, οι παραμορφώσεις, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που οφείλονται σε διάφορες δράσεις, μπορούν να προστεθούν χρησιμοποιώντας την αρχή της επαλληλίας. Η αρχή αυτή ορίζει ότι τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που οφείλονται σε ένα πλήθος ταυτόχρονων δράσεων επί του φορέα, είναι ίσα με το άθροισμα των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν από κάθε δράση χωριστά. Η αρχή της επαλληλίας δεν ισχύει, όταν η σχέση τάσης-παραμόρφωσης του υλικού είναι μη γραμμική, ή εφόσον η κατασκευή (ακόμα και εάν το υλικό είναι ελαστικό) συμπεριφέρεται μη γραμμικά εξαιτίας μεταβολών της γεωμετρίας της που προκύπτουν από τα δρώντα φορτία.

Ο υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με ελαστική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης αφού πρώτα έγινε έλεγχος των επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης. Επιπλέον τυχόν γεωμετρικές και δομικές ατέλειες δεν λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση του κτιρίου.

### 4.3 Προσομοίωση της κατασκευής

Προκειμένου να γίνει όσο πιο σωστά γίνεται η μελέτη και για να μην υπάρξουν σοβαρά λάθη στον τρόπο συμπεριφοράς του φορέα στα φορτία σχεδιασμού, έχει μεγάλη σημασία η σωστή προσομοίωση του. Το προσομοίωμα πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, μέλη, κόμβοι).

Στην περίπτωση της κατασκευής που μελετήθηκε, το προσομοίωμα περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία, αλλά και τα δευτερεύοντα όπως διαδοκίδες και σύμμικτες πλάκες. Συγκεκριμένα, το πρόγραμμα ανάλυσης δίνει τη δυνατότητα εισαγωγής της πλάκας σκυροδέματος, με τρόπο ώστε να τοποθετείται έκκεντρα ως προς τις διαδοκίδες και τις κύριες δοκούς, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η διατομή σαν σύμμικτη αλλά και να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία του ορόφου.

Όσον αφορά τους κόμβους της κατασκευής, μπορούν γενικώς να θεωρούνται άκαμπτοι ή ονομαστικά αρθρωτοί, δηλαδή εισήχθησαν στην ανάλυση ως πακτώσεις ή αρθρώσεις αντίστοιχα. Σε περίπτωση όμως που στο σχεδιασμό των συνδέσεων αυτοί θεωρηθούν ημιάκαμπτοι, τότε θα πρέπει να γίνεται πρόβλεψη της επίδρασης τους στην απόκριση του φορέα.

### 4.4 Στατική ανάλυση της κατασκευής

Για τη διαστασιολόγηση των μελών του φορέα, τόσο των διατομών των υποστυλωμάτων, δοκών, διαδοκίδων, όσο και για τον έλεγχο των μελών των πλαισίων ροπής για τον εναλλακτικό τρόπο ανάλυσης της κατασκευής, έγινε στατική ανάλυση του φορέα υπό τα κατακόρυφα φορτία για το βασικό συνδυασμό φόρτισης  $S_d = 1,35 \cdot g + 1,50 \cdot q$ . Το πρόγραμμα έκανε ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία της σύμμικτης πλάκας και έδωσε αυτόματα τα εντατικά μεγέθη με τα οποία καταπονήθηκαν οι κύριες δοκοί και οι διαδοκίδες για τη φόρτιση αυτή. Ωστόσο, η διαστασιολόγηση των διαδοκίδων και των κύριων δοκών έγινε με αναλυτικό τρόπο, ο οποίος παρουσιάζεται σε επόμενο κεφάλαιο, προκειμένου να μελετηθεί και η φάση κατασκευής τους αλλά και να ελεγχθεί η ορθότητα των αποτελεσμάτων της ανάλυσης.

#### 4.4.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων για το βασικό συνδυασμό

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEB220

HEB220	
$h=220\text{ mm}$	$A=91,04\text{ cm}^2$
$b=220\text{ mm}$	$d=152\text{ mm}$
$t_w=9,5\text{ mm}$	$I_y=8091\text{ cm}^4$
$t_f=16\text{ mm}$	$W_{pl,y}=827\text{ cm}^3$
$r=18\text{ mm}$	$A_{vz}=27,92\text{ cm}^2$
$i_y=9,43\text{ cm}$	$i_z=5,59\text{ cm}$
$I_z=2843\text{ cm}^4$	$I_w=295400\text{ cm}^6$

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη είναι:

$$N=1205\text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 16\text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 11,8\text{ kNm}$$

(Οι παραπάνω ροπές κάμψης είναι ροπές που εμφανίζονται στο σημείο σύνδεσης με την πλάκα λόγω προσομοίωσης της σύμμικτης λειτουργίας, είναι αρκετά μικρές αλλά παρουσιάζονται στον έλεγχο αν και ο βασικός είναι αυτός του υποστυλώματος σε λυγισμό).

$$\text{- Κατάταξη διατομής: } c = \frac{b-t_w}{2} - r = \frac{220-9,5}{2} - 18 = 87,25$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{87,25}{16} = 5,45 < 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29$$

Άρα το πέγμα είναι κατηγορίας 1.

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{152}{9,5} = 16 < 33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73 \quad (\text{τμήμα που υπόκειται σε θλίψη})$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1 άρα επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος

Και για τους δυο άξονες της διατομής y-y και z-z, λόγω της παρουσίας των συνδέσμων και της πλάκας το υποστυλώμα θεωρείται ότι εξασφαλίζεται από λυγισμό στο ύψος του ορόφου, συνεπώς  $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 520\text{ cm}$

Για λυγισμό ως προς τον άξονα y-y:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{520}{9,43} = 55,14 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{55,14}{76,41} = 0,72$$

Επιλογή καμπύλης λυγισμού:

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 16\text{ mm} < 100\text{ mm}$$

Επομένως η καμπύλη λυγισμού είναι η b για λυγισμό κατά τον άξονα y-y και η c για λυγισμό κατά τον άξονα z-z.



Πίνακας 4.2: Συντελεστές ατελειών

καμπύλη λυγισμού:	$a_o$	a	b	c	d
συντελεστής ατελειών α:	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,848 \quad \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,772$$

Για λυγισμό ως προς τον άξονα z-z:

$$\text{Με τον ίδιο τρόπο βρίσκουμε: } \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = 93,02 \text{ και } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1,217$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1,49 \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,426$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} = 80624 \text{ kNcm}$$

όπου:  $L=520\text{cm}$ ,  
 $k=1,0$  (άρθρωση και στα δύο άκρα),  $k_w=1$   
 $C_1=1,879$   $C_2=0$   $C_3=0,939$  (σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών)  
 $z_j = z_g = 0$

Η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού έχει τιμή τέτοια, που σε συνδυασμό με τη μικρή ροπή που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα, επιτρέπει να αγνοήσουμε τις επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Ο κανονισμός αναφέρει πως συμβαίνει αυτό, όταν ισχύει για τη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$  (1) ή για τη δρώσα ροπή  $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0,04$  (2). Επομένως  $\chi_{LT}=1$ .

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

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

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

- Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$  και  $k_{zy}$  ( $k_{yz}$  και  $k_{zz}$  δεν χρειάζονται υπολογισμό)

Σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών κάμψης, λαμβάνουμε  $\psi=0$  και  $C_{my} = C_{mz} = 0,60$

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

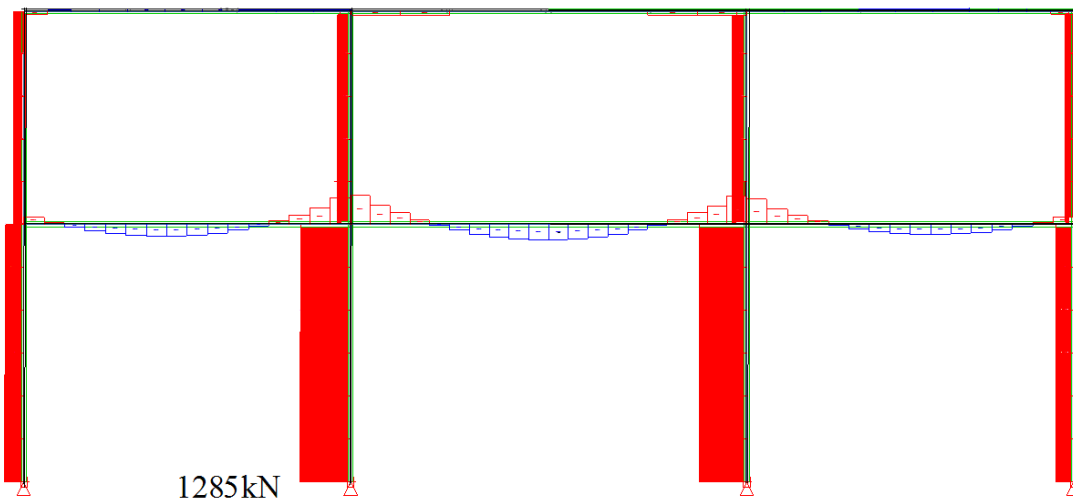
$$\Rightarrow k_{yy} = 0,751 < 0,832 \quad k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 0,751 = 0,451$$

Προκύπτει:  $A = 0,524$  και  $B = 0,901$

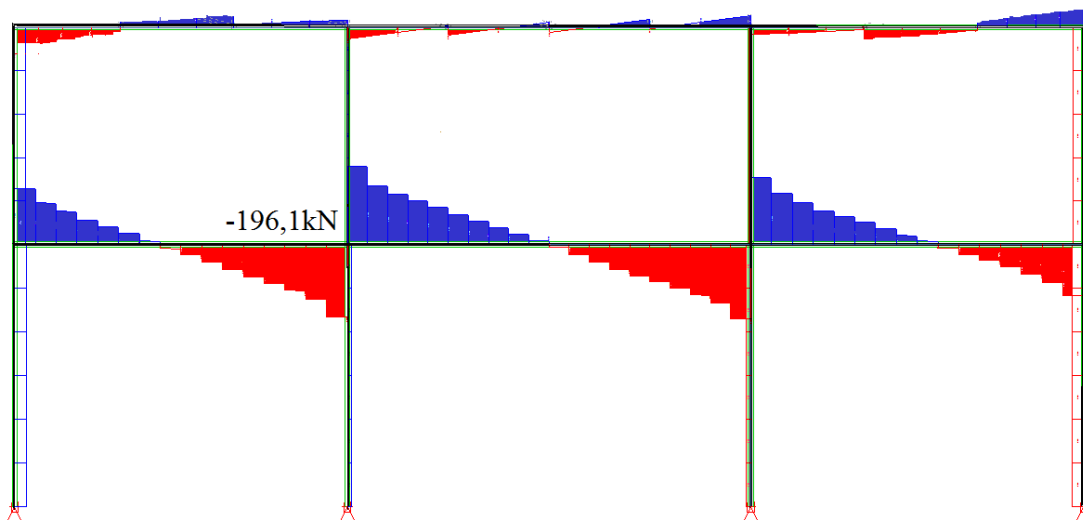
Επομένως το υποστύλωμα επαρκεί σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη για το βασικό συνδυασμό.

#### 4.4.2 Έλεγχος μελών πλαισίου για τον βασικό συνδυασμό

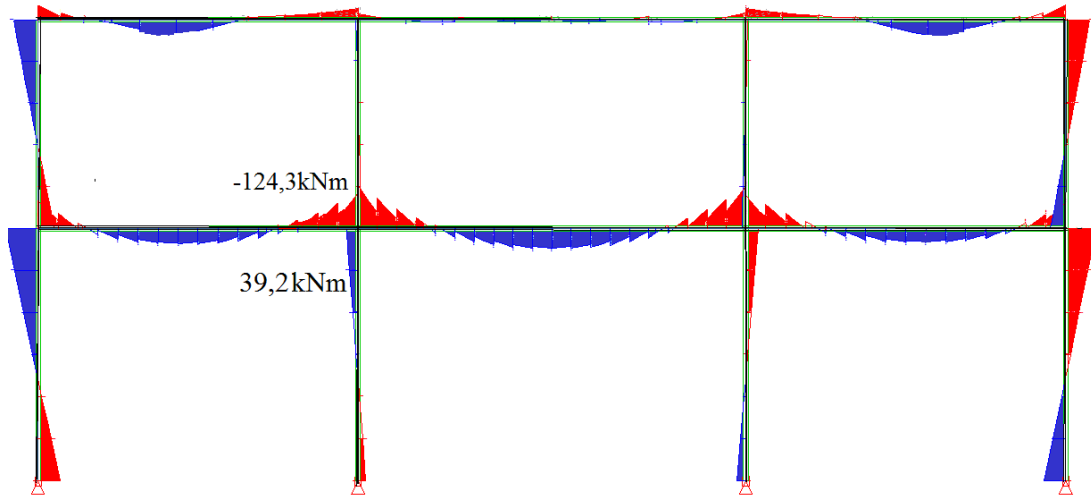
Ο συνδυασμός στην οριακή κατάσταση αστοχίας έδωσε αποτελέσματα που φαίνονται στα σχήματα 4.1 έως 4.3. Εξετάζεται ενδεικτικά ένα από τα εσωτερικά πλαίσια για τα μεγέθη που προέκυψαν.



Σχήμα 4.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων  $N_{Ed}$ , για τον βασικό συνδυασμό  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$



Σχήμα 4.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων  $V_{Ed}$



Σχήμα 4.3: Διάγραμμα ροπών κάμψης  $M_{y,Ed}$

(Σημειώνεται ότι οι αξονικές δυνάμεις που εμφανίστηκαν στις δοκούς, οφείλονται στη σύμμικτη λειτουργία, και στην αυτόματη κατανομή των μεγεθών στις σιδηροδοκούς από το πρόγραμμα ανάλυσης).

Πίνακας 4.3: Χαρακτηριστικά διατομής IPE360.

IPE360	
$h=360 \text{ mm}$	$A=72,73 \text{ cm}^2$
$b=170 \text{ mm}$	$d=298,6 \text{ mm}$
$t_w=8,0 \text{ mm}$	$I_y=16270 \text{ cm}^4$
$t_f=12,7 \text{ mm}$	$W_{pl,y}=1019 \text{ cm}^3$
$r=18 \text{ mm}$	$A_{vz}=35,14 \text{ cm}^2$

Για τη διατομή αυτή του ζυγώματος του πλαισίου που εξετάζεται, τα δρώντα εντατικά μεγέθη είναι:  $V_{Ed} = -196,1 \text{ kN}$  και  $M_{y,Ed} = -124,3 \text{ kNm}$

$$\text{-Κατάταξη διατομής: } c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{170 - 8,0}{2} - 18 = 63$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{63}{12,7} = 4,96 < 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8,0} = 37,33 < 72\varepsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,32$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1 άρα επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

$$-V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{35,14 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,00} = 720,2 \text{ kN} > V_{Ed} = 196,1 \text{ kN}$$

Είναι  $V_{Ed} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 360,1 \text{ kN}$  επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της ροπής κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας.

$$-M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 35,5}{1} = 36174,5 \text{ kNcm} = 361,75 \text{ kNm} > M_{y,Ed} = 124,3 \text{ kNm}$$

Παρακάτω θα γίνει ο έλεγχος του υποστυλώματος του πλαισίου στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Πίνακας 4.4: Χαρακτηριστικά διατομής HEB360

HEB360	
$h=360 \text{ mm}$	$A=180,6 \text{ cm}^2$
$b=300 \text{ mm}$	$d=261 \text{ mm}$
$t_w=12,5 \text{ mm}$	$I_y=43190 \text{ cm}^4$
$t_f=22,5 \text{ mm}$	$W_{pl,y}=2683 \text{ cm}^3$
$r=27 \text{ mm}$	$A_{vz}=60,60 \text{ cm}^2$
$i_y=15,46 \text{ cm}$	$i_z=7,49 \text{ cm}$
$I_z=10140 \text{ cm}^4$	$I_w=2883000 \text{ cm}^6$

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη είναι:  $N=1285 \text{ kN}$        $M_{y,Ed} = 39,2 \text{ kNm}$

-Κατάταξη διατομής:  $c = \frac{b-t_w}{2} - r = \frac{300-12,5}{2} - 27 = 116,75$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{116,75}{22,5} = 5,19 < 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

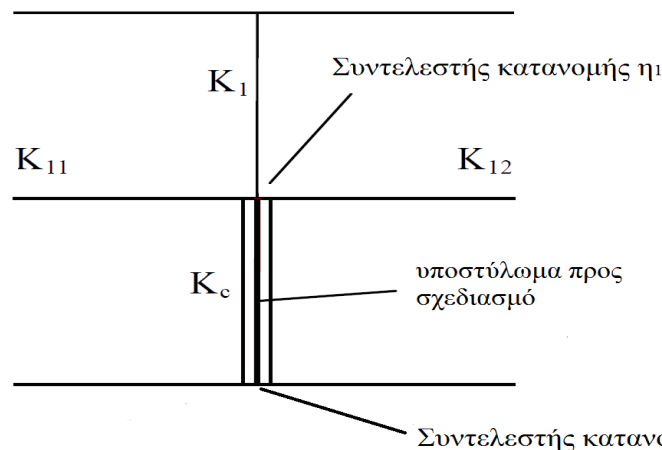
$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 < 33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73 \quad (\text{τμήμα που υπόκειται σε θλίψη})$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1 άρα επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

- Έλεγχος μέλους έναντι λυγισμού:

Διαδικασία εύρεσης μήκους λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα y-y του υποστυλώματος



Σχήμα 4.4: Συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού υποστυλωμάτων πλαισίων

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

όπου:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{I_{HEB360}}{L_c} = \frac{43190}{520} = 83,06 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{I_{HEB280}}{L_1} = \frac{19270}{430} = 44,81 \text{ cm}^3$$

$$K_{11} = 1,0 \cdot \frac{I_{11}}{L_{11}} = \frac{I_{IPE360}}{L_{11}} = \frac{16270}{660} = 24,65 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} = 1,0 \cdot \frac{I_{12}}{L_{12}} = \frac{I_{IPE360}}{L_{12}} = \frac{16270}{800} = 20,34 \text{ cm}^3$$

Θεωρήθηκε ότι οι συνθήκες στροφικής δέσμευσης του απομακρυσμένου άκρου της δοκού είναι πάκτωση, για το λόγο αυτό λήφθηκε συντελεστής 1,0.

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,74 \quad \text{και} \quad \eta_2 = 0 \quad (\text{πάκτωση στην βάση του υποστυλώματος}).$$

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $\beta$  για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα :

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} = 1,445$$

άρα το μήκος λυγισμού του υποστυλώματος είναι  $L_{cr,y} = 1,445 \cdot 5,20\text{m} = 7,514\text{m}$ .

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{751,4}{15,46} = 48,60$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{48,60}{76,41} = 0,636$$

Επιλογή καμπύλης λυγισμού:

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2 \leq 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 22,5\text{mm} < 100\text{mm}$$

Επομένως η καμπύλη λυγισμού είναι η b για λυγισμό κατά τον άξονα y-y και η c για λυγισμό κατά τον άξονα z-z.

Από τον πίνακα 4.2 βρίσκουμε το συντελεστή ατελειών για την κάθε καμπύλη, που χρησιμοποιούνται για την εύρεση των παρακάτω συντελεστών.

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,776$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,82$$

Για την διεύθυνση z-z λόγω της παρουσίας των συνδέσμων και της πλάκας το υποστύλωμα θεωρείται ότι εξασφαλίζεται από λυγισμό στο ύψος του ορόφου, συνεπώς  $L_{cr,z} = 5,20\text{m} = 520\text{cm}$ .

Με τον ίδιο τρόπο βρίσκουμε:  $\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = 69,43$  και  $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,909$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1,086$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,595$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right] - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}^{0,5} = 631146 \text{ kNcm}$$

όπου:  $L=520\text{cm}$ ,  
 $k=0,5$  (πάκτωση και στα δύο άκρα),  $k_w=1$   
 $C_1=3,348$   $C_2=0$   $C_3=0,837$  (σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών)  
 $z_j = z_g = 0$

Η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού έχει τιμή τέτοια, που σε συνδυασμό με τη μικρή ροπή που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα, επιτρέπει να αγνοήσουμε τις επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Ο κανονισμός αναφέρει πως συμβαίνει αυτό, όταν ισχύει για τη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$  (1) ή για τη δρώσα ροπή  $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0,04$  (2). Επομένως  $\chi_{LT}=1$ .

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

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

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

-Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$  και  $k_{zy}$  ( $k_{yz}$  και  $k_{zz}$  δεν χρειάζονται υπολογισμό)

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται  $C_{my}=0,9$ .

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\Rightarrow k_{yy} = 0,996 < 1,076 \quad k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 0,996 = 0,6$$

Προκύπτει:  $A = 0,29$  και  $B = 0,36$

Επομένως το υποστύλωμα του πλαισίου επαρκεί σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη για το βασικό συνδυασμό.

## 4.5 Δυναμική ανάλυση κατασκευής με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

Για την δυναμική ανάλυση του κτιρίου θεωρήθηκε ως μάζα ορόφων εκείνη που προκύπτει από το συνδυασμό  $1,0 \times G + 0,6 \times Q$ , όπου:

- $G$  θεωρείται το φορτίο που περιλαμβάνει τα ίδια βάρη της κατασκευής και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία
- $Q$  θεωρείται το κινητό φορτίο της σύμμικτης πλάκας όπου για την κατηγορία χρήσης του κτιρίου (κατηγορία C) έχει συντελεστή  $\psi_2 = 0,6$ .

Σημείωση: Ο Ευρωκώδικας 1 θεωρεί ότι ο συντελεστής  $\psi_2$  στην περίπτωση που αναφερόμαστε για φορτία χιονιού είναι ίσος με μηδέν, δηλαδή ότι τα φορτία σεισμού δεν συνδυάζονται με τα φορτία χιονιού.

Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας του ορόφου εισάγεται απευθείας από το πρόγραμμα ανάλυσης.

### 4.5.1 Δυναμική φασματική μέθοδος

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η απόκριση του συστήματος προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων των επιμέρους ιδιομορφών. Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές, οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία υπολογίζεται με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού η απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή.
- Ιδιομορφική επαλληλία, όπου για κάθε συνιστώσα του σεισμού υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
- Χωρική επαλληλία, όπου υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή κάποιου μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

Πίνακας 4.5: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για την κατασκευή με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις

Αριθμός Ιδιομορφής	Περίοδος T(sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1	0,78	0	41,8	0
2	0,762	92,1	0	0
3	0,721	0	47,3	0
4	0,433	0	3,8	0
5	0,408	7,6	0	0
6	0,384	0	6,7	0
7	0,345	0	0	0
<b>Συνολική συμμετέχουσα μάζα:</b>		<b>99,8</b>	<b>99,7</b>	<b>0</b>

Τα κριτήρια που θέτει ο κανονισμός, όπως φαίνεται από τον προηγούμενο πίνακα επαρκούν από τη στιγμή που το άθροισμα των δρώνων ιδιομορφιών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Επιπλέον πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφίες μάζες μεγαλύτερες από 5% της συνολικής μάζας.

Το πρόγραμμα Sophistic παρέχει τη δυνατότητα επαλληλίας των ιδιομορφιών αποκρίσεων με χρήση της Μεθόδου Τετραγωνικής Επαλληλίας Ιδιομορφών (COCA) αλλά και χωρικής επαλληλίας για ταυτόχρονη δράση των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού (κατά X και κατά Y).

Για τη χωρική επαλληλία αντιστοιχούν οι σχέσεις:

$$S_d = \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$$

$$S_d = \pm 0,3 \cdot E_x \pm E_y$$

από τις οποίες προκύπτουν οχτώ συνδυασμοί φορτίσεων για σεισμό κατά X και Y.

#### 4.5.2 Τυχηματική εκκεντρότητα

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$  όπου:

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$  από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους.

$L_i$  είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων γίνεται με εφαρμογή της ακόλουθης

σχέσης: 
$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot s_i}{\sum m_i \cdot s_i}$$

όπου:

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

$s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες των ορόφων

Οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών

$M_{ai}$  περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου  $i$ : 
$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$



όπου:

$M_{ai}$  είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονά του

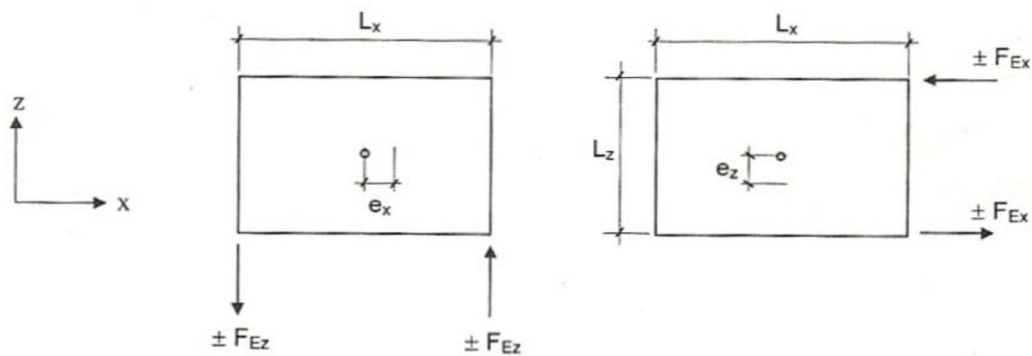
$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου  $i$  στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο  $i$ , σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της  $e_{ai}$

Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

Οι ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας υπολογίζονται με την σχέση:

$$F_{Ei} = \frac{M_{ai}}{L_i}$$



Σχήμα 4.5: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας

Για σεισμική δράση κατά  $X$ , η τέμνουσα βάση όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q + E_x + 0,3 \cdot E_y$  είναι  $V_{ox} = 1490,2 \text{ kN}$

Τυχηματική εκκεντρότητα:  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot 21,2 = \pm 1,06 \text{ m}$

Πίνακας 4.6: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας για σεισμική διέγερση κατά  $X$ .

Όροφος	$s_i$ (mm)	$m_i$ (t)	$m_i \cdot s_i$	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)	$F_{i,\zeta\acute{\epsilon}\nu\gamma\omicron\upsilon\varsigma}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	23,1	987,7	22815,9	1091,9	1157,4	54,6
2 <sup>ος</sup>	39,5	210,7	8322,7	398,3	422,2	19,91
31138,6						

Για σεισμική δράση κατά Y η τέμνουσα βάσης όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q + E_y + 0,3 \cdot E_x$  είναι:  $V_{oy} = 1350,8 \text{ kN}$

Τυχηματική εκκεντρότητα:  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot 58,2 = \pm 2,91 \text{ m}$

Πίνακας 4.7: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας για σεισμική διέγερση κατά Y

Όροφος	$s_i$ (mm)	$m_i$ (t)	$m_i \cdot s_i$	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)	$F_{i,ζεύγους}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	25	987,7	24692,5	965,31	2809,1	48,27
2 <sup>ος</sup>	46,8	210,7	9860,8	385,49	1121,8	19,27
34553,3						

Τα αποτελέσματα του ζεύγους δυνάμεων ορίζονται ως  $E_{ccx}$  και  $E_{ccy}$ , αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα των φορτίσεων γράφονται ως εξής:

$$S_d = 1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q \pm E_{ccx} \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$$

$$S_d = 1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q \pm E_{ccy} \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x$$

#### 4.5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζει ότι η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων κατά το σεισμό σχεδιασμού δεν θα ξεπερνά κάποιο όριο, το οποίο ορίζει ο κανονισμός ανάλογα με την ευαισθησία του οργανισμού πλήρωσης. Οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων της κατασκευής που μελετάται περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h$$

όπου:

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου,

$$d_s = q \cdot d_e$$

$d_e$  είναι η μετακίνηση σημείου όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση

βασισμένη στο φάσμα απόκρισης (Για δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό

που περιλαμβάνει τυχηματικές εκκεντρότητες  $p_x$  σεισμικό συνδυασμό

$$G + 0,6Q \pm E_y \pm E_{ccy} \pm 0,3 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_{ccx}$$

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου,  $q=4$

$h$  είναι το ύψος του ορόφου που εξετάζεται

$\nu$  είναι ο συντελεστής μείωσης για μετακινήσεις στην οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών και είναι ίσος με 0.5 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (κτίριο κατηγορίας σπουδαιότητας II κατά EC8)

Έτσι οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων θα ελέγχονται με την σχέση:

$$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot 0,5 \leq 0,0075$$

$d_{eo}$  είναι η μετακίνηση σημείου της άνω πλάκας του υπό εξέταση ορόφου

$d_{eu}$  είναι η μετακίνηση σημείου της κάτω πλάκας του υπό εξέταση ορόφου

Στον καθορισμό των μετακινήσεων  $d_e$ , πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις της σεισμικής δράσης.

Πίνακας 4.8: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά X.

Όροφος	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot \gamma$
1 <sup>ος</sup>	1,17	1,17	0,0045
2 <sup>ος</sup>	2,26	1,09	0,0050

Πίνακας 4.9: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά Y.

Όροφος	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot \gamma$
1 <sup>ος</sup>	1,1	1,2	0,0046
2 <sup>ος</sup>	2,13	1,03	0,0048

Επομένως και στις δύο κύριες διευθύνσεις ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού για περιορισμό των βλαβών.

#### 4.5.4 Έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης

Σύμφωνα με το Ευρωκώδικα 8, δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξεως, εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:  $\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,1$

όπου:

- $\theta$  ο συντελεστής ευαισθησίας για σχετική μετακίνηση των ορόφων
- $P_{tot}$  η συνολική κατακόρυφη δύναμη από τα φορτία βαρύτητας στο συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν ορόφους, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- $V_{tot}$  η συνολική τέμνουσα του ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού
- $h$  το ύψος μεταξύ των ορόφων
- $d_r$  η σχετική μετακίνηση των ορόφων σχεδιασμού, υπολογιζόμενη ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  στη κορυφή και τη βάση του συγκεκριμένου ορόφου.

Αν  $0.1 < \theta \leq 0.2$ , τα φαινόμενα 2ας τάξεως μπορούν να λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας όλα τα εντατικά μεγέθη με το συντελεστή  $\frac{1}{1-\theta}$ . Η ανώτατη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή  $\theta$  είναι 0.3.

Πίνακας 4.10: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά X.

Όροφος	Ύψος ορόφου h(m)	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot}$ (kN)	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\theta_x$
1 <sup>ος</sup>	5,2	11984	1091,9	1,17	1,17	0,10
2 <sup>ος</sup>	4,3	2107	398,3	2,26	1,09	0,05

Πίνακας 4.11: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά Y.

Όροφος	Ύψος ορόφου h(m)	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot}$ (kN)	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\theta_y$
1 <sup>ος</sup>	5,2	11984	959,46	1,1	1,1	0,11
2 <sup>ος</sup>	4,3	2107	391,34	2,13	1,03	0,06

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή του συντελεστή  $\theta$  είναι μεγαλύτερη από 0,10 στη διεύθυνση Y, επομένως τα φαινόμενα 2ας τάξεως υπολογίζονται γι' αυτή τη διεύθυνση πολλαπλασιάζοντας όλα τα εντατικά μεγέθη με το συντελεστή  $\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,11} = 1,124$ .

#### 4.6 Δυναμική ανάλυση κατασκευής που περιλαμβάνει πλαίσια παραλαβής ροπών

Πίνακας 4.12: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Αριθμός Ιδιομορφής	Περίοδος T(sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1	0,90	0	93,6	0
2	0,771	94,5	0	0
3	0,671	0	0	0
4	0,388	5,2	0	0
5	0,344	0	5,8	0
6	0,315	0	0	0
7	0,297	0	0	0
<b>Συνολική συμμετέχουσα μάζα:</b>		99,7	99,5	0

Στον παραπάνω πίνακα φαίνεται η διαφορά στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής για την πρώτη ιδιομορφή που είναι δεσπόζουσα στη διεύθυνση Y. Όπως είναι λογικό, η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη σε αυτή τη διεύθυνση λόγω πλαισιακής λειτουργίας, κάτι που μεταφράζεται σε μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους.

Σημειώνεται πως η ιδιοπερίοδος ήταν μεγαλύτερη, δηλαδή το κτίριο πιο εύκαμπτο, στις πρώτες αναλύσεις, όταν διαστασιολογήθηκαν τα πλαίσια σύμφωνα με τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονταν. Ωστόσο, κρίσιμα ήταν τα μεγέθη των παραμορφώσεων και οι απαιτήσεις του κανονισμού για συγκεκριμένο όριο μετατοπίσεων της κατασκευής, γι' αυτό το λόγο τα πλαίσια σχεδιάστηκαν ακόμα πιο δύσκαμπτα.

Για σεισμική δράση κατά X η τέμνουσα βάσης όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q + E_x + 0,3 \cdot E_y$  είναι  $V_{ox} = 1503,1 \text{ kN}$

Πίνακας 4.13: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας για σεισμική διέγερση κατά X

Όροφος	$s_i$ (mm)	$m_i$ (t)	$m_i \cdot s_i$	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)	$F_{i,ζέγγυος}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	23,5	994,5	23370,8	1094,4	1160,1	54,72
2 <sup>ος</sup>	40,0	218,2	8728	408,7	433,2	20,44
31638,95						

Για σεισμική δράση κατά Y η τέμνουσα βάσης όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q + E_y + 0,3 \cdot E_x$  είναι:  $V_{oy} = 1160,0 \text{ kN}$

Πίνακας 4.14: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας για σεισμική διέγερση κατά Y

Όροφος	$s_i$ (mm)	$m_i$ (t)	$m_i \cdot s_i$	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)	$F_{i,ζέγγυος}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	28,3	994,5	28144,4	830,4	2416,4	41,52
2 <sup>ος</sup>	51,2	218,2	11171,8	329,6	959,2	16,48
39316,2						

Πίνακας 4.15: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά X.

Όροφος	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot \gamma$
1 <sup>ος</sup>	1,18	1,18	0,0045
2 <sup>ος</sup>	2,28	1,10	0,0051

Στη διεύθυνση X δεν παρατηρήθηκε κάποια σημαντική διαφορά στα αποτελέσματα των παραμορφώσεων, αφού οι σύνδεσμοι παρέμειναν αμετάβλητοι.

Πίνακας 4.16: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά Y.

Όροφος	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot \nu$
1 <sup>ος</sup>	1,50	1,50	0,0058
2 <sup>ος</sup>	2,85	1,35	0,0062

Όπως φαίνεται στον πίνακα παραπάνω, ο περιορισμός των σχετικών παραμορφώσεων ικανοποιείται για την κατασκευή αυτή στη διεύθυνση Y, ο έλεγχος όμως αυτός αποδείχθηκε από τους κρίσιμους στην επιλογή των διατομών των πλαισίων. Η επιλογή αυτή έγινε μετά από δοκιμές και επαναληπτική διαδικασία μέχρι να καταλήξουμε στις τελικές διατομές.

Πίνακας 4.17: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά X.

Όροφος	Ύψος ορόφου h(m)	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot}$ (kN)	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\theta_x$
1 <sup>ος</sup>	5,2	12127	1094,4	1,18	1,18	0,10
2 <sup>ος</sup>	4,3	2182	408,7	2,28	1,10	0,06

Ο συντελεστής ευαισθησίας παρέμεινε αμετάβλητος.

Πίνακας 4.18: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά Y.

Όροφος	Ύψος ορόφου h(m)	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot}$ (kN)	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo} - d_{eu}$ (cm)	$\theta_Y$
1 <sup>ος</sup>	5,2	12127	830,4	1,50	1,50	0,17
2 <sup>ος</sup>	4,3	2182	329,6	2,85	1,35	0,08

Παρατηρούμε σ' αυτή την περίπτωση πως ο συντελεστής ευαισθησίας αυξήθηκε από τη στιγμή που αυξήθηκαν οι παραμορφώσεις και έγινε μικρότερη η τέμνουσα βάσης στη διεύθυνση αυτή.

Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  είναι μεγαλύτερη από 0,10 στη διεύθυνση Y επομένως για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης πολλαπλασιάζουμε όλα τα εντατικά μεγέθη με το συντελεστή  $\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,17} = 1,205$ .

#### 4.7 Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Σε κατασκευές στις οποίες η παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι ζώνες απόδοσης ενέργειας θα πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγωνίους. Συνεπώς, οι οριζόντιες δυνάμεις πρέπει να μπορούν να παραληφθούν από τις εφελκόμενες διαγωνίους, αγνοώντας τις διαγωνίους σε θλίψη. Η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων πρέπει να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Τα διαγώνια στοιχεία διαστασιολογούνται στην οριακή κατάσταση αστοχίας για την αξονική που προκύπτει από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό για τη διεύθυνση X όπως και για τη διεύθυνση Y.

Προκειμένου να διορθωθεί η αδυναμία του προγράμματος να αγνοήσει την ύπαρξη της θλιβόμενης διαγωνίου εργαζόμαστε ως εξής: Σε ό,τι αποτέλεσμα δώσει το πρόγραμμα για το σύνδεσμο, διαστασιολογούμε με τη διπλάσια δύναμη, και αφού βρούμε τη διατομή που χρειάζεται που να ικανοποιεί τους ελέγχους που θα αναφερθούν παρακάτω, θέτουμε στο μοντέλο στις διαγωνίους διατομή με τη μισή (κατά προσέγγιση) δυσκαμψία. Στη συνέχεια λαμβάνουμε την αξονική δύναμη της εφελκόμενης διαγωνίου που προκύπτει από το πρόγραμμα για το σεισμικό συνδυασμό και την πολλαπλασιάσαμε επί 2 για να λάβουμε την τελική εφελκυστική δύναμη που δρα στο μέλος αυτό. Η τελική διατομή θα προκύψει όταν  $N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$ .

Σημειώνεται ότι η διαδικασία αυτή απαιτεί αρκετές δοκιμές και επαναλήψεις μέχρι το τελικό αποτέλεσμα.

Εκτός από την αντοχή σε εφελκυσμό, οι εφελκόμενες διαγώνιοι πρέπει, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, να ικανοποιούν και τους παρακάτω περιορισμούς:

- Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα πρέπει να περιορίζεται σε:  $1,3 < \bar{\lambda} < 2,0$

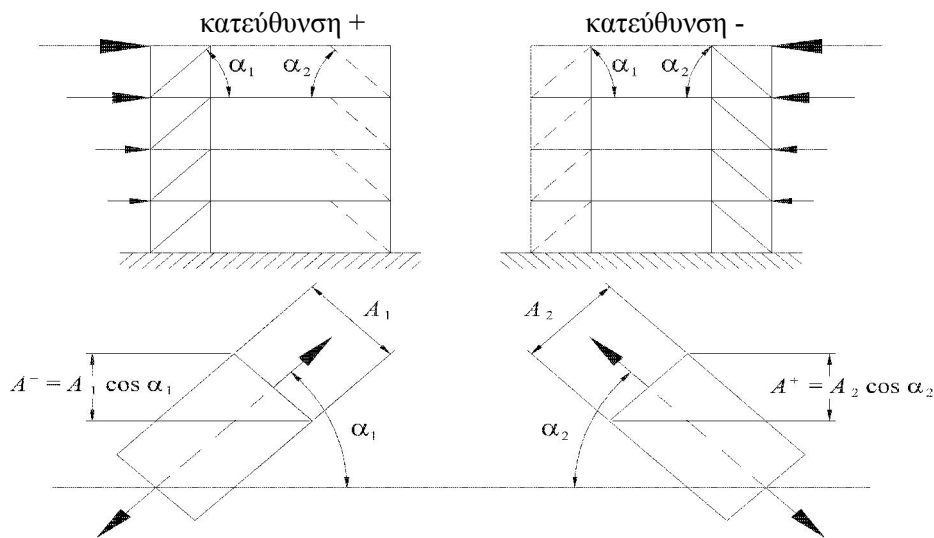
Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος.

- Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25% .

- Όσον αφορά στη διάταξη των διαγωνίων, πρέπει να τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Για το λόγο αυτό, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

όπου  $A^+$  και  $A^-$  είναι οι περιοχές των οριζοντίων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα (βλ. Σχήμα 4.6). Στην περίπτωσή μας, επειδή έχουμε τις ίδιες διατομές στις διαγωνίους, ο έλεγχος προφανώς ικανοποιείται ( $A^+ = A^-$ ).



Σχήμα 4.6

- Σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους στα οποία οι διαγώνιοι δεν είναι τοποθετημένες ως διαγώνιοι σύνδεσμοι X (βλέπε Σχήμα 2.5 β), η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  θα πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση με το 2,0.

- Σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν υπάρχουν περιορισμοί στο  $\bar{\lambda}$ .

Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η διαδικασία σχεδιασμού των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας που φαίνονται στο σχήμα 4.7. Η διαδικασία είναι ενδεικτική της πορείας που ακολουθήθηκε και στους υπόλοιπους συνδέσμους. Λόγω απόλυτης συμμετρίας, όμως, όλοι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά τη διεύθυνση X είναι όμοιοι.

#### Διαγώνιοι ισογείου

- Μήκος:  $L = \sqrt{4^2 + 5,2^2} = 6,56m$

- Μήκος λυγισμού:  $L_{cr} = 3,28m$  (θεωρούμε σύνδεση των διαγωνίων στο μέσο τους)

- Εφαπτομένη γωνίας:  $\tan a = \frac{5,2}{4,0} = 1,3$

- Γωνία:  $a = 52,43^0$

- Διατομή: SH 80×80×6.3 (Στο πρόγραμμα επίλυσης τοποθετήθηκε διατομή SH 80×80×3.1)

Πίνακας 4.19: Χαρακτηριστικά διατομής SH 80×80×6.3

$b \times b \times t$ (mm)	$b$ (mm)	$t$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$i$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )
80×80×6.3	80	6,3	18,15	2,99	161,9

Αντοχή σε εφελκυσμό:  $N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18,15 \times 35,5}{1,0} = 644,3 \text{ kN}$



Από την ανάλυση του φορέα, και για το δυσμενέστερο από τους σεισμικούς συνδυασμούς της σχέσης 3.9.9 προκύπτει η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου:  $N_{Ed} = 2 \times 307,5 = 615 \text{ kN}$

Είναι:  $N_{pl,Rd} = 644,3 \text{ kN} > N_{Ed} = 615 \text{ kN}$  επομένως η διατομή που επιλέξαμε επαρκεί.

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \times \sqrt{\frac{A \times f_y}{I_y \times E}} = \frac{328}{\pi} \times \sqrt{\frac{18,15 \times 35,5}{161,9 \times 21000}} = 1,44$$

Συνεπώς η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 για  $1,3 < \bar{\lambda} < 2,0$  ικανοποιείται.

Σημειώνεται ότι σύμφωνα με τον κανονισμό όπως αναφέρθηκε παραπάνω, σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν υπάρχουν περιορισμοί στο  $\bar{\lambda}$ . Ωστόσο για τους συνδέσμους αυτούς κάναμε αυτόν τον επιπλέον έλεγχο.

#### Διαγώνιοι ορόφου:

- Μήκος:  $L = \sqrt{4^2 + 4,3^2} = 5,87 \text{ m}$
- Μήκος λυγισμού:  $L_{cr} = 2,94 \text{ m}$  (θεωρούμε σύνδεση των διαγωνίων στο μέσο τους)
- Εφαπτομένη γωνίας:  $\tan a = \frac{4,3}{4,0} = 1,075$
- Γωνία:  $a = 47,07^\circ$

Με την ίδια διαδικασία προκύπτει διατομή  $SH 60 \times 60 \times 2$

Πίνακας 4.20: Χαρακτηριστικά διατομής  $SH 60 \times 60 \times 2$

$b \times b \times t$ (mm)	$b$ (mm)	$t$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$i$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )
60×60×2	60	2	4,54	2,35	25,14

$$N_{pl,Rd} = 161,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 2 \times 66,5 = 133 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 1,64$$

Συνεπώς η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 για  $1,3 < \bar{\lambda} < 2,0$  ικανοποιείται.

Ο ικανοτικός συντελεστής  $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}}$  για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων.

$$\Omega_{\chi,t\sigma} = \frac{644,3}{615} = 1,05 \quad \Omega_{\chi,op} = \frac{161,2}{133} = 1,212$$

Προκειμένου να επιτευχθεί συνολική πλάσטיμη συμπεριφορά του φορέα, θα πρέπει οι τιμές των λόγων  $\Omega_i$  δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  περισσότερο από 25% της ελάχιστης αυτής τιμής. Είναι  $\Omega_{\chi,op} < 1,25 \times \Omega_{\chi,t\sigma} = 1,25 \times 1,05 = 1,31$

### Διαγώνιοι κατά Υ

Στην περίπτωση των διαγώνιων κατά Υ, διαφοροποιήθηκε η διαδικασία εύρεσης των διατομών, διότι οι δυνάμεις που αναλαμβάνει το κάθε σύστημα συνδέσμων, δεν είναι ίδιες. Αυτό οφείλεται στα εξής:

α.) Λόγω του τρόπου με τον οποίο έχουν διαταχθεί, που δεν είναι περιμετρικά του κτιρίου όπως στην άλλη διεύθυνση, αλλά κατά μήκος της διεύθυνσης Υ (κάθε 8m έχουμε σε κάθε πλευρά ένα σύστημα συνδέσμων). Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα ότι για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό (3.9.10), που περιλαμβάνει και τις δράσεις από τυχηματικές εκκεντρότητες που ασκούνται περιμετρικά του κτιρίου σαν ζεύγος δυνάμεων, οι δυνάμεις των ακραίων συνδέσμων θα αναλαμβάνουν μεγαλύτερη δύναμη από το σύστημα των μεσαίων συνδέσμων.

β.) Οι δυνάμεις στους συνδέσμους δεν κατανέμονται με τον ίδιο τρόπο, κάτι που οφείλεται στη μικρή διαφορά στη δυσκαμψία, που παρουσιάζει η δεξιά πλευρά του κτιρίου.

Για τους παραπάνω λόγους δεν μπορούμε να βάλουμε την ίδια διατομή στα συστήματα των συνδέσμων, γιατί όπως φαίνεται στους παρακάτω πίνακες, δεν θα ικανοποιείται η διάταξη του Ευρωκώδικα για τους συντελεστές υπεραντοχής και την ενιαία πλαστική συμπεριφορά.

Σημειώνεται πως σκοπός ήταν να διατηρηθεί η ίδια διατομή συνδέσμων στον ίδιο όροφο για κάθε σύστημα συνδέσμων ξεχωριστά, όπως επίσης να διατηρηθούν ίδιοι σύνδεσμοι για τις απέναντι πλευρές, αφού αυτές εμφάνιζαν παρόμοια αποτελέσματα.

Πίνακας 4.21: Έλεγχος κριτηρίου  $\Omega_i / \Omega_{\min}$  σε περίπτωση ίδιας διατομής σε όλους τους συνδέσμους του 1<sup>ου</sup> ορόφου

1 <sup>ος</sup> όροφος							
Σύστημα Συνδέσμων (για μια πλευρά)	Σύνδεσμος ορόφου	Μέγιστη αξονική $N_{ED}$	Πραγματική αξονική	Επιλεγμένη Διατομή	$N_{pl,Rd}$	$\Omega_i$	$\Omega_i / \Omega_{\min}$
1	1 <sup>ος</sup>	362,6	725,2	90x90x6,3	733,79	1,01	1,0
	2 <sup>ος</sup>	310,4	620,8			1,18	1,17
2	1 <sup>ος</sup>	308	616	90x90x6,3	733,79	1,19	1,18
	2 <sup>ος</sup>	262	524			1,4	1,39
3	1 <sup>ος</sup>	264,9	529,8	90x90x6,3	733,79	1,39	1,37
	2 <sup>ος</sup>	222,4	444,8			1,65	1,63
4	1 <sup>ος</sup>	244	488	90x90x6,3	733,79	1,5	1,49
	2 <sup>ος</sup>	204,4	408,8			1,79	1,78
5	1 <sup>ος</sup>	246,3	492,6	90x90x6,3	733,79	1,49	1,47
	2 <sup>ος</sup>	214,5	429			1,71	1,69
6	1 <sup>ος</sup>	276,3	552,6	90x90x6,3	733,79	1,33	1,31
	2 <sup>ος</sup>	235,3	470,6			1,56	1,54
min $\Omega$ =						1,01	

Με κόκκινο χρώμα απεικονίζονται είναι οι έλεγχοι που δεν ικανοποιούνται.

Πίνακας 4.22: Έλεγχος κριτηρίου  $\Omega_i / \Omega_{\min}$  σε περίπτωση ίδιας διατομής σε όλους τους συνδέσμους του 2<sup>ου</sup> ορόφου

2 <sup>ος</sup> όροφος							
Σύστημα Συνδέσμων (για μια πλευρά)	Σύνδεσμος ορόφου	Μέγιστη αξονική $N_{ED}$	πραγματική αξονική	Διατομή	$N_{pl,Rd}$	$\Omega_i$	$\Omega_i / \Omega_{\min}$
1	1 <sup>ος</sup>	137,4	274,8	60x60x4	303,53	1,10	1,00
	2 <sup>ος</sup>	133,9	267,8			1,13	1,03
2	1 <sup>ος</sup>	101,9	203,8	60x60x4	303,53	1,49	1,35
	2 <sup>ος</sup>	100,3	200,6			1,51	1,37
3	1 <sup>ος</sup>	80,3	160,6	60x60x4	303,53	1,89	1,71
	2 <sup>ος</sup>	79,8	159,6			1,90	1,72
4	1 <sup>ος</sup>	74	148	60x60x4	303,53	2,05	1,86
	2 <sup>ος</sup>	73,6	147,2			2,06	1,87
5	1 <sup>ος</sup>	81,5	163	60x60x4	303,53	1,86	1,69
	2 <sup>ος</sup>	79,5	159			1,91	1,73
6	1 <sup>ος</sup>	115,4	230,8	60x60x4	303,53	1,32	1,19
	2 <sup>ος</sup>	114,6	229,2			1,32	1,20
min $\Omega$ =						1,10	

Στους παραπάνω πίνακες φαίνεται πως οι δυνάμεις των συνδέσμων δεν κατανέμονται ισόποσα στους συνδέσμους. Σημειώνεται πως τα παραπάνω μεγέθη αφορούν μέγιστες τιμές για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς προσαυξημένες λόγω φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Παρακάτω, φαίνονται οι τελικές διατομές των μελών, στις οποίες καταλήξαμε μετά από αρκετές δοκιμές και επαναληπτική διαδικασία.

Πίνακας 4.23: Τελικές διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας 1<sup>ου</sup> ορόφου στη διεύθυνση Y

1 <sup>ος</sup> όροφος							
Σύστημα Συνδέσμων (για μια πλευρά)	Σύνδεσμος ορόφου	Μέγιστη αξονική $N_{ED}$	Πραγματική αξονική	Διατομή	$N_{pl,Rd}$	$\Omega_i$	$\Omega_i / \Omega_{\min}$
1	1 <sup>ος</sup>	317,1	634,2	100x100x6	767,86	1,21	1,01
	2 <sup>ος</sup>	267	534			1,44	1,20
2	1 <sup>ος</sup>	208,7	417,4	80x80x5	509,78	1,22	1,02
	2 <sup>ος</sup>	178,9	357,8			1,42	1,19
3	1 <sup>ος</sup>	113,9	227,8	70x70x3	277,25	1,22	1,01
	2 <sup>ος</sup>	95,3	190,6			1,45	1,21
4	1 <sup>ος</sup>	115,4	230,8	70x70x3	277,25	1,20	1,00
	2 <sup>ος</sup>	98	196			1,41	1,18
5	1 <sup>ος</sup>	168,7	337,4	100x100x3	405,05	1,20	1,00
	2 <sup>ος</sup>	144	288			1,41	1,17
6	1 <sup>ος</sup>	264,5	529	90x90x6	644,32	1,22	1,01
	2 <sup>ος</sup>	225	450			1,43	1,19
min $\Omega$ =						1,20	

Πίνακας 4.24: Τελικές διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας 2<sup>ου</sup> ορόφου στη διεύθυνση Y

2 <sup>ος</sup> όροφος							
Σύστημα Συνδέσμων (για μια πλευρά)	Σύνδεσμος ορόφου	Μέγιστη αξονική $N_{ED}$	Πραγματική αξονική	Διατομή	$N_{pl,Rd}$	$\Omega_i$	$\Omega_i / \Omega_{min}$
1	1 <sup>ος</sup>	91,9	183,8			1,28	1,05
	2 <sup>ος</sup>	91,7	183,4	60x60x3	234,65	1,28	1,05
2	1 <sup>ος</sup>	79,5	159			1,48	1,21
	2 <sup>ος</sup>	79,4	158,8	60x60x3	234,65	1,48	1,21
3	1 <sup>ος</sup>	50,1	100,2			1,27	1,04
	2 <sup>ος</sup>	50	100	40x40x2.5	127,45	1,27	1,05
4	1 <sup>ος</sup>	50,3	410,6			1,27	1,04
	2 <sup>ος</sup>	50	100	40x40x2.5	127,45	1,27	1,05
5	1 <sup>ος</sup>	60,1	120,2			1,24	1,02
	2 <sup>ος</sup>	59,6	119,2	40x40x3	149,45	1,25	1,03
6	1 <sup>ος</sup>	81,4	162,8			1,22	1
	2 <sup>ος</sup>	80,4	160,8	60x60x2.5	198,45	1,23	1,01
$min\Omega = 1,22$							

## 4.8 Ικανοτικοί έλεγχοι στα σημεία με κατακόρυφους συνδέσμους

### 4.8.1 Κεφαλοδοκός

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της σύμμικτης κεφαλοδοκού που φαίνεται στο σχήμα 4.7. Αυτή καταπονείται από φορτία του μη σεισμικού συνδυασμού και από την οριζόντια συνιστώσα της εφελκυστικής δύναμης που παραλαμβάνει η διαγώνιος. Το πρόγραμμα Sofistik επειδή έχουμε κάνει ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, κατανέμει μόνο του τις ροπές και τις αξονικές δυνάμεις που θα πάρει κάθε μεταλλική δοκός (στην περίπτωση αυτή η κεφαλοδοκός) για το συνδυασμό φόρτισης  $S_d = G + 0,6 \times Q$ . Επιπλέον θεωρήσαμε ότι η μεταλλική δοκός θα παραλάβει όλη τη θλιπτική δύναμη από το σύνδεσμο δυσκαμψίας.

Πίνακας 4.25: Χαρακτηριστικά σιδηροδοκού HEA340

HEA340	
$h=330 \text{ mm}$	$A=133,5 \text{ cm}^2$
$b=300 \text{ mm}$	$d=243 \text{ mm}$
$t_w=9,5 \text{ mm}$	$I_y=27690 \text{ cm}^4$
$t_f=16,5 \text{ mm}$	$W_{pl,y}=1850 \text{ cm}^3$
$r=27 \text{ mm}$	$A_{vz}=44,95 \text{ cm}^2$

Μήκος:  $L = 8\text{m}$

Μήκος λυγισμού:  $L_{cr} = 8\text{m}$

- Αξονική δύναμη:  $N_{ικαυ} = N_{ED,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{ED,E} = 517,3 \text{ kN}$

όπου:

$N_{ED,G} = 70,7 \text{ kN}$  (από τα φορτία  $G + 0,6 \times Q$ )

(Επειδή η δύναμη αυτή είναι ευμενής ως προς το θλιπτικό φορτίο που λαμβάνει η κεφαλοδοκός από τη συνιστώσα της δύναμης του συνδέσμου, λαμβάνεται υπέρ της ασφαλείας ίση με 0)

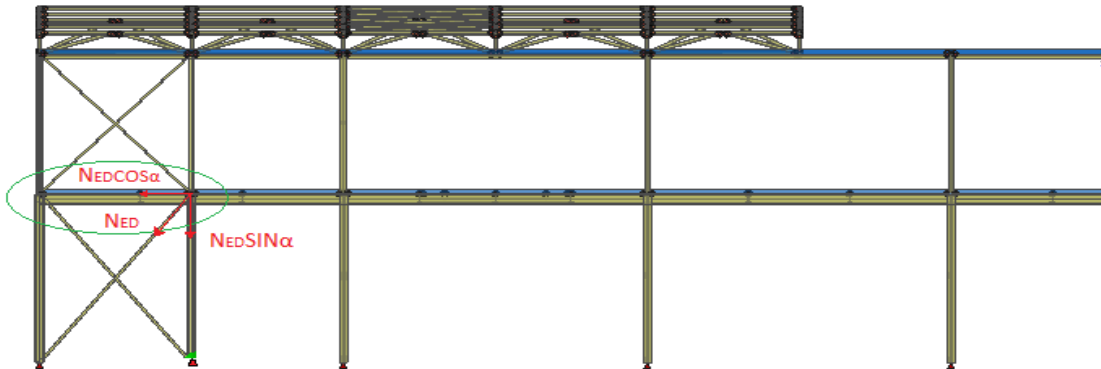
$N_{ED,E} = 358,28 \text{ kN}$  (όπως προκύπτει από σχήμα 4.7 για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό)

$\gamma_{ov} = 1,25$

$\Omega = 1,1$  (πρέπει να ισχύει:  $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega < q = 4$ )

-Ροπή κάμψης:  $M_{ED} = 29,2 \text{ kNm}$  (από δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό)

- Τέμνουσα:  $V_{ED} = 31,3 \text{ kN}$



Σχήμα 4.7: Δυνάμεις που μεταφέρονται από το σύνδεσμο που ελέγχεται στην κεφαλοδοκός

Η διατομή είναι κατηγορίας 1 (αναφέρεται ενδεικτικά στην παράγραφο 7.3)

$$N_{pl,Rd} = 133,5 \times 35,5 = 4739,25 \text{ kN}$$

$$N_{ED} = 517,3 \text{ kN} < 0,25 \times N_{pl,Rd} = 1184,8 \text{ kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης αξονικής δύναμης.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1850 \times 35,5}{1,0} = 65675 \text{ kNcm} = 656,75 \text{ kNm} > M_{ED} = 29,2 \text{ kNm}$$

-Συντελεστές  $x_y$  και  $x_z$

$$\text{Λυγηρότητα: } \lambda_y = \lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{800}{14,40} = 55,55 \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,41$$

$$\text{Ανηγμένες λυγηρότητες: } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,727$$

Καμπύλες λυγισμού:  $\frac{h}{b} = 1,1 < 1,2$  και  $t_f = 16,5mm < 100mm$

Επομένως καμπύλη λυγισμού για τον άξονα y-y είναι η b με συντελεστή ατελειών 0,34.

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,854 \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,77$$

Η κεφαλοδοκός εξασφαλίζεται πλευρικά από την πλάκα σκυροδέματος στον ασθενή της άξονα επομένως  $Xz=1$ .

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

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

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

Για την κεφαλοδοκό έχουμε:

$$-N_{ed} = 517,3 \text{ kN} \quad N_{Rk} = 4739,25 \text{ kN}$$

$$-M_{y,Ed} = 29,2 \text{ kNm} \quad M_{y,Rk} = 656,75 \text{ kNm}$$

$$-M_{z,Ed} = 0 \text{ kNm} \quad \Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$$

$$-x_y = 0,77 \quad x_z = 1$$

$$-x_{LT} = 1 \quad (\text{η πλάκα σκυροδέματος προσφέρει προστασία έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού της κεφαλοδοκού})$$

-Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$  και  $k_{zy}$  ( $k_{yz}$  και  $k_{zz}$  δεν χρειάζονται υπολογισμό)

$$\text{Λόγω του διαγράμματος ροπών της κεφαλοδοκού έχουμε: } a_h = \frac{M_h}{M_s} = 0 \text{ και } \psi = 0$$

$$\text{άρα } C_{my} = 0,95 + 0,05 \times a_s = 0,95$$

$$\text{Επομένως } k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\Rightarrow k_{yy} = 1,021 < 1,06$$

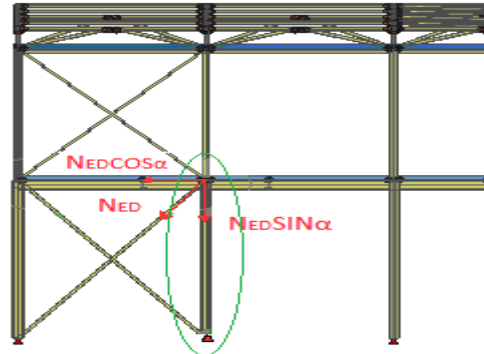
$$k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 1,021 = 0,613$$

$$A = \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,19$$

$$B = \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,14$$

#### 4.8.2 Υποστύλωμα

Παρακάτω αναλύεται ο ικανοτικός έλεγχος του υποστυλώματος του σχήματος 4.8.



Σχήμα 4.8: Υποστύλωμα που χρειάζεται ικανοτικό έλεγχο

Μήκος λυγισμού για τους δύο άξονες: Το υποστύλωμα προστατεύεται έναντι λυγισμού στο ύψος του ορόφου διότι σε εκείνο το σημείο συνδέεται με την κεφαλοδοκό και με το σύνδεσμο δυσκαμψίας. Επομένως:  $L_{cr} = 520\text{cm}$

- Αξονική δύναμη:  $N_{ED} = N_{ED,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 810,13\text{ kN}$

όπου:  $N_{ED,G} = 106,3\text{ kN}$  (από  $G + 0,6 \cdot Q$ )

$$N_{Ed,E} = N_{συνδ} \times \sin a = 615 \times \sin 52,43^\circ = 487,5\text{ kN}$$

- Ροπές κάμψης:  $M_{Ed,y} = 14,5\text{ kNm}$

$$M_{Ed,z} = 17,9\text{ kNm}$$

Σημειώνεται πως το πρόγραμμα εμφανίζει τις ροπές αυτές στη σύνδεση του υποστυλώματος με την πλάκα σκυροδέματος. Αυτές είναι αρκετά μικρές για να δημιουργήσουν προβλήματα αστοχίας, αλλά αναφέρονται στους ελέγχους.

Όπως έχει τονιστεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, όλοι οι έλεγχοι των μελών έχουν πραγματοποιηθεί στο πρόγραμμα Excel. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον ικανοτικό έλεγχο του υποστυλώματος είναι ίδια με τον έλεγχο των υποστυλωμάτων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, που έχει υπολογιστεί αναλυτικά στην παράγραφο 4.4.1.

Παρακάτω φαίνονται συνοπτικά οι έλεγχοι για τα ικανοτικά μεγέθη που προέκυψαν.

Πίνακας 4.26: Χαρακτηριστικά διατομής HEB220

HEB220	
$h = 220\text{ mm}$	$A = 91,04\text{ cm}^2$
$b = 220\text{ mm}$	$d = 152\text{ mm}$
$t_w = 9,5\text{ mm}$	$I_y = 8091\text{ cm}^4$
$t_f = 16\text{ mm}$	$W_{pl,y} = 827\text{ cm}^3$
$r = 18\text{ mm}$	$A_{vz} = 27,92\text{ cm}^2$
$i_y = 9,43\text{ cm}$	$i_z = 5,59\text{ cm}$
$I_z = 2843\text{ cm}^4$	$I_w = 295400\text{ cm}^6$

$$N_{pl,rd} = 3231,9 kN$$

$$M_{pl,y,rd} = 29358,5 kNcm = 293,59 kNm$$

$$M_{pl,z,rd} = 13983,5 kNcm = 139,84 kNm$$

Κατάταξη διατομής: Διατομή κατηγορίας 1

$$\text{Λυγηρότητες: } \lambda_y = 55,143 \quad \lambda_z = 93,023$$

$$\lambda_1 = 76,41$$

$$\text{Ανηγμένες λυγηρότητες: } \bar{\lambda}_y = 0,722 \quad \bar{\lambda}_z = 1,217$$

Καμπύλες λυγισμού:  $h/b=1$  και  $t_f = 16 mm$

Επομένως:

για τον άξονα y-y: καμπύλη λυγισμού b

για τον άξονα z-z: καμπύλη λυγισμού c

Συντελεστές ατελειών:

για τον άξονα y-y:  $\alpha=0,34$

για τον άξονα z-z:  $\alpha=0,49$

Συντελεστές  $\Phi_y, \Phi_z$ :

$$\Phi_y = 0,8491$$

$$\Phi_z = 1,4903$$

Συντελεστές  $\chi_y$  και  $\chi_z$ :

$$\chi_y = 0,771$$

$$\chi_z = 0,426$$

Ο κανονισμός αναφέρει πως για λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$  (1) ή για  $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0,04$  (2) οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται. Επειδή οι ροπές κάμψης είναι πολύ μικρές, ισχύει η σχέση (2), επομένως  $\chi_{LT}=1$ .

Συντελεστές αλληλεπίδρασης σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο:

Από το διάγραμμα ροπών του μέλους προκύπτει:  $C_{my} = 0,6$  και  $C_{mz} = 0,6$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης:  $k_{yy} = 0,702 \leq 0,756$

$$k_{zz} = 1,249 \leq 1,095 \quad \text{Επομένως: } k_{zz} = 1,095$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,657$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,421$$

Τελικοί έλεγχοι μέλους υπό θλίψη και κάμψη:

Από τις σχέσεις που έχουν οριστεί σε προηγούμενες παραγράφους προκύπτει:

$$A=0,326 < 1 \quad \text{και} \quad B=0,59 < 1$$

Επομένως το υποστύλωμα ικανοποιεί τον ικανοτικό έλεγχο.



## 4.9 Έλεγχος πλαισίων παραλαβής ροπών για το σεισμικό συνδυασμό

### 4.9.1 Κριτήρια σχεδιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.6.1 του EC8, τα πλαίσια παραλαβής ροπών θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, όχι όμως στα υποστυλώματα. Η απαίτηση αυτή δεν ισχύει στην βάση του πλαισίου, στους τελευταίους ορόφους πολυώροφων κτηρίων και σε μονώροφα κτήρια.

Οι δοκοί θα πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

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 οποία αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικών 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,

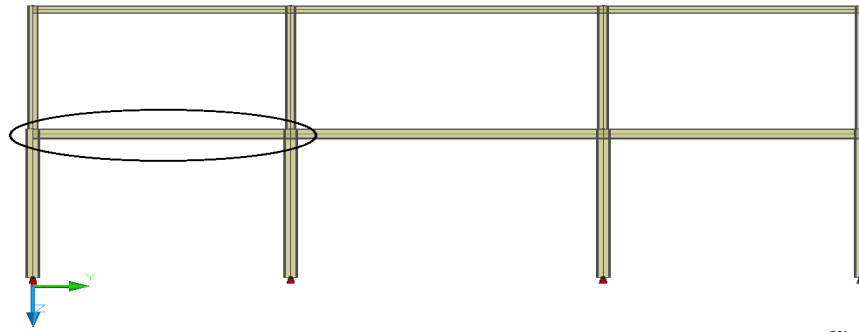
$V_{Ed}$  είναι η τέμνουσα σχεδιασμού,

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  είναι αντοχές σχεδιασμού

$V_{Ed,G}$  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.

- Έλεγχοι κριτηρίων



Σχήμα 4.9: Τυπικό πλαίσιο στη διεύθυνση Y του κτιρίου, έλεγχος δοκού 1<sup>ου</sup> ορόφου

Πίνακας 4.27: Χαρακτηριστικά διατομής IPE360

IPE360	
$h=360 \text{ mm}$	$A=72,73 \text{ cm}^2$
$b=170 \text{ mm}$	$d=298,6 \text{ mm}$
$t_w=8,0 \text{ mm}$	$I_y=16270 \text{ cm}^4$
$t_f=12,7 \text{ mm}$	$W_{pl,y}=1019 \text{ cm}^3$
$r=18 \text{ mm}$	$A_{vz}=35,14 \text{ cm}^2$

Σύμφωνα με τον τρόπο της παραγράφου 7.3, η διατομή είναι κατηγορίας 1, συνεπώς μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72,73 \times 35,5}{1,0} = 2581,9 \text{ kN}$$

$$W_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 35,5}{1,0} = 36174,5 \text{ kNcm} = 361,75 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35,14 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,0} = 720,2 \text{ kN}$$

Τα δυσμενέστερα μεγέθη εμφανίζονται για το συνδυασμό φόρτισης:

$$1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q + E_Y + E_{CCY} + 0,3 \cdot E_X + 0,3 \cdot E_{CCX}$$

Τα μεγέθη αυτά έχουν προκύψει με κατάλληλη επαύξηση των σεισμικών δράσεων λόγω των επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης.

$$M_{y,Ed} = 177,2 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = V_{Ed,G} + (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = 87,8 + (361,75 + 361,75)/6,60 = 197,42 \text{ kN}$$

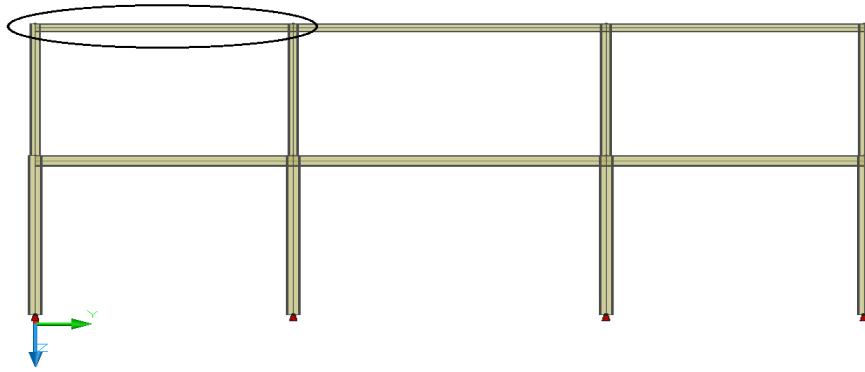
$$N_{Ed} = 234,78 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{177,2}{361,75} = 0,49$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{234,78}{2581,9} = 0,09$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{197,42}{720,2} = 0,27$$

Ικανοτικός συντελεστής:  $\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = 2,04$



Σχήμα 4.10: Τυπικό πλαίσιο στη διεύθυνση Y του κτιρίου, έλεγχος δοκού 2<sup>ου</sup> ορόφου

Πίνακας 4.28: Χαρακτηριστικά διατομής IPE270

IPE270	
$h=270\text{ mm}$	$A=45,95\text{ cm}^2$
$b=135\text{ mm}$	$d=219,6\text{ mm}$
$t_w=6,6\text{ mm}$	$I_y=5790\text{ cm}^4$
$t_f=10,2\text{ mm}$	$W_{pl,y}=484\text{ cm}^3$
$r=15\text{ mm}$	$A_{vz}=22,14\text{ cm}^2$

Σύμφωνα με τον τρόπο της παραγράφου 7.3 η διατομή είναι κατηγορίας 1, συνεπώς μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,95 \times 35,5}{1,0} = 1631,2\text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 484 \times \frac{35,5}{1,00} = 17182\text{ kNcm} = 171,82\text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{22,14 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,00} = 453,78\text{ kN}$$

Δρώντα εντατικά μεγέθη επαυξημένα λόγω επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης:

$$M_{y,Ed} = 107,3\text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = V_{Ed,G} + (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = 39,1 + (171,82 + 171,82)/6,60 = 91,16\text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 90,2\text{ kN}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{107,3}{171,82} = 0,62$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{90,2}{1631,2} = 0,06$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{91,16}{453,78} = 0,2$$

$$\text{Ικανοτικός συντελεστής: } \Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = 1,60$$

## 4.9.2 Υποστυλώματα

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.6.3 του EC8 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:

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

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

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

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

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

$\Omega$  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.

Η τέμνουσα  $V_{Ed}$  του υποστυλώματος η οποία προκύπτει από την ανάλυση του φορέα θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:  $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$

Ο συντελεστής  $\Omega$  θα είναι:  $\Omega = \min(2.04, 1.60) = 1.60$

Εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τις παραπάνω σχέσεις είναι τα εξής:

$$M_{y,Ed} = 650 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 241,37 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 809,15 \text{ kN}$$

Σημειώνεται πως για τα παραπάνω μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού, έχουμε λάβει υπόψη την αύξηση των μεγεθών λόγω φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης.

- Έλεγχος για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.

Από την παράγραφο που έγινε ο έλεγχος του υποστυλώματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας για το βασικό συνδυασμό, προέκυψε ότι το μήκος λυγισμού για μεταθετό πλαίσιο στη διεύθυνση Y είναι  $L_{cr,y} = 1,445 \cdot 5,20\text{m} = 7,514\text{m}$  ενώ στην άλλη διεύθυνση είναι  $L_{cr,z} = 5,20\text{m} = 520\text{cm}$ .

Οι μειωτικοί συντελεστές λόγω λυγισμού προέκυψαν  $\chi_y = 0,82$  και  $\chi_z = 0,595$ .

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_Z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_Z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} = 1885,14 \text{ kNm}$$

Όπου: L=520cm

k=1,0 (άρθρωση και στα δύο άκρα, δυσμενέστερη περίπτωση),  $k_w=1$

$C_1=1,0$   $C_2=0$   $C_3=1,0$  (δυσμενέστερη περίπτωση)

$z_j = z_g=0$

Ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού:  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,71$

Η καμπύλη λυγισμού για ελατές διατομές με  $\frac{h}{b} = 1,2 < 2$  είναι η (a) με συντελεστή ατελειών  $\alpha=0,21$ .

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,81$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,84$$

-Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$  και  $k_{zy}$  ( $k_{yz}$  και  $k_{zz}$  δεν χρειάζονται υπολογισμό)

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται  $C_{my}=0,9$ .

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\Rightarrow k_{yy} = 0,96 < 1,011$$

$$k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 0,96 = 0,576$$

$$A = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,93$$

$$B = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,68$$

Επομένως το υποστόλωμα επαρκεί για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, με συντελεστή εκμετάλλευσης ίσο με 0,93. Να τονιστεί βέβαια πως θεωρήσαμε στους υπολογισμούς της κρίσιμης ροπής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού την δυσμενέστερη περίπτωση. Σε διαφορετική περίπτωση θα είχαμε αποτελέσματα με μικρότερο συντελεστή.

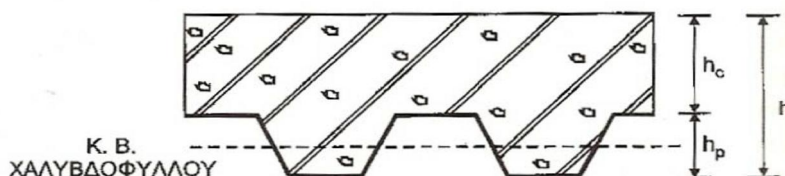
## 5 Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών

### 5.1 Γενικά

Οι σύμμικτες πλάκες παραλαμβάνουν τα μόνιμα και κινητά φορτία των ορόφων. Πρόκειται για το συνηθέστερο τύπο πλακών σε μεταλλικά κτίρια και αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυροδέμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης. Στη φάση λειτουργίας, τα χαλυβδόφυλλα συνεργάζονται με το σκληρυμένο σκυροδέμα και λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Ο ρόλος των πλακών είναι από στατική άποψη διπλός. Μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία, αλλά και τις οριζόντιες δράσεις (κυρίως σεισμικές) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

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

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας (σχήμα 5.2):  $\min h = 80\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο  $\min h_c = 40\text{mm}$
- Για διαφραγματική λειτουργία της πλάκας τα παραπάνω μεγέθη γίνονται  $\min h = 90\text{mm}$  και  $\min h_c = 50\text{mm}$ .



Σχήμα 5.1: Χαρακτηριστικά πάχη σύμμικτης πλάκας

- Ποιότητα σκυροδέματος μεταξύ C20/25 και C60/75
- Ελάχιστο πλάτος έδρασης σε χάλυβα: 50mm για το χαλυβδόφυλλο και 75mm για το σκυροδέμα της σύμμικτης πλάκας
- Προς περιορισμό της ρηγμάτωσης, προβλέπεται ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης στη στήριξη με επιφάνεια ίση με 0,2% της επιφάνειας της πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο, θεωρώντας ότι δεν προβλέπεται υποστήριξη.
- Πρέπει το πάχος του χαλυβδόφυλλου να έχει πάχος μικρότερο από 1,25mm για συγκόλληση των ήλων διαμέσω αυτού.

Η κατασκευή που μελετάται περιλαμβάνει σύμμικτες πλάκες στην οροφή του ισογείου αλλά και στη στέγη. Παρακάτω αναλύεται ενδεικτικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε για το σχεδιασμό της πλάκας της οροφής του ισογείου. Στην περίπτωση αυτή έχουμε σύμμικτη πλάκα τριών ανοιγμάτων, με τις διαδοκίδες να διατάσσονται στα τρίτα του ανοίγματος μεταξύ των κύριων δοκών, οι οποίες απέχουν μεταξύ τους 8m. Οι νευρώσεις των φύλλων είναι παράλληλες στη διεύθυνση X, εγκάρσια στις διαδοκίδες. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος  $h=150\text{mm}$  και με χαλυβδόφυλλο ComFlor 51 πάχους 1,2mm.

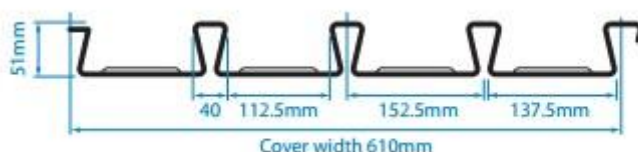
Επίσης, ως οπλισμός στην πάνω πλευρά της πλάκας τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού Φ8/15 με ποιότητα χάλυβα S500 και καθαρή επικάλυψη  $c=30\text{mm}$  (Σχήμα 5.2). Τέλος, όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, το σκυροδέμα είναι ποιότητας C30/37.



Σχήμα 5.2– Διαμόρφωση σύμμικτης πλάκας

## 5.2 Χαλυβδόφυλλα

Για το σχεδιασμό της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε χαλυβδόφυλλο ComFlor 51 πάχους  $t_{\text{χαλ}} = 1,2\text{mm}$  ενώ ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι υψηλής ποιότητας S320. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προφίλ καθώς και το βάρος του σκυροδέματος για πάχος πλάκας 150 mm φαίνονται στο Σχήμα 5.3 και στους Πίνακες 5.1 και 5.2 παρακάτω.



Σχήμα 5.3 - Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου ComFlor 51

Πίνακας 5.1- Χαρακτηριστικά σκυροδέματος για διάφορα πάχη πλάκας

<b>ComFlor<sup>®</sup> 51 - όγκος και βάρος</b>					
		Βάρος σκυροδέματος ( $\text{kN/m}^2$ )			
		Κανονικό σκυρόδεμα		Ελαφροσκυρόδεμα	
Πάχος πλάκας (mm)	Όγκος σκυροδέματος ( $\text{m}^3/\text{m}^2$ )	Υγρό	Ξηρό	Υγρό	Ξηρό
120	0.111	2.61	2.55	2.07	1.96
125	0.116	2.73	2.67	2.16	2.04
130	0.121	2.84	2.78	2.25	2.13
<b>150</b>	<b>0.141</b>	<b>3.32</b>	<b>3.25</b>	<b>2.62</b>	<b>2.49</b>
200	0.191	4.49	4.4	3.56	3.37

Πίνακας 5.2- Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο πλάτους

Ιδιότητες διατομής (ανά μέτρο πλάτους)							
Ονομαστικό πάχος (mm)	Πάχος σχεδίασης (mm)	Βάρος	Εμβαδόν διατομής (mm <sup>2</sup> /m)	Ύψος από ουδέτερο άξονα (mm)	Ροπή αδράνειας (cm <sup>4</sup> /m)	Ροπή αντοχής (kNm/m)	
						Θετικές ροπές	Αρνητικές ροπές
0.90	0.86	0.13	1579	16.74	55.70	5.69	6.99
1.00	0.96	0.14	1759	16.73	62.10	6.34	7.93
1.10	1.06	0.16	1938	16.73	68.50	7.00	8.88
<b>1.20</b>	<b>1.16</b>	<b>0.17</b>	<b>2118</b>	<b>16.72</b>	<b>77.29</b>	<b>10.24</b>	<b>9.81</b>

### 5.3 Διαστασιολόγηση

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει δύο στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας. Τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν στη φάση κατασκευής, πριν δηλαδή την πήξη του έγχυτου σκυροδέματος, τα κατακόρυφα φορτία που περιλαμβάνουν:

- Τα ίδια βάρη τους
- Τα ίδια βάρη του νωπού σκυροδέματος
- Τα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος

Μετά την πήξη του, χαλυβδόφυλλο και σκυροδέμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα, άρα η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου (φάση λειτουργίας) παραλαμβάνονται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως αμφιέριστα ή ως συνεχή στοιχεία. Στην περίπτωση μας επιλέξαμε συνεχή φύλλα τα οποία έχουν το πλεονέκτημα ότι λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί στη φάση σκυροδέτησης και προσφέρουν καλύτερη πλευρική στήριξη έναντι κινδύνου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη σιδηροδοκό κατά τη φάση κατασκευής. Το μειονέκτημα είναι ότι απαιτείται συγκόλληση των διατμητικών συνδέσμων διαμέσου των χαλυβδόφυλλων στις δοκούς. Για το λόγο αυτό πρέπει το πάχος των χαλυβδόφυλλων να είναι μικρότερο από 1,25 mm, ώστε κατά τη συγκόλληση να λιώνει το μέταλλο του φύλλου και να αποκαθίσταται η σύνδεση ήλου-φύλλου-δοκού.

### 5.4 Παρουσίαση προγράμματος Comdeck

Για την πραγματοποίηση των ελέγχων των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Comdeck που διατίθεται στη σελίδα της Tata Steel. Το πρόγραμμα αυτό, όπως φαίνεται παρακάτω, κάνει αυτόματα όλους τους ελέγχους οι οποίοι αναφέρονται στον Ευρωκώδικα και βγάζει αποτελέσματα για την ευστάθεια της σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας.

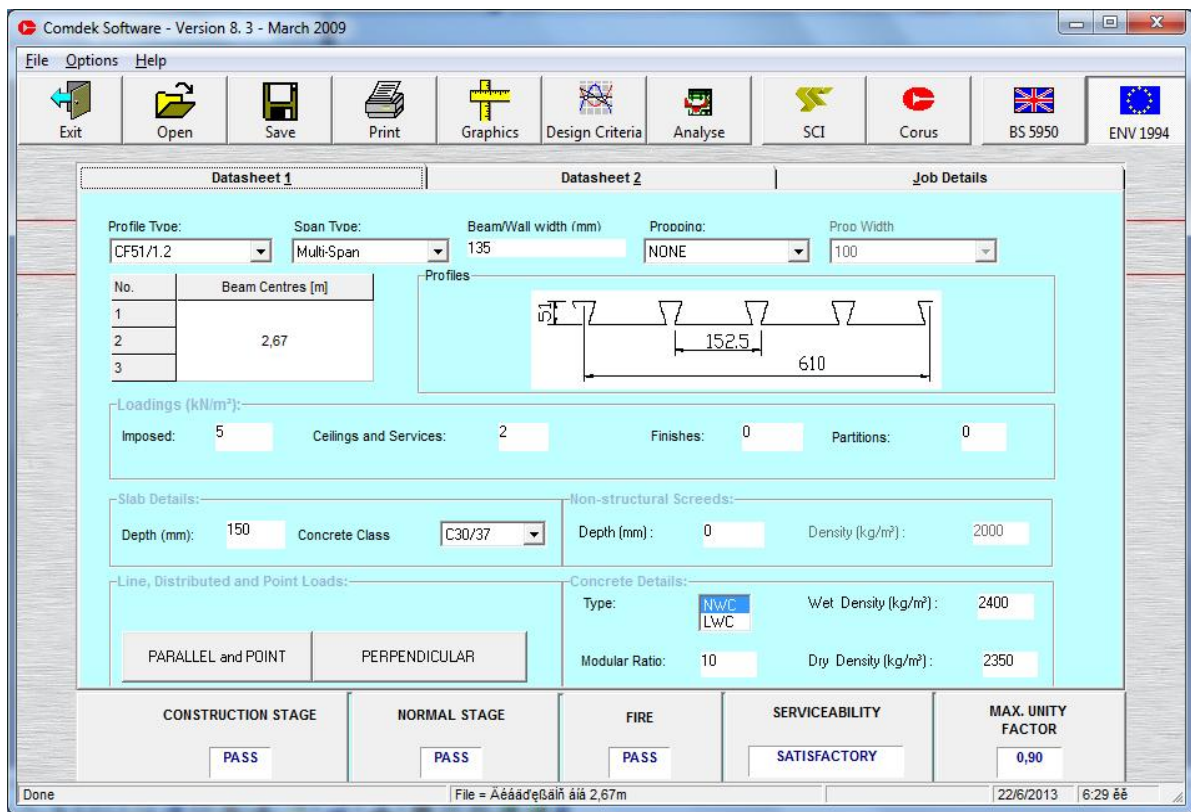
Συγκεκριμένα και όσον αφορά τα φορτία, το χαλυβδόφυλλο μελετάται ώστε να παραλαμβάνει το ίδιο βάρος του, το βάρος του σκυροδέματος και ένα φορτίο διάστρωσης του σκυροδέματος. Το φορτίο διάστρωσης αποτελείται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4



από ένα ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο  $0,75 \text{ kN/m}^2$  και ένα πρόσθετο κινητό φορτίο  $0,75 \text{ kN/m}^2$  που δρα σε μια επιφάνεια  $3 \times 3 \text{ m}$ .

Παρακάτω για λόγους επεξήγησης του προγράμματος αναφέρονται τα βασικά δεδομένα που εισήχθησαν αλλά και τα αποτελέσματα που έδωσε το πρόγραμμα, τα οποία και φαίνονται στις παρακάτω εικόνες. Όπως φαίνεται στο σχήμα 5.4, εισήχθησαν στο πρόγραμμα:

α.) η ονομασία του χαλυβδόφυλλου β.) ο τύπος του ανοίγματος, δηλαδή αν πρόκειται για πλάκα ενός ανοίγματος, δύο ή πολλαπλών ανοιγμάτων γ.) το άνοιγμα της πλάκας δηλαδή η απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων δ.) η περίπτωση προσωρινής υποστήριξης του χαλυβδόφυλλου ε.) το πλάτος του πέλματος της διαδοκίδας, όπου έχει την τιμή 135mm για διαδοκίδες IPE270 που χρησιμοποιήθηκαν στ.) τα επιβαλλόμενα φορτία και τα πρόσθετα μόνιμα ζ.) το πάχος της πλάκας και ο τύπος σκυροδέματος

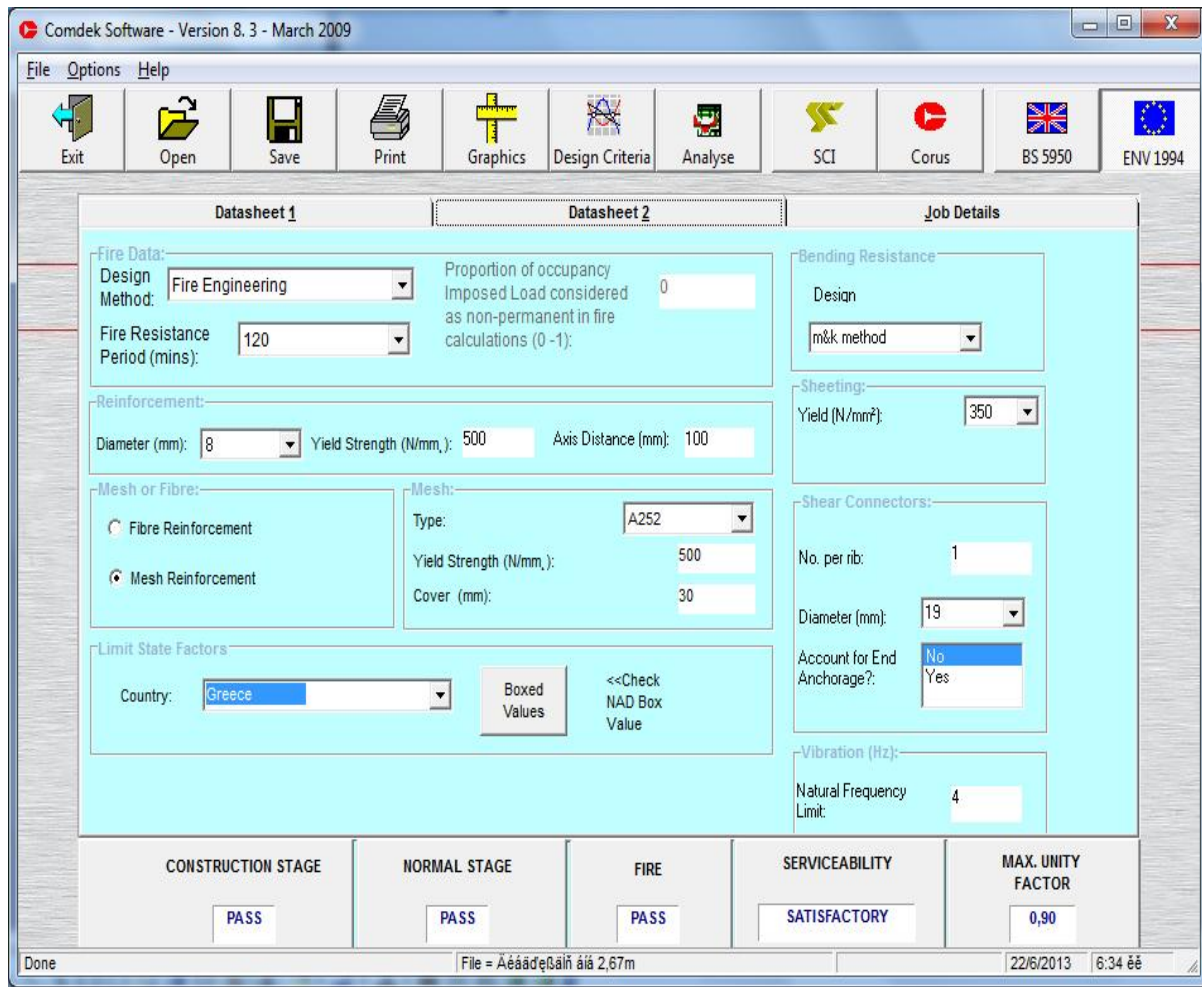


Σχήμα 5.4: Βασικά δεδομένα εισαγωγής

Στη συνέχεια, στη δεύτερη σελίδα εισαγωγής των δεδομένων (Σχήμα 5.5), εισάγονται κάποια στοιχεία σχετικά με τον οπλισμό που θα χρησιμοποιηθεί για την αντοχή σε ρηγμάτωση και σε πυρκαγιά. Σε περίπτωση πυρκαγιάς, το λεπτό χαλυβδόφυλλο χάνει γρήγορα την αντοχή του και επομένως δεν λειτουργεί πλέον ως οπλισμός της σύμμικτης πλάκας. Για το λόγο αυτό τοποθετούνται μεμονωμένες ράβδοι οπλισμού στις αυλακώσεις της πλάκας με επαρκή επικάλυψη (συνήθως έως 25mm). Σε περίπτωση πυρκαγιάς η θερμοκρασία του οπλισμού αυτού δεν αυξάνει σημαντικά λόγω της προστασίας από το σκυρόδεμα και η αντοχή του δεν μειώνεται πολύ. Έτσι ο οπλισμός υποκαθιστά τη λειτουργία του χαλυβδόφυλλου.

Όπως φαίνεται έχει εισαχθεί η διάμετρος και το όριο διαρροής των ράβδων οπλισμού που θα τοποθετηθούν στο κάτω μέρος της πλάκας για αντοχή σε περίπτωση πυρκαγιάς διάρκειας 120 λεπτών, η απόσταση των ράβδων (υπήρχε δυνατότητα για απόσταση μεταξύ

τους από 25 έως 125mm) όπως επίσης ο τύπος του πλέγματος οπλισμού που θα τοποθετηθεί στο πάνω μέρος της πλάκας για τον περιορισμό της ρηγματώσης. Ο τύπος αυτός αντιστοιχεί σε οπλισμό διαμέτρου 8mm ο οποίος θα τοποθετηθεί ανά 150mm για να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του κανονισμού (βλέπε παράγραφο 5.1)

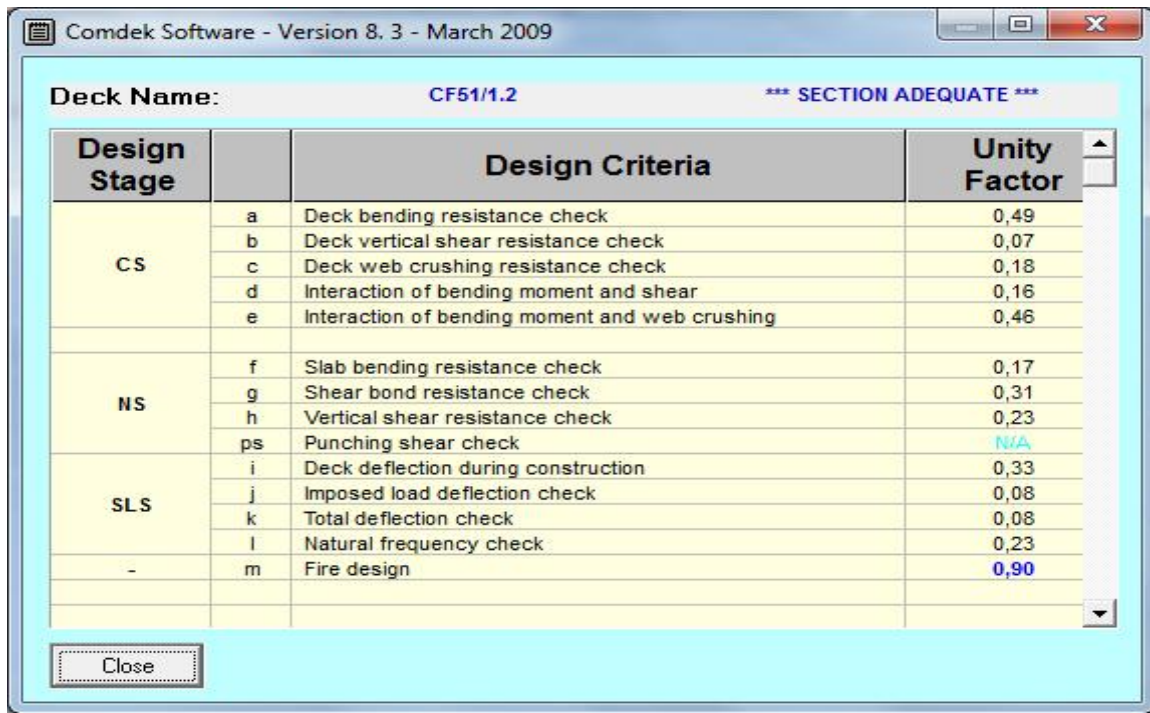


Σχήμα 5.5: Βασικά δεδομένα εισαγωγής

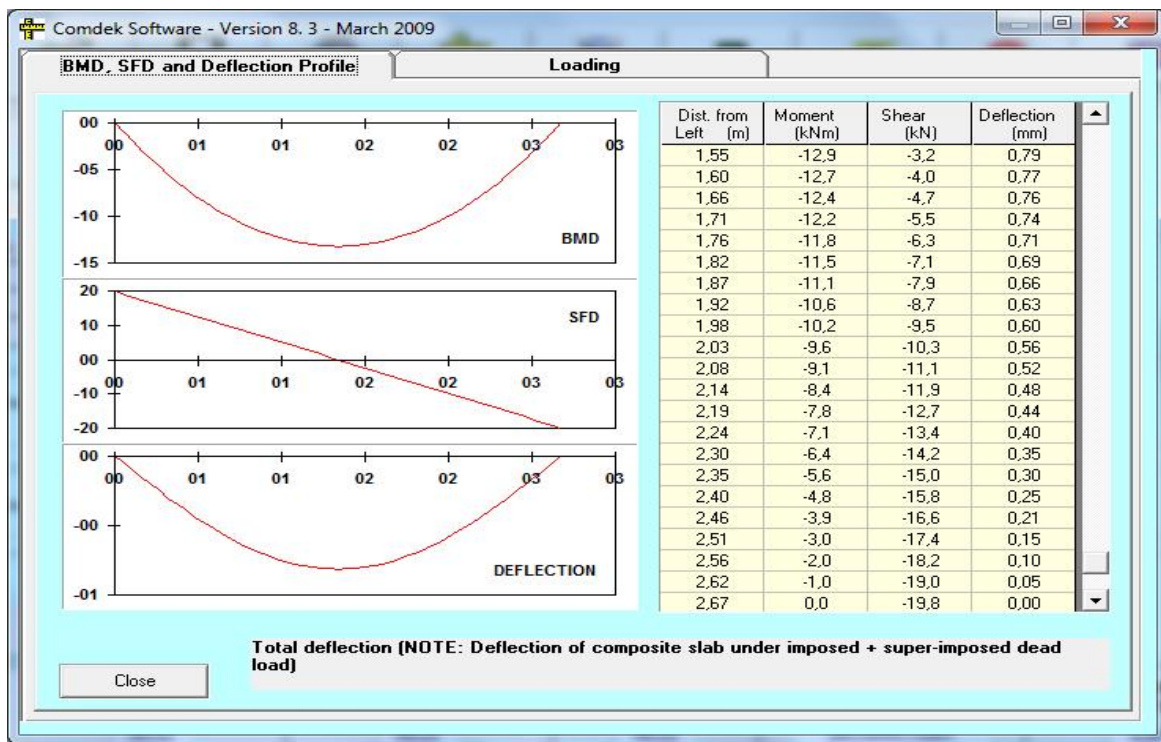
#### 5.4.1 Αποτελέσματα ανάλυσης

Από το πρόγραμμα προκύπτει ένας συντελεστής ο οποίος, για να μην υπάρχει κάποιο πρόβλημα σε κάποιο από τα στάδια που περνά η κατασκευή, πρέπει να είναι μικρότερος της μονάδας. Στην παρακάτω εικόνα βλέπουμε τους ελέγχους που κάνει το πρόγραμμα για όλες τις φάσεις. Συνοπτικά:

- α.) Στάδιο κατασκευής (construction stage): Ελέγχεται η αντοχή του χαλυβδόφυλλου σε κάμψη και διάτμηση των φορτίων τη στιγμή της κατασκευής (σχήμα 5.6) και αλληλεπίδρασης τους
- β.) Κανονικό στάδιο (normal stage): Ελέγχεται η αντοχή της πλάκας σε κάμψη και διάτμηση, έλεγχος διάτρησης (στην περίπτωση μας δεν υφίσταται)
- γ.) Στάδιο λειτουργίας (serviceability limit state): Ελέγχεται η παραμόρφωση της πλάκας τη στιγμή της κατασκευής, η παραμόρφωση από τα επιβαλλόμενα φορτία και η συνολική.
- δ.) Σχεδιασμός για πυρκαγιά (δυσμενέστερος συντελεστής λόγω της απόστασης των ράβδων που ορίστηκε). Αν γινόταν επιλογή μικρότερης απόστασης ράβδων, ο συντελεστής θα ήταν ευμενέστερος.



Σχήμα 5.6: Αποτελέσματα ανάλυσης



Σχήμα 5.7: Αποτελέσματα της ανάλυσης

## 6 Σχεδιασμός διαδοκίδων

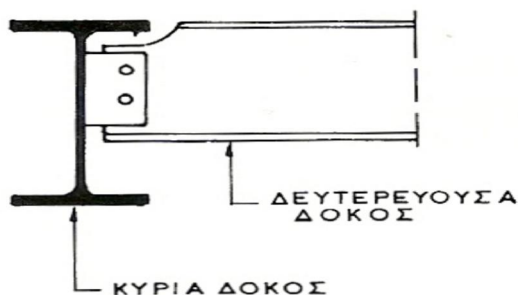
### 6.1 Γενικά

Οι διαδοκίδες γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και κυρίως μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία επικάλυψης, όπως το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας καθώς και τα υπόλοιπα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Έτσι αποφεύγεται μεγάλο απαιτούμενο στατικό ύψος πλακών που θα προέκυπτε εξαιτίας του μεγάλου ανοίγματός τους.

Οι διαδοκίδες έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί μήκους  $L=8,0\text{m}$  και είναι τοποθετημένες παράλληλα με τη διεύθυνση  $Y$ . Έχουν τοποθετηθεί στα τρίτα του ανοίγματος των κυρίων δοκών κατά  $Y$ , συνεπώς το πλάτος επιρροής τους είναι:

$b_s = 8/3=2,67\text{m}$ . Η επιλογή αυτή έγινε προκειμένου να υπάρχουν λιγότερες συνδέσεις διαδοκίδων σε κύριες δοκούς, κάτι που μειώνει το κόστος σε σύγκριση με την τοποθέτηση τους ανά  $2\text{m}$ , ενώ έγινε έλεγχος της περίπτωσης να τοποθετηθούν ανά  $4\text{m}$ , κάτι που δεν ήταν εφικτό λόγω προβλημάτων του χαλυβδόφυλλου (χωρίς υποστήριξη εμφάνιζε μεγάλα βέλη) στη φάση κατασκευής.

Υπάρχει ισοσταθμία μεταξύ κύριων δοκών και διαδοκίδων και έτσι δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο, επί του οποίου 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 (Σχήμα 6.1).



Σχήμα 6.1: Σύνδεση διαδοκίδων με κύριες δοκούς

Η επιλογή των διαδοκίδων έγινε από τη σειρά IPE. Η διαδικασία με την οποία διαστασιολογήθηκαν οι διαδοκίδες έγινε συνοπτικά και είναι παρόμοια με αυτή της κύριας δοκού κατά  $X$  που παρουσιάζεται αναλυτικότερα στο επόμενο κεφάλαιο.

Έχουμε περίπτωση αμφιαρθρωτής δοκού ανοίγματος  $8\text{m}$  συνεπώς το συνεργαζόμενο πλάτος είναι:

$$b_{eff} = 0 + \left(\frac{8}{8} + \frac{8}{8}\right) = 2\text{m}$$

## 6.2 Κατάταξη διατομής

Η διατομή σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά της που παρουσιάζονται στον πίνακα 6.1, κατατάσσεται στις διατομές κατηγορίας 1.

Πίνακας 6.1: Χαρακτηριστικά διατομής IPE270

IPE270	
$h=270\text{ mm}$	$A=45,95\text{ cm}^2$
$b=135\text{ mm}$	$d=219,6\text{ mm}$
$t_w=6,6\text{ mm}$	$I_y=5790\text{ cm}^4$
$t_f=10,2\text{ mm}$	$W_{pl,y}=484\text{ cm}^3$
$r=15\text{ mm}$	$A_{vz}=22,14\text{ cm}^2$

## 6.3 Φορτία διαδοκίδων

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

Μόνιμα φορτία:

1. Ίδιο βάρος χαλύβδινης διατομής:

$$g_{\text{δοκού}} = 78,5\text{ kN/m}^2 \times 45,95 \times 10^{-4}\text{ m}^2 = 0,36\text{ kN/m}$$

2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών:  $3,25\text{ kN/m}^2$
3. Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου (οι πίνακες κατασκευαστή το ορίζουν ξεχωριστά από το βάρος του σκυροδέματος)  $0,17\text{ kN/m}^2$
4. Επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων  $1,50\text{ kN/m}^2$
5. Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις  $0,50\text{ kN/m}^2$

Ωφέλιμα φορτία:

$$5,00\text{ kN/m}^2$$

## 6.4 Φάση κατασκευής

Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η σιδηροδοκός είναι:

$$g = [(g_{\text{πλακών}} + g_{\text{χαλυβδ}}) \times b_{\text{επιρροής}} + g_{\text{δοκού}}] = [(3,25 + 0,17) \times 2,67 + 0,36] = 9,49\text{ kN/m}$$

Το πλάτος επιρροής των διαδοκίδων είναι η μεταξύ τους απόσταση δηλαδή:  $L=2,67\text{m}$

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$q_{\text{ult}} = 1,35 \times 9,49\text{ kN/m} = 12,8\text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ed}} = \frac{12,8 \times 8^2}{8} = 102,4\text{ kNm}$$

$$V_{\text{ED}} = \frac{12,8 \times 8}{2} = 51,2\text{ kN}$$

### 6.4.1 Έλεγχος αντοχής

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 484 \times \frac{35,5}{1,00} = 17182 kNcm = 171,82 kNm \geq 102,4 kNm$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{22,14 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,00} = 453,78 kN \geq 51,2 kN$$

### 6.5 Φάση λειτουργίας

Κατά τη φάση λειτουργίας τα μόνιμα φορτία είναι:

$$g = \left[ (g_{πλακών} + g_{χαλυβδ} + g_{επιστρώσεων} + g_{ψευδοροφών}) \times b_{επιρροής} + g_{δοκού} \right]$$
$$= \left[ (3,25 + 0,17 + 1,5 + 0,5) \times 2,67 + 0,36 \right]$$
$$= 14,83 kN / m$$

$$\text{Ωφέλιμα φορτία: } q = 5 kN / m^2 \times 2,67 m = 13,35 kN / m$$

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$q_{ult} = 1,35 \times 14,83 + 1,50 \times 13,35 = 40,04 kN / m$$

$$M_{Ed} = 40,04 \times \frac{8^2}{8} = 320,32 kNm$$

$$V_{ed} = \frac{40,04 \times 8}{2} = 160,2 kN$$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

$$q_{serv} = 1,00 \times 14,83 + 1,00 \times 13,35 = 28,18 kN / m$$

Πλαστική ροπή αντοχής σύμμικτης πλάκας: (Σύμφωνα με σχήμα 6.2)

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = 0,85 f_{cd} \times b_{eff} \times d = 0,85 \times \frac{3,0}{1,5} kN / cm^2 \times 200 cm \times 9,9 cm = 3366 kN$$

$$\text{Δύναμη χαλύβδινης διατομής: } F_a = A_a \times f_{ad} = 45,95 cm^2 \times 35,5 kN / cm^2 = 1631,2 kN$$

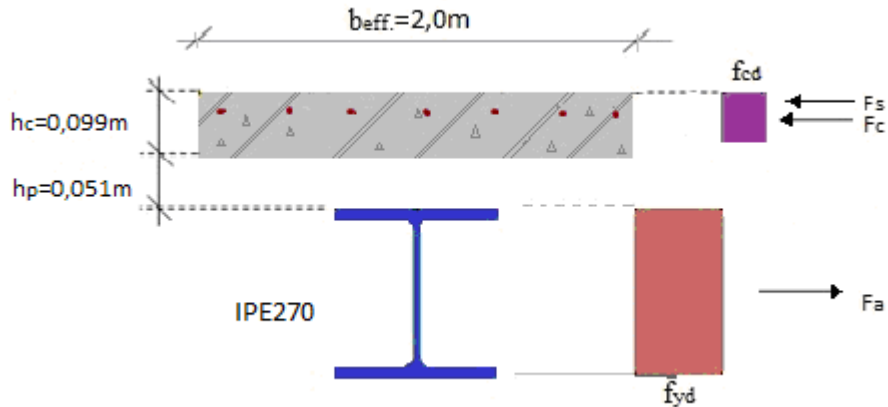
Σχετικά με τον οπλισμό της πλάκας, πρόκειται για πλέγμα Φ8/15 με επικάλυψη  $c=30mm$ .

Σε πλάτος 2,00m η συνολική επιφάνεια του οπλισμού ισούται με:

$$A_s = \frac{200 cm}{15 cm} \times 0,5 cm^2 = 6,67 cm^2$$

$$\text{Δύναμη οπλισμού πλάκας: } F_s = A_s \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 6,67 \times \frac{50}{1,15} = 290 kN$$

$$z_a = h_{\pi\lambda} + \frac{h_{IPE270}}{2} = 15 cm + \frac{27}{2} = 28,5 cm$$



Σχήμα 6.2: Εσωτερικές δυνάμεις διατομής

Ισοροπία εσωτερικών δυνάμεων:

Επειδή  $F_c + F_s \geq F_a$ , για να υπάρχει ισοροπία εσωτερικών δυνάμεων ο πλαστικός ουδέτερος άξονας θα βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος.

$$z_o = \frac{A_a \times f_{yd} - F_s}{b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd}} = \frac{1631,2 - 290}{200 \times 0,85 \times \frac{3,0}{1,5}} = 3,95 \text{ cm}$$

Ροπή αντοχής (ως προς την άνω ίνα του σκυροδέματος):

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= F_a \times z_a - F_c \times \frac{z_o}{2} - F_s \times z_s \\ &= 1631,2 \times 28,5 - 0,85 \times \frac{3,0}{1,5} \times 200 \times 3,95 \times \frac{3,95}{2} - 290 \times 3,0 = 42967 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} = 429,67 \text{ kNm} > M_{Ed} = 320,32 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε διάτμηση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{22,14 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,0} = 453,78 \text{ kN} > V_{ed} = 160,2 \text{ kN}$$

## 6.6 Διατμητική σύνδεση

Επιλέγουμε:

- Διάμετρος ήλων:  $d=22\text{mm} < 2,5t_f = 2,5 \times 10,2 = 25,5\text{mm}$
- Ύψος ήλων:  $h=125\text{mm}$
- Αντοχή σε εφελκυσμό:  $f_u = 450\text{MPa}$

(Αναλυτικά στο κεφάλαιο 7: Σχεδιασμός κύριων δοκών)

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την ελάχιστη τιμή από τα παρακάτω δύο μεγέθη:

$$\text{Αντοχή ήλου σε διάτμηση: } P_{Rd} = 0,8 \times f_u \times \left( \frac{\pi \times d^2}{4} \right) / \gamma_v = 109,48\text{ kN}$$

$$\text{Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας: } P_{Rd} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} / \gamma_v = 111,7\text{ kN}$$

Η οριακή αντοχή του ήλου προκύπτει η μικρότερη από τις παραπάνω τιμές δηλαδή  $P_{Rd} = 109,48\text{kN}$ . Όμως η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας που περιλαμβάνει χαλυβδόφυλλο είναι μικρότερη από την αντοχή τους σε συμπαγή πλάκα και αυτό διότι η παρουσία του μεταλλικού φύλλου μειώνει την ποσότητα του σκυροδέματος πίσω από τον ήλο και συνεπώς μειώνει και την αντοχή του.

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  $k_t$  :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \times \frac{b_o}{h_p} \times \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,\max}$$

όπου:

- $h_p = 51\text{mm}$  (ύψος χαλυβδόφυλλου)
- $h = 125\text{mm} \leq h_p + 75\text{mm} = 126\text{mm}$  (ύψος ήλων)
- $b_o = 112,5\text{mm}$  (υπολογίζεται με τη βοήθεια του σχήματος ...)
- $n_r$  είναι ο αριθμός των διατμητικών ήλων ανά αυλάκωση. Πρέπει να τοποθετείται ένας ή περισσότεροι ήλοι, αλλά λαμβάνεται πάντα  $n_r \leq 2$

Προϋποθέσεις:

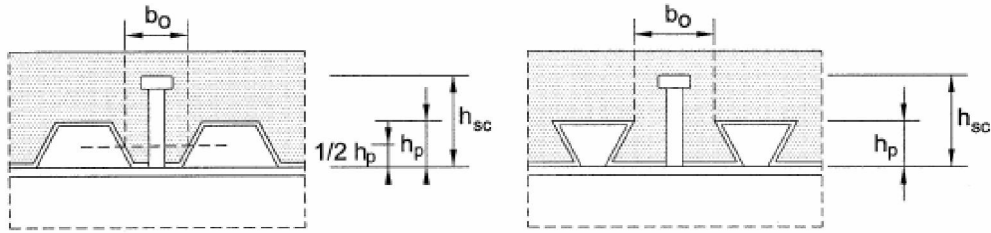
- $h_p < 85\text{mm}$
- $b_o \geq h_p$
- $d \leq 22\text{mm}$  για συγκόλληση των ήλων απευθείας στη δοκό (διαμέσου οπών στα φύλλα)

$$\text{Τελικά προκύπτει: } k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{112,5}{51} \times \left( \frac{125}{51} - 1 \right) = 2,24 > k_{t,\max}$$

( $k_{t,\max} = 1$  για πάχος φύλλου  $> 1\text{mm}$  και συγκόλληση μέσω ων φύλλων. Άρα  $k_t = 1$ )

Συνοψίζοντας, η αντοχή κάθε ήλου ισούται με:  $P_{Rd} = 109,48\text{ kN}$





Σχήμα 6.3 - Δοκοί με χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό

Προσδιορισμός διαμήκους διάτμησης (Αναλυτικά στο κεφάλαιο 7)

$$V_l = F_c + F_s = F_a = 1631,2 \text{ kN}$$

Ο συνολικός απαιτούμενος αριθμός διατμητικών ήλων εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού ( $l_{cr} = 4,0 \text{ m}$ ) μεταξύ διαδοχικών κρίσιμων διατομών (θέση στηρίξεως και θέση μέγιστης θετικής ροπής) για πλήρη διατμητική κάλυψη είναι:

$$n_{\eta\lambda\omega\nu} = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{1631,2}{109,48} \approx 15 \text{ ήλοι}$$

Αυτοί μπορούν να τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις δηλαδή ανά

$$e_L = \frac{L}{n_{\eta\lambda\omega\nu}} = \frac{400}{15} \approx 26,6 \text{ cm}$$

Απαιτήσεις κανονισμού που πρέπει να ικανοποιούνται:

- $\min e_L = 5d = 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$
- $\max e_L = \min \{6 \times (h_c + h_p), 800 \text{ mm}\} = \min \{900, 800\} = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$
- Ύψος ήλου μείον ύψος χαλυβδόφυλλου:  $h_{sc} - h_p = 125 - 51 = 74 \text{ mm} \geq 2d = 2 \times 22 \text{ mm} = 44 \text{ mm}$

## 6.7 Έλεγχος παραμορφώσεων

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας. Το συνολικό βέλος  $\delta_{\max}$  προκύπτει από το άθροισμα των δύο αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 6.2: Επιτρεπτά όρια βελών

	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Στέγες γενικώς	1/200	1/250
Πατώματα γενικώς	1/250	1/300
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	1/250	1/350

$\delta_{\max}$  = τελικό βέλος από την οριζόντιο  
 $\delta_2$  = πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρονίων παραμορφώσεων  
 Για προβόλους το μήκος  $l$  είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου

Στην περίπτωση μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος είναι:

$$\delta_{\text{επιτρ}} = \frac{l}{250} = \frac{800}{250} = 3,2\text{cm}$$

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Το βέλος  $\delta$  της παραμόρφωσης για αμφιέριστες δοκούς δίνεται από την σχέση :

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$$

Για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων χρειάζεται να υπολογιστεί η ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, επιτρέπεται να αμεληθεί η επίδραση του *ερπυσμού* και της *συστολής ξήρανσης*, αν θεωρήσουμε ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή  $E_c = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{33}{2} = 16,50\text{GPa}$

$$\text{Λόγος μέτρων ελαστικότητας: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210}{16,5} = 12,73$$

Πάχος πλάκας σκυροδέματος:  $d=9,9\text{cm}$

$$A_c = d \times b_{\text{eff}} = 200\text{cm} \times 9,9\text{cm} = 1980\text{cm}^2$$

$$A_a = 45,95\text{cm}^2 \qquad A_{ca} = \frac{A_c}{n} = \frac{1980}{12,73} = 155,54\text{cm}^2$$

$$A_e = A_a + A_{ca} = 201,5\text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{200\text{cm}}{15\text{cm}} \times 0,5\text{cm}^2 = 6,67\text{cm}^2$$

$$z_a = h_{\pi\lambda} + \frac{h_{\text{IPE270}}}{2} = 15\text{cm} + \frac{27}{2} = 28,5\text{cm}$$

$$z_c = \frac{d}{2} = \frac{9,9}{2} = 4,95\text{cm}$$

$$z_s = c = 3,00\text{cm}$$

$$z_e = \frac{A_a \times z_a + A_{ca} \times z_c + A_s \times z_s}{A_e} = \frac{45,95 \times 28,5 + 155,54 \times 4,95 + 6,67 \times 3}{201,5} = 10,42\text{cm}$$

όπου:

$z_a$  είναι το κέντρο βάρους της χαλύβδινης διατομής μετρούμενο από την πάνω πλευρά της πλάκας σκυροδέματος

$z_c$  είναι το κέντρο βάρους της διατομής σκυροδέματος

$$\text{Ροπή αδράνειας: } I_c = \frac{(b_{\text{eff}} \times h_c^3)}{12} = \frac{(200\text{cm} \times 9,9^3\text{cm}^3)}{12} = 16171,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{ea} = I_a + A_a \times (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} (z_c - z_e)^2 + A_s \times (z_s - z_e)^2 =$$

$$= 5790 + 45,95 \times (28,5 - 10,42)^2 + \frac{16171,65}{12,73} + \frac{1980}{12,73} (4,95 - 10,42)^2 + 6,67 \times (3 - 10,42)^2$$

$$\Rightarrow I_{ea} = 27102 \text{ cm}^4$$

όπου:

$I_a$  είναι η ροπή αδρανείας της χαλύβδινης διατομής

$I_c$  είναι η ροπή αδρανείας της διατομής σκυροδέματος

$z_e$  είναι το κέντρο βάρους της ισοδύναμης διατομής από χάλυβα

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για φορτία λειτουργικότητας (1,00G+1,00Q), τα οποία φαίνονται στον παρακάτω πίνακα μαζί με τα βέλη. Σημειώνεται ότι και στις δύο φάσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με  $E_a = 210000 \text{ MPa}$ .

Πίνακα; 6.3: Παραμορφώσεις στη φάση κατασκευής και λειτουργίας

Διατομή	Φορτίο	q(kN/m)	Ροπή αδράνειας $I (\text{cm}^4)$	Βέλος $\delta(\text{cm})$
Χαλύβδινη	I.B δοκού, χαλυβδόφυλλου και πλάκας σκυροδέματος	9,49	5790	4,16
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	5,34	27102	0,50
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	13,35	27102	1,25
$\sum \delta =$				5,91

Όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα, είναι  $\delta_{\text{max}} > \delta_{\text{επιτρ}} = 3,2 \text{ cm}$  ενώ για τα ωφέλιμα φορτία  $\delta_2 = 800 / 300 = 2,67 \text{ cm} > 1,25 \text{ cm}$ . Επομένως οι διαδοκίδες χρειάζονται απαραίτητα υποστήριξη κατά τη φάση κατασκευής που λειτουργούν ως χαλύβδινες, έτσι ώστε να μειωθούν τα βέλη τους.

Μια άλλη λύση η οποία θα μπορούσε να εφαρμοστεί και είναι πιο λειτουργική έτσι ώστε να μην χρειάζεται στο εργοτάξιο να υποστηρίζουμε κάθε διαδοκίδα ξεχωριστά, διότι ανεβαίνει και το κόστος αλλά και ο χρόνος ανέγερσης είναι να δοθεί αντιβέλος στις δοκούς, έτσι ώστε να περιορίσουμε τα βέλη που εμφανίζονται όταν λειτουργεί σαν μεταλλική δοκός.

Εξετάζουμε και την περίπτωση προσωρινής υποστήριξης στη φάση κατασκευής παρόλο που θα επιλεγεί η κατασκευή αντιβέλους τελικά. Τότε 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  $I_{ea} = 30709 \text{ cm}^4$ .

Πίνακας 6.4: Παραμορφώσεις στη φάση κατασκευής και λειτουργίας σε περίπτωση υποστήριξης

Διατομή	Φορτίο	q(kN/m)	Ροπή αδρανείας $I (\text{cm}^4)$	Βέλος $\delta(\text{cm})$
Χαλύβδινη	I.B δοκού, χαλυβδόφυλλου και πλάκας σκυροδέματος	9,49	27102	0,89
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	5,34	27102	0,50
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	13,35	27102	1,25
$\sum \delta =$				2,64

Είναι  $\delta_{\max} < \delta_{\text{επιτρ}} = 3,2 \text{ cm}$  και  $\delta_q = 1,25 \text{ cm} < \delta_2 = 800/300 = 2,67 \text{ cm}$ . Επομένως θα ικανοποιούνται οι περιορισμοί σε περίπτωση προσωρινής υποστήριξης, κάτι που αναμενόταν άλλωστε.

## 6.8 Έλεγχος ευστάθειας

### - Φάση κατασκευής

Τα χαλυβδόφυλλα, έχουν σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο (συγκόλληση ήλων διαμέσου τους), ώστε να προσφέρουν πλευρική στήριξη στο πάνω πέλμα της σιδηροδοκού. Επιπλέον, λόγω της αμφιέριστης λειτουργίας των δοκών, το κάτω πέλμα της σιδηροδοκού εφελκύεται και προφανώς δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Συνεπώς, δε απαιτείται έλεγχος ευστάθειας σε αυτή τη φάση.

### - Φάση λειτουργίας

Η σύμμικτη πλάκα συνδέεται με το άνω θλιβόμενο πέλμα μέσω των διατμητικών ήλων, επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής, δηλαδή δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για τις διαδοκίδες.

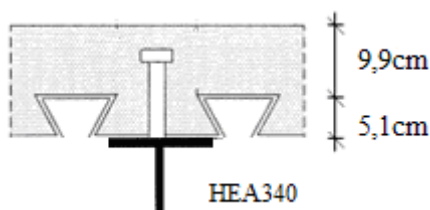
Οι έλεγχοι ταλάντωσης, ρηγμάτωσης και πυρκαγιάς δεν έγιναν, καθώς δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

## 7 Σχεδιασμός κύριων δοκών

### 7.1 Γενικά

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. Έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί ενώ η συνεργασία με την πλάκα διασφαλίζεται με την τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων. Παρακάτω θα ελεγχθεί η κύρια δοκός κατά X, πρότυπης διατομής HEA340. Ο σχεδιασμός των υπολοίπων δοκών έγινε με παρόμοιο τρόπο, ενώ επιλέχθηκε οι συγκεκριμένες κύριες δοκοί διότι παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των κατακόρυφων φορτίων, λόγω της διάταξης των διαδοκίδων. Η διεύθυνση τους είναι παράλληλη στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου.

Οι κύριες δοκοί κατά X, λοιπόν, έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί μήκους 8,00m, και για το λόγο αυτό η σύνδεσή τους με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Όσον αφορά την πλάκα σκυροδέματος αμελείται η επιφάνεια της που βρίσκεται στις αυλακώσεις. Έτσι η διατομή της σύμμικτης δοκού θα έχει την παρακάτω μορφή.



Σχήμα 7.1: Μορφή σύμμικτης δοκού

### 7.2 Συνεργαζόμενο πλάτος

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από την σχέση:

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

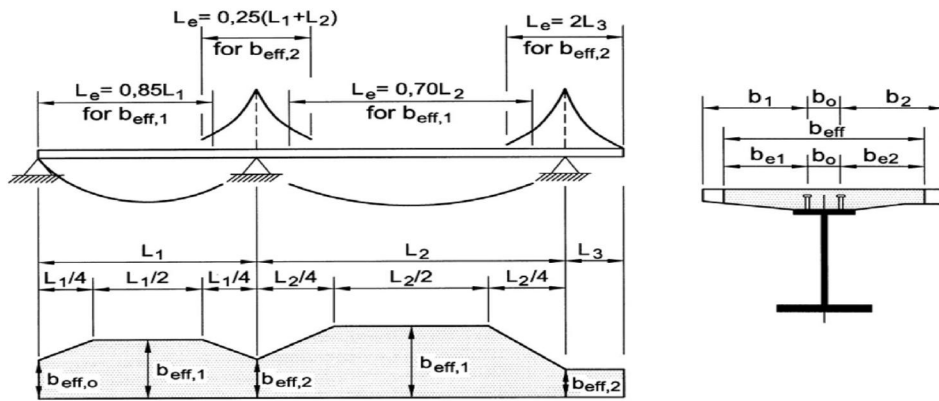
$$b_{ei} = L_e / 8 \leq b_i$$

όπου:

$b_o$  είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων

$L_e$  είναι η προσεγγιστική απόσταση μηδενισμού του διαγράμματος ροπών.

$b_i$  είναι η απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσο μεταξύ παράλληλων δοκών



Σχήμα 7.2: Συνεργαζόμενο πλάτος σύμμικτων δοκών

Έχουμε αμφιαρθρωτή δοκό ανοίγματος 8m συνεπώς το συνεργαζόμενο πλάτος είναι:

$$b_{eff} = 0 + \left(\frac{8}{8} + \frac{8}{8}\right) = 2m$$

### 7.3 Κατάταξη διατομής

Πίνακας 7.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEA340

HEA340	
$h=330 \text{ mm}$	$A=133,5 \text{ cm}^2$
$b=300 \text{ mm}$	$d=243 \text{ mm}$
$t_w=9,5 \text{ mm}$	$I_y=27690 \text{ cm}^4$
$t_f=16,5 \text{ mm}$	$W_{pl,y}=1850 \text{ cm}^3$
$r=27 \text{ mm}$	$A_{vz}=44,95 \text{ cm}^2$

Κατάταξη πελμάτων:

Για θλιβόμενα πέλματα που δεν είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα (φάση κατασκευής) και για σύμμικτες δοκούς χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό η κατάταξη γίνεται βάση του Πίνακα 5.2 1993-1-1.

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{300 - 9,5}{2} - 27 = 118,25$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{118,25}{16,5} = 7,17 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Κατάταξη κορμού:

Η ταξινόμηση των κορμών γίνεται επίσης με τον Πίνακα 5.2, 1993-1-1.

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{243}{9,5} = 25,58 \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,32$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1. Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

## 7.4 Φορτία κύριων δοκών

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

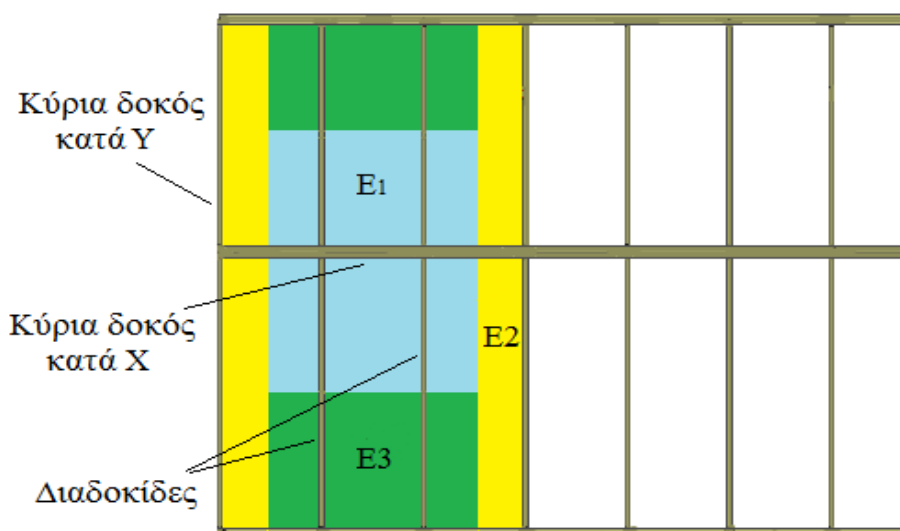
Μόνιμα φορτία:

Ίδιο βάρος χαλύβδινης διατομής: $g_{δοκοί} = 78,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 133,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,05 \text{ kN} / \text{m}$	
Ίδιο βάρος διαδοκίδων (αναγωγή σε $\text{kN} / \text{m}^2$ )	0,09 $\text{kN} / \text{m}^2$
Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών:	3,25 $\text{kN} / \text{m}^2$
Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου (οι πίνακες κατασκευαστή το ορίζουν ξεχωριστά από το βάρος του σκυροδέματος)	0,17 $\text{kN} / \text{m}^2$
Επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων	1,50 $\text{kN} / \text{m}^2$
Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις	0,50 $\text{kN} / \text{m}^2$

Ωφέλιμα φορτία: 5,00  $\text{kN} / \text{m}^2$

Τα φορτία των κύριων δοκών κατανέμονται σύμφωνα με το Σχήμα 7.3. Οι κύριες δοκοί κατά X που ελέγχονται παραλαμβάνουν τα φορτία που αντιστοιχούν στην επιφάνεια  $E_1$ , ενώ τα φορτία της επιφάνειας  $E_2$  τα παραλαμβάνουν οι κύριες δοκοί κατά Y.

Η επιφάνεια  $E_1$  αντιστοιχεί σε εμβαδόν:  $E_1 = \left(\frac{6,6}{2} + 4\right) \times (8 - 2,67) = 38,91 \text{ m}^2$



Σχήμα 7.3: Κατανομή κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς κατά X

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι έλεγχοι σύμμικτων δοκών κτιρίων που απαιτούνται από τον Ευρωκώδικα.

Πίνακας 7.2: Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμμικτων δοκών κτιρίων.

Φάσεις έργου	Διατομή	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	Οριακή κατάσταση αστοχίας
Φάση κατασκευής	Σιδηροδοκός	1. Παραμορφώσεις	1. Αντοχή 2. Ευστάθεια
Φάση λειτουργίας	Σύμμικτη δοκός	1. Παραμορφώσεις 2. Ρηγμάτωση 3. Ταλαντώσεις	1. Αντοχή 2. Ευστάθεια 3. Διατμητική σύνδεση 4. Αντοχή σε πυρκαγιά

## 7.5 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 σκυροδέματος και το ίδιο βάρος της ίδιας της σιδηροδοκού.

$$g = \left[ (g_{\text{πλακών}} + g_{\text{γαλυβδ}} + g_{\text{διαδ}}) \times \frac{E_1}{L} + g_{\text{δοκού}} \right] = \left[ (3,25 + 0,17 + 0,09) \times \frac{38,91}{8} + 1,05 \right] = 18,12 \text{ kN / m}$$

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$q_{\text{ult}} = 1,35 \times 18,12 \text{ kN/m} = 24,46 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ed}} = \frac{24,46 \times 8^2}{8} = 195,68 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ED}} = \frac{24,46 \times 8}{2} = 97,84 \text{ kN}$$

### 7.5.1 Έλεγχος αντοχής

$$M_{\text{pl,Rd}} = W_{\text{pl,y}} \times \frac{f_y}{\gamma_{\text{Mo}}} = 1850 \times \frac{35,5}{1,00} = 65675 \text{ kNcm} = 656,75 \text{ kNm} \geq 195,68 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{\text{Mo}}} = \frac{44,95 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,00} = 921,3 \text{ kN} \geq 97,84 \text{ kN}$$



## 7.6 Φάση λειτουργίας

Κατά τη φάση λειτουργίας τα μόνιμα φορτία είναι:

$$g = \left[ (g_{\text{πλακών}} + g_{\text{χαλυβδ}} + g_{\text{επιστρώσεων}} + g_{\text{ψευδοροφών}} + g_{\text{διαδ}}) \times \frac{E_1}{L} + g_{\text{δοκού}} \right]$$
$$= \left[ (3,25 + 0,17 + 1,5 + 0,5 + 0,09) \times \frac{38,91}{8} + 1,05 \right] = 27,85 \text{ kN / m}$$

$$\text{Ωφέλιμα φορτία: } q = 5 \text{ kN / m}^2 \times \frac{38,91}{8} \text{ m} = 24,32 \text{ kN / m}$$

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$q_{\text{ult}} = 1,35 \times 27,85 + 1,50 \times 24,32 = 74,08 \text{ kN / m}$$

$$M_{Ed} = 74,08 \times \frac{8^2}{8} = 592,64 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = \frac{74,08 \times 8}{2} = 296,32 \text{ kN}$$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

$$q_{\text{serv}} = 1,00 \times 27,85 + 1,00 \times 24,32 = 52,17 \text{ kN / m}$$

Στη φάση αυτή τα φορτία παραλαμβάνονται από τη σύμμικτη πλάκα, συνεπώς θα πρέπει να βρεθεί η πλαστική ροπή αντοχής της.

Υπολογισμός πλαστικής ροπής αντοχής: (Σύμφωνα με το σχήμα 7.4)

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = 0,85 f_{cd} \times b_{\text{eff}} \times d = 0,85 \times \frac{3,0}{1,5} \text{ kN / cm}^2 \times 200 \text{ cm} \times 9,9 \text{ cm} = 3366 \text{ kN}$$

$$\text{Δύναμη χαλύβδινης διατομής: } F_a = A_a \times f_{ad} = 133,5 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2 = 4739,25 \text{ kN}$$

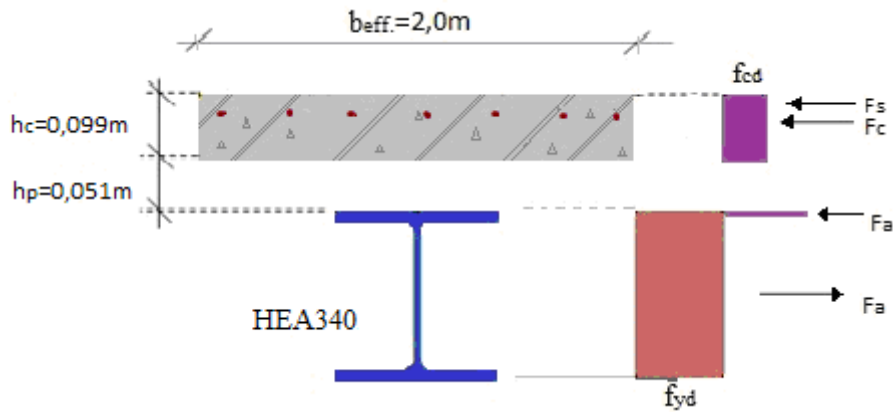
Σχετικά με τον οπλισμό της πλάκας, πρόκειται για πλέγμα Φ8/15 με επικάλυψη  $c=30\text{mm}$ .

Σε πλάτος 2,00m η συνολική επιφάνεια του οπλισμού ισούται με:

$$A_s = \frac{200 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} \times 0,5 \text{ cm}^2 = 6,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Δύναμη οπλισμού πλάκας: } F_s = A_s \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 6,67 \times \frac{50}{1,15} = 290 \text{ kN}$$

$$z_a = h_{\text{πλ}} + \frac{h_{\text{HEA340}}}{2} = 15 \text{ cm} + \frac{33}{2} = 31,5 \text{ cm}$$



Σχήμα 7.4: Εσωτερικές δυνάμεις διατομής

Ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων:

Επειδή  $F_c + F_s \leq F_a$  υπάρχει επιφάνεια της σιδηροδοκού που θλίβεται ίση με:

$$A_{a,com} = \frac{F_a - (F_c + F_s)}{\frac{f_{ak}}{\gamma_M}} = \frac{4739,25 - (3366 + 290)}{\frac{35,5}{1,0}} = 30,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ύψος θλιβόμενης ζώνης: } t_a = \frac{A_{a,com}}{b} = \frac{30,51}{30} = 1,02 \text{ cm} < 1,75 \text{ cm} = t_f$$

Συνεπώς ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της σιδηροδοκού.

Ροπή αντοχής (ως προς την άνω ίνα του σκυροδέματος):

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= F_a \times \left(\frac{h}{2} + d\right) - F_c \times \frac{h_c}{2} - F_s \times z_s - 2 \times f_{yd} \times b \times t_a \times \left(\frac{t_a}{2} + d\right) \\ &= 4739,25 \times \left(\frac{33}{2} + 15\right) - 3366 \times \frac{9,9}{2} - 290 \times 3,0 - 2 \times 35,5 \times 30 \times 1,02 \times \left(\frac{1,02}{2} + 15\right) \\ &= 98057 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} = 980,57 \text{ kNm} > M_{Ed} = 592,64 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε διάτμηση:

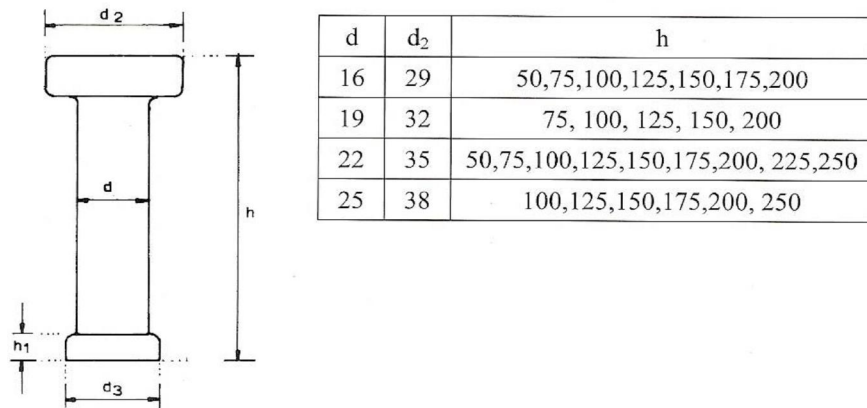
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{44,95 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,0} = 921,3 \text{ kN} < V_{ed} = 296,32 \text{ kN}$$

## 7.7 Διατμητική σύνδεση

Η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος γίνεται με διατμητικούς συνδέσμους. Αν παραλαμβάνεται όλη η διαμήκης διάτμηση από αυτούς, τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος και 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*.

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 συγκολλώνται. Το ύψος επιλέγεται με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πλάκας σκυροδέματος και σύμφωνα με τη σύσταση του Πίνακα 7.3.

Πίνακας 7.3: Διαστάσεις συνήθων διατμητικών ήλων κεφαλής σε mm.



Επιλέγουμε:

- Διάμετρος ήλων:  $d=22\text{mm} < 2,5t_f = 2,5 \times 17,5 = 43,75\text{ mm}$
- Ύψος ήλων:  $h=125\text{mm}$
- Αντοχή σε εφελκυσμό:  $f_u = 450\text{ MPa}$

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την ελάχιστη τιμή από τα παρακάτω δύο μεγέθη:

$$\text{Αντοχή ήλου σε διάτμηση: } P_{Rd} = 0,8 \times f_u \times \left( \frac{\pi \times d^2}{4} \right) / \gamma_v = 109,48\text{ kN}$$

$$\text{Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας: } P_{Rd} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} / \gamma_v = 111,7\text{ kN}$$

όπου:

$d$  είναι διάμετρος του ήλου, ( $d=22\text{mm}=2,2\text{cm}$ )

$f_u$  είναι η ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου, πρέπει  $f_u \leq 500\text{MPa}$ .

$f_{ck}$  είναι θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος C30/37.

$E_{cm}$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος C30/37 ίσο με 33000MPa

$a$   $a=1$  για  $h/d > 4$  (Στην περίπτωση μας έχουμε  $h/d = 125\text{mm}/22\text{mm} = 5,68 > 4$ ).

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

$h_{sc}$  είναι το ύψος του ήλου κεφαλής.

$\gamma_v$  είναι επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ( $\gamma_v = 1,25$ )

Επισημαίνεται πως δεν έχει νόημα η αύξηση της αντοχής του ήλου στην περίπτωση που αυτή είναι μεγαλύτερη της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας του σκυροδέματος, διότι τότε θα ήταν πάντα κρίσιμη η δεύτερη και έτσι δεν θα πετυχαίναμε κάποιο καλύτερο αποτέλεσμα. Η οριακή αντοχή του ήλου προκύπτει η μικρότερη από τις παραπάνω τιμές δηλαδή  $P_{Rd} = 109,48 \text{ kN}$ . Όμως η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας που περιλαμβάνει χαλυβδόφυλλο είναι μικρότερη από την αντοχή τους σε συμπαγή πλάκα και αυτό διότι η παρουσία του μεταλλικού φύλλου μειώνει την ποσότητα του σκυροδέματος πίσω από τον ήλο και συνεπώς μειώνει και την αντοχή του.

Μειωτικός συντελεστής  $k_l$  :

Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, επειδή οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες στη σιδηροδοκό, η αντοχή των ήλων πρέπει να απομειωθεί με το συντελεστή  $k_l$  :

$$k_l = 0,6 \times \frac{b_o}{h_p} \times \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

όπου:

- $h_p = 51 \text{ mm}$  (ύψος χαλυβδόφυλλου)
- $h = 125 \text{ mm} \leq h_p + 75 \text{ mm} = 126 \text{ mm}$  (ύψος ήλων)
- $b_o = (300 - 2 \times 50 + 112,5) = 312,5 \text{ mm}$

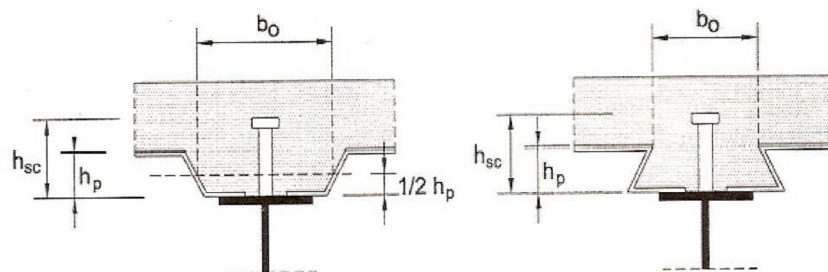
Το  $b_o$  υπολογίζεται με τη βοήθεια του σχήματος 7.5 (περίπτωση αμφιέριστων μεταλλικών φύλλων). Θεωρήσαμε ότι το πλάτος έδρασης των χαλυβδόφυλλων στο άνω πέλαμα της σιδηροδοκού ισούται με το ελάχιστο απαιτούμενο (50mm).

Θα υπολογίσουμε και την περίπτωση όπου  $b_o = 112,5 \text{ mm}$  (συνεχή μεταλλικά φύλλα), όσο απέχουν οι αποστάσεις των εγκοπών των νευρώσεων (σύμφωνα με το σχήμα 5.3) που προκύπτουν από τους πίνακες του κατασκευαστή.

Τελικά προκύπτει:  $k_l = 0,6 \times \frac{312,5}{51} \times \left( \frac{125}{51} - 1 \right) = 5,33 > 1$  άρα  $k_l = 1$

Αν  $b_o = 112,5 \text{ mm}$  τότε  $k_l = 1,92 > 1$  άρα πάλι  $k_l = 1$ .

Συνοψίζοντας, η αντοχή κάθε ήλου ισούται με:  $P_{Rd} = 109,48 \text{ kN}$



Σχήμα 7.5 : Δοκοί με χαλυβδόφυλλα παράλληλα στη δοκό

Για τον προσδιορισμό της διαμήκουσ διάτμησης θα χρησιμοποιήσουμε πλαστική θεωρία αφού οι διατομές είναι κατηγορίας 2. Η διαμήκουσ διάτμηση ισούται με τη συνολική θλιπτική δύναμη που παραλαμβάνουν η πλάκα σκυροδέματος και ο οπλισμός αυτής δηλαδή  $V_l = 3366 + 290 = 3656 \text{ kN}$

Ο συνολικός απαιτούμενος αριθμός διατμητικών ήλων εντός του κρίσιμου μήκουσ της δοκού ( $l_{cr} = 4,0 \text{ m}$ ) μεταξύ διαδοχικών κρίσιμων διατομών (θέση στηρίξεωσ και θέση μέγιστησ θετικήσ ροπήσ) για πλήρη διατμητική κάλυψη είναι:

$$n_{\text{ήλων}} = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{3656}{109,48} \approx 34 \text{ ήλοι}$$

Αυτοί μπορούν να τοποθετηθούν ανά ίσεσ αποστάσεισ δηλαδή ανά

$$e_L = \frac{L}{n_{\text{ήλων}}} = \frac{400}{34} \approx 11,7 \text{ cm}$$

Απαιτήσεισ κανονισμού που πρέπει να ικανοποιούονται:

- $\min e_L = 5d = 110 \text{ mm}$
- $\max e_L = \min \{6 \times (h_c + h_p), 800 \text{ mm}\} = \min \{900, 800\} = 800 \text{ mm}$
- Ύψοσ ήλου μείον ύψοσ χαλυβδόφυλλου:  $h_{sc} - h_p = 125 - 51 = 74 \text{ mm} \geq 2d = 2 \times 22 \text{ mm} = 44 \text{ mm}$

## 7.8 Έλεγχοσ παραμορφώσεωσ

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευήσ, όσο και για τη φάση λειτουργίασ. Το συνολικό βέλοσ  $\delta_{\max}$  προκύπτει από το άθροισμα των δύο αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του παρακάτω πίνακα.

Πίνακασ 7.4: Επιτρεπτά όρια βελών

	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Στέγεισ γενικώσ	1/200	1/250
Πατώματα γενικώσ	1/250	1/300
Πατώματα που φέρουν ευαίσηητα διαχωριστικά	1/250	1/350
<i><math>\delta_{\max}</math> = τελικό βέλοσ από την οριζόντιο</i>		
<i><math>\delta_2</math> = πρόσθετο βέλοσ λόγω μεταβλητών δράσεωσ και χρονίων παραμορφώσεωσ</i>		
<i>Για προβόλουσ το μήκοσ <math>l</math> είναι ίσο με το μισό του μήκουσ του προβόλου</i>		

Στην περίπτωσή μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλοσ είναι:

$$\delta_{\text{επιτρ}} = \frac{l}{250} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

Ο έλεγχοσ των παραμορφώσεωσ γίνεται στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητασ. Το βέλοσ  $\delta$  της παραμόρφωσεισ για αμφιέριστεσ δοκούσ δίνεται από την σχέση :

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$$

Για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων χρειάζεται να υπολογιστεί η ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, επιτρέπεται να αμεληθεί η επίδραση του *ερπυσμού* και της *συστολής ξήρανσης*, αν θεωρήσουμε ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή  $E_c = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{33}{2} = 16,50 GPa$

$$\text{Λόγος μέτρων ελαστικότητας: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210}{16,5} = 12,73$$

Πάχος πλάκας σκυροδέματος:  $d=9,9cm$

$$A_c = d \times b_{eff} = 200cm \times 9,9cm = 1980cm^2$$

$$A_a = 133,5cm^2 \quad A_{ca} = \frac{A_c}{n} = \frac{1980}{12,73} = 155,54cm^2$$

$$A_e = A_a + A_{ca} = 289,04 cm^2$$

$$A_s = \frac{200cm}{15cm} \times 0,5cm^2 = 6,67cm^2$$

$$z_a = h_{\pi\lambda} + \frac{h_{HEA340}}{2} = 15cm + \frac{33}{2} = 31,5cm$$

$$z_c = \frac{d}{2} = \frac{9,9}{2} = 4,95cm \quad z_s = c = 3,00cm$$

$$z_e = \frac{A_a \times z_a + A_{ca} \times z_c + A_s \times z_s}{A_e} = \frac{133,5 \times 31,5 + 155,54 \times 4,95 + 6,67 \times 3}{289,04} = 17,28cm$$

όπου:

$z_a$  είναι το κέντρο βάρους της χαλύβδινης διατομής μετρούμενο από την πάνω πλευρά της πλάκας σκυροδέματος

$z_c$  είναι το κέντρο βάρους της διατομής σκυροδέματος

$$\text{Ροπή αδράνειας: } I_c = \frac{(b_{eff} \times h_c^3)}{12} = \frac{(200cm \times 9,9^3 cm^3)}{12} = 16171,65 cm^4$$

$$\begin{aligned} I_{ea} &= I_a + A_a \times (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} (z_c - z_e)^2 + A_s \times (z_s - z_e)^2 = \\ &= 27690 + 133,5 \times (31,5 - 17,28)^2 + \frac{16171,65}{12,73} + \frac{1980}{12,73} (4,95 - 17,28)^2 + 6,67 \times (3 - 17,28)^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow I_{ea} = 80961,6 cm^4$$

όπου:

$I_a$  είναι η ροπή αδράνειας της χαλύβδινης διατομής

$I_c$  είναι η ροπή αδράνειας της διατομής σκυροδέματος

$z_e$  είναι το κέντρο βάρους της ισοδύναμης διατομής από χάλυβα

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για φορτία λειτουργικότητας ( $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q$ ), τα οποία φαίνονται στον παρακάτω πίνακα μαζί με τα βέλη. Σημειώνεται ότι και στις δύο φάσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με  $E_a = 210000 \text{MPa}$ .

Πίνακας 7.5: Παραμορφώσεις στη φάση κατασκευής και λειτουργίας

Διατομή	Φορτίο	q(kN/m)	Ροπή αδρανείας $I (cm^4)$	Βέλος $\delta(\text{cm})$
Χαλύβδινη	I.B δοκού, χαλυβδόφυλλου και πλάκας σκυροδέματος	18,12	27690	1,66
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	9,73	80961,6	0,31
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	24,32	80961,6	0,76
$\sum \delta =$				2,73

Όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα, είναι  $\delta_{\max} < \delta_{\text{επιτρ}} = 3,2 \text{cm}$  ενώ για τα ωφέλιμα φορτία  $\delta_2 = 800 / 300 = 2,67 \text{cm} > 0,76 \text{cm}$ . Επομένως η κύρια δοκός κατά X δεν χρειάζεται υποστήριξη κατά τη φάση κατασκευής που λειτουργεί ως χαλύβδινη διατομή.

Να σημειωθεί ότι έγινε υπερδιαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας για την οριακή κατάσταση αστοχίας. Θα μπορούσαμε να επιλέξουμε μιας τάξης μικρότερη διατομή χαλύβδινος δοκού, ωστόσο η επιλογή της διατομής HEA340 έγινε τους εξής λόγους: α.) να αποφύγουμε την υποστήριξη στη φάση κατασκευής, κάτι που δεν θα ήταν εφικτό αν τοποθετούσαμε μικρότερη ακόμα διατομή και β.) να μπορεί να γίνει η σύνδεση με τις διαδοκίδες IPE270 χωρίς να χρειαστεί να γίνει απότμηση και στα δύο πέλματα των διαδοκίδων, κάτι που όπως παρατηρήθηκε στη μελέτη συνδέσεων, οδηγούσε σε αστοχία των συνδέσεων στο σημείο της απότμησης.

## 7.9 Έλεγχος ευστάθειας

### - Φάση κατασκευής

Οι διαδοκίδες, που είναι κάθετες στον άξονα των κύριων δοκών κατά X και το χαλυβδόφυλλο, που έχει σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο (συγκόλληση ήλων διαμέσου του), προσφέρουν πλευρική στήριξη στο πάνω πέλμα της σιδηροδοκού. Επιπλέον, λόγω της αμφιέριστης λειτουργίας των δοκών, το κάτω πέλμα της σιδηροδοκού εφελκείται και προφανώς δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

### - Φάση λειτουργίας

Η σύμμικτη πλάκα συνδέεται με το άνω θλιβόμενο πέλμα μέσω των διατμητικών ήλων, επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής, δηλαδή δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για τις δοκούς.

## 7.10 Σχεδιασμός κύριων δοκών στη διεύθυνση Y

Όμοια σχεδιάστηκαν και οι κύριες σύμμικτες δοκοί κατά την διεύθυνση Y της διατομής. Η κατασκευή τους δεν διαφέρει καθόλου από τις διαδοκίδες και από τη στιγμή που έχουν τα ίδια πλάτη επιρροής και φορτία, επιλέχθηκε ίδια διατομή με αυτές. Για τη διατμητική σύνδεση αλλά και τον έλεγχο των παραμορφώσεων ισχύουν τα ίδια που έχουν αναφερθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο.

## 8 Συνδέσεις

### 8.1 Γενικά

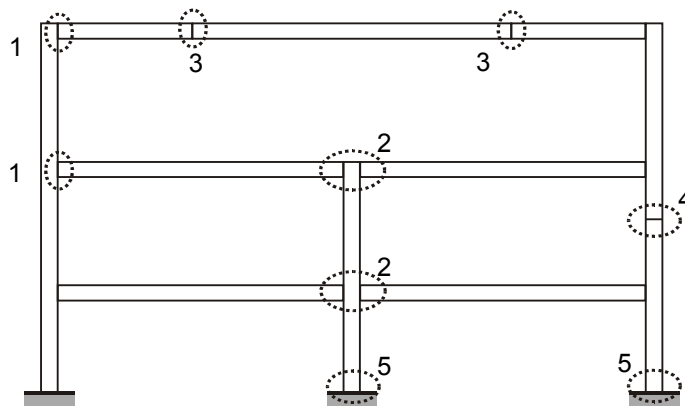
Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των στοιχείων που την αποτελούν. Οι συνδέσεις θα πρέπει να είναι διαμορφωμένες με τέτοιο τρόπο, ώστε να μεταφέρουν τα εντατικά μεγέθη, ενώ θα πρέπει να παρέχουν όταν χρειάζεται τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου.

Ο διαχωρισμός των συνδέσεων σχετίζεται με τον τρόπο σύνδεσης των σιδηροδοκών. Ανάλογα δηλαδή με τον τρόπο υλοποίησής της, διακρίνονται σε αυτές που γίνονται με μηχανικά μέσα, όπως κοχλίες, ήλους, πείρους και σε αυτές που γίνονται με συγκολλήσεις.

Οι κόμβοι πρέπει να σχεδιάζονται στη βάση μιας λογικής παραδοχής για την κατανομή των εντατικών μεγεθών. Για τον προσδιορισμό της κατανομής πρέπει να χρησιμοποιούνται κάποιες παραδοχές όπως:

- α.) να υπάρχει ισορροπία μεταξύ των εντατικών μεγεθών που υπολογίζονται στην ανάλυση και των δυνάμεων και ροπών που ασκούνται στους κόμβους
- β.) κάθε στοιχείο του κόμβου να παραλαμβάνει με ασφάλεια τα εντατικά μεγέθη
- γ.) οι παραμορφώσεις που προκύπτουν από την κατανομή των εντατικών μεγεθών να μην υπερβαίνουν την ικανότητα παραμόρφωσης των μέσων σύνδεσης ή των συγκολλήσεων και των συνδεδεμένων μερών
- δ.) η κατανομή των εντατικών μεγεθών που υιοθετείται πρέπει να συμφωνεί λογικά με τη σχετική κατανομή δυσκαμψιών στο εσωτερικό του κόμβου
- ε.) οι παραμορφώσεις που υιοθετούνται από οποιοδήποτε προσομοίωμα σχεδιασμού ελαστοπλαστικής ανάλυσης πρέπει να βασίζονται σε εφικτές στροφές στερεού σώματος και/ή εντός επιπέδου μετακινήσεις

Παρακάτω φαίνονται ενδεικτικά οι θέσεις διαμόρφωσης συνδέσεων σε ένα επίπεδο πλαίσιο.



- 1 Μονόπλευρη διαμόρφωση κόμβου δοκού-υποστυλώματος
- 2 Αμφίπλευρη διαμόρφωση κόμβου δοκού-υποστυλώματος
- 3 Αποκατάσταση συνέχειας δοκού
- 4 Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος
- 5 Βάση υποστυλώματος

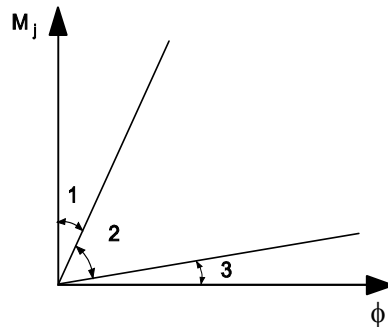
Σχήμα 8.1 Θέσεις διαμόρφωσης κόμβων σε ένα επίπεδο πλαίσιο



## 8.2 Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, τη δυσκαμψία και τη στροφική ικανότητα του κόμβου και αποτελεί σημαντικό παράγοντα του τρόπου με τον οποίο αυτοί θα μορφωθούν.

Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος, ονομαστικά αρθρωτός ή ημιάκαμπτος σύμφωνα με τη στροφική του δυσκαμψία, συγκρίνοντας την αρχική στροφική του δυσκαμψία  $S_{j,ini}$  με τα όρια που δίνονται στο παρακάτω σχήμα (εξαιρούνται οι βάσεις των υποστυλωμάτων).



Περιοχή 1: Άκαμπτοι όταν  $S_{j,ini} \geq 8 \cdot E \cdot I_b / L_b$  για μεταθετά πλαίσια  
 $S_{j,ini} \geq 25 \cdot E \cdot I_b / L_b$  για αμετάθετα πλαίσια

Περιοχή 2: Όριο ημιάκαμπτων κόμβων

Περιοχή 3: Ονομαστικά αρθρωτοί όταν  $S_{j,ini} \geq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$

Στις παραπάνω σχέσεις ορίζεται:

$S_{j,ini}$  η αρχική στροφική δυσκαμψία

$I_b$  η ροπή αδρανείας της δοκού

$L_b$  το μήκος της δοκού

Άκαμπτοι κόμβοι:

- μπορεί να θεωρηθεί ότι έχουν επαρκή στροφική δυσκαμψία ώστε να δικαιολογούν ανάλυση με παραδοχή πλήρους συνέχειας.

Ημιάκαμπτοι κόμβοι:

- κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια άκαμπτου ή ονομαστικά αρθρωτού κόμβου
- παρέχουν τη δυνατότητα προβλέψιμης αλληλεπίδρασης μεταξύ των μελών, με βάση τις σχέσεις σχεδιασμού ροπής-στροφής των κόμβων
- πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρουν τα εντατικά μεγέθη.

Ονομαστικά αρθρωτός κόμβος:

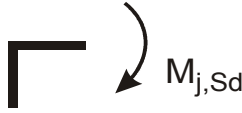
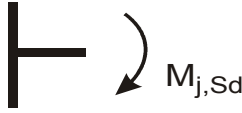
- πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη, χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές, οι οποίες μπορεί να επιδράσουν αρνητικά στα μέλη ή στο σύνολο της κατασκευής.
- πρέπει να είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν από τα φορτία σχεδιασμού.

Σημειώνεται πως άκαμπτοι κόμβοι προσομοιάζονται ως πακτώσεις και οι ονομαστικά αρθρωτοί ως αρθρώσεις. Στην περίπτωση ημιάκαμπτων κόμβων, η μεταβιβαζόμενη ροπή θα προκαλέσει μια μεταβολή  $\varphi$  στην αρχική γωνία μεταξύ των δύο συνδεδεμένων μελών. Ο απλούστερος τρόπος να προσομοιωθεί η συμπεριφορά ενός τέτοιου κόμβου είναι μέσω ενός στροφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των δύο συνδεδεμένων μελών. Η στροφική δυσκαμψία  $S$  του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή  $M_j$  προς τη σχετική στρόφη  $\varphi$ .

### 8.3 Ταξινόμηση κόμβων με βάση την αντοχή

Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, ονομαστικά αρθρωτός ή μερικής αντοχής συγκρίνοντας την αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης  $M_{j,Rd}$  με τις αντοχές σχεδιασμού σε ροπή κάμψης των μελών που συνδέει. Για την ταξινόμηση κόμβων, η αντοχή ενός μέλους πρέπει να λαμβάνεται στην παρειά του κόμβου.

- Η αντοχή σχεδιασμού ενός κόμβου πλήρους αντοχής δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από την αντοχή κανενός από τα συνδεδεμένα μέλη. Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, αν πληροί τα κριτήρια που δίνονται στο επόμενο σχήμα.

α) Κεφαλή υποστυλώματος		$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ $M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$
β) Εντός του ύψους υποστυλώματος		$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ $M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pl,Rd}$

Υπόμνημα:

$M_{b,pl,Rd}$  είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού

$M_{c,pl,Rd}$  είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του υποστυλώματος

Πίνακας 8.1: Κριτήρια ταξινόμησης κόμβου ως πλήρους αντοχής

- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως ονομαστικά αρθρωτός αν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης  $M_{j,Rd}$  δεν είναι μεγαλύτερη από 0,25 φορές την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι διαθέτει και επαρκή στρωφική ικανότητα.
- Ένας κόμβος ο οποίος δεν πληροί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής ή ενός ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως μερικής αντοχής.

## 8.4 Ανάλυση φορέα

Η θεώρηση των κόμβων εξαρτάται από τη μέθοδο ανάλυσης που επιλέγουμε να εφαρμόσουμε στην κατασκευή. Έτσι, η ταξινόμηση γίνεται με βάση τη δυσκαμψία τους σε περίπτωση που εφαρμόζουμε ελαστική ανάλυση, με βάση την αντοχή τους σε περίπτωση πλαστικής ανάλυσης και με βάση και τα δύο αν εφαρμόσουμε ελαστοπλαστική ή μη γραμμική ανάλυση.

Η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών σε μία κατασκευή και στις συνολικές παραμορφώσεις της πρέπει να γενικά να λαμβάνεται υπόψη, όταν όμως η επίδραση είναι επαρκώς μικρή μπορεί να αγνοείται.

Προκειμένου να εξακριβωθεί αν η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση, μπορεί να γίνει διάκριση μεταξύ τριών απλοποιημένων προσομοιώσεων κόμβων:

- απλών, όπου ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι δε μεταφέρει ροπές κάμψης
- συνεχών, όπου μπορεί να θεωρηθεί ότι η συμπεριφορά του κόμβου δεν έχει καμία επίδραση στην ανάλυση.
- ημι-συνεχών, όπου η συμπεριφορά του κόμβου είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση.

Η ενδεδειγμένη προσομοίωση κόμβου πρέπει να επιλέγεται από τον Πίνακα 8.2, ανάλογα με την ταξινόμηση του κόμβου και την ακολουθούμενη μέθοδο ανάλυσης.

Πίνακας 8.2: Τύποι προσομοίωσης κόμβων

Μέθοδος ανάλυσης		Ταξινόμηση κόμβου	
Ελαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Άκαμπτos	Ημι-άκαμπτos
Πλαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Πλήρους αντοχής	Μερικής-αντοχής
Ελαστο-πλαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Άκαμπτos και πλήρους αντοχής	-Ημι-άκαμπτos και μερικής-αντοχής Ημι-άκαμπτos και πλήρους αντοχής Άκαμπτos και μερικής-αντοχής
Τύπος προσομοίωσης κόμβου	Απλός	Συνεχής	Ημι-συνεχής

Στην περίπτωση ενός ημιάκαμπτου κόμβου, η τιμή της στροφικής δυσκαμψίας  $S_j$  που πρέπει να χρησιμοποιείται στην ανάλυση είναι ίση με  $S_{j,ini}/\eta$ , όπου  $\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής δυσκαμψίας του Πίνακα 8.3.

Πίνακας 8.3: Διορθωτικός συντελεστής δυσκαμψίας  $\eta$

Τύπος σύνδεσης	Κόμβοι δοκού-υποστυλώματος	Άλλοι τύποι κόμβων (δοκός επί δοκού, αποκατάσταση συνέχειας δοκού, βάση υποστυλώματος)
Συγκολλητή	2	3
Κοχλιωτή με μετωπική πλάκα	2	3
Κοχλιωτή με γωνιακά	2	3,5
Πλάκα έδρασης	-	3

Τονίζεται ότι η επίδραση της χρήσης ημιάκαμπτων κόμβων αντί για αρθρωτούς ή άκαμπτους κατά την ανάλυση της κατασκευής μεταβάλλει την κατανομή και το μέγεθος των εντατικών μεγεθών σε όλο το φορέα αλλά και τις μετατοπίσεις του. Συνεπώς ο σχεδιασμός των συνδέσεων αποτελεί ένα σημαντικό τμήμα στη μελέτη των μεταλλικών κατασκευών.

## 8.5 Συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων

### 8.5.1 Γενικά

Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων διακρίνονται σε:

- Απλές συνδέσεις τέμνουσας, οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη, έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις
- Άκαμπτες συνδέσεις ροπής, οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές και λειτουργούν ως οιονεί πακτώσεις
- Ημιάκαμπτες συνδέσεις, οι οποίες έχουν μια ενδιάμεση συμπεριφορά μεταξύ άρθρωσης και πλήρους πάκτωσης.

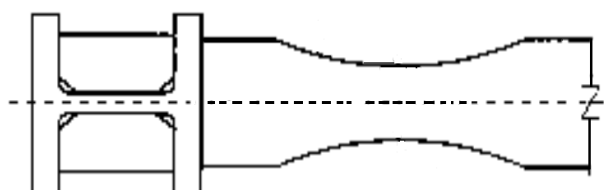
### 8.5.2 Απλές συνδέσεις τέμνουσας

Η μεταφορά της τέμνουσας γίνεται με κοχλιωτή σύνδεση του κορμού της δοκού, ο οποίος μεταφέρει στο υποστύλωμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης. Παράδειγμα αποτελούν οι αρθρωτές συνδέσεις δευτερευουσών σε κύριες δοκούς και οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων. Λόγω μη μεταφοράς ροπών, η διαμόρφωση τέτοιου είδους συνδέσεων είναι σχετικά απλή.

### 8.5.3 Συνδέσεις ροπής

Ονομάζονται οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών, οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν μέσω πλαισιακής λειτουργίας την τέμνουσα και τη ροπή της δοκού στο υποστύλωμα, ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους.

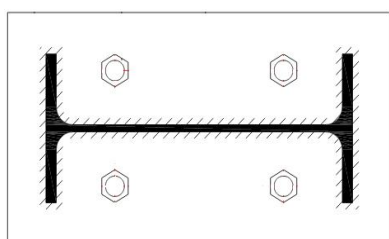
Στους πλαισιακούς φορείς τα πλάστιμα μέλη είναι οι δοκοί. Η απορρόφηση ενέργειας αναμένεται να λάβει χώρα μέσω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κοντά στις περιοχές των κόμβων. Η εξασφάλιση σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων στην ίδια την διατομή της δοκού εξασφαλίζεται με ενίσχυση της διατομής της δοκού στις θέσεις των κόμβων, όπως οι συνδέσεις ροπής που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, ή με την εξασθένιση της διατομής της δοκού σε μια απόσταση από τον κόμβο. Η τελευταία λύση επιτυγχάνεται με αποκοπή τμήματος των πελμάτων της δοκού (Σχήμα 8.2) ή με διάνοιξη οπών στα πέλαμα της δοκού.



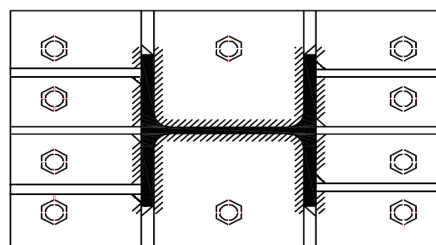
Σχήμα 8.2 Υλοποίηση της δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στη δοκό με εξασθένιση της διατομής της (μέθοδος dogbone).

### 8.6 Συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων

Η διαμόρφωση της σύνδεσης στις βάσεις των υποστυλωμάτων εξαρτάται από τα εντατικά μεγέθη που καλείται να παραλάβει η θεμελίωση. Για να πετύχουμε μια αρθρωτή σύνδεση συνήθως χρησιμοποιούμε τέσσερα αγκύρια, τα οποία τοποθετούνται ενδιάμεσα στα πέλαμα του υποστυλώματος (Σχήμα 8.3α). Τα υποστυλώματα που κατασκευάζονται με τέτοιες συνδέσεις στη βάση τους, αναλαμβάνουν τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων που δρουν στην κατασκευή και όχι των οριζόντιων, ενώ η ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων εξασφαλίζεται με άλλους τρόπους. Αντίθετα η σύνδεση πάκτωσης αποτελείται από περισσότερους κοχλίες που τοποθετούνται περιμετρικά του υποστυλώματος. Στο σχήμα 8.3β φαίνεται μια τέτοια σύνδεση όπου έχει διαμορφωθεί πάκτωση και στους δυο άξονες του υποστυλώματος.



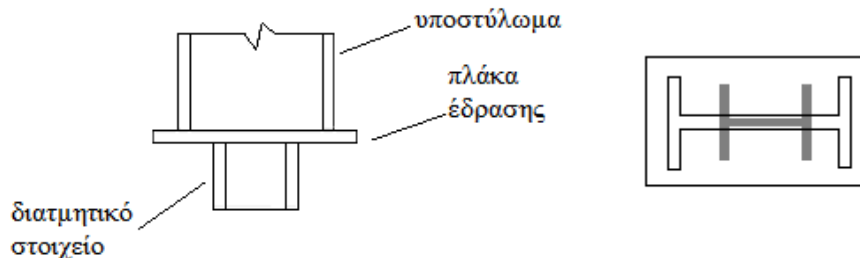
(α)



(β)

Σχήμα 8.3: Διαμόρφωση βάσης υποστυλώματος

Όταν οι τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του υποστυλώματος είναι μεγάλες και προκειμένου να αποφεύγεται αστοχία του σκυροδέματος κοντά στην επιφάνεια του θεμελίου, από τη σύνθλιψη επ' αυτού του αγκυρίου, συγκολλάται στην κάτω επιφάνεια της πλάκας εδράσεως διατομή, συνήθως πλατύπελμου I, η οποία διανέμει καλύτερα την πίεση στο σκυρόδεμα. Τα αγκύρια τότε θεωρείται ότι καταπονούνται μόνο σε εφελκυσμό του κορμού τους. Για την τοποθέτηση του διατμητικού στοιχείου πρέπει να αφήνεται κατάλληλο κενό στο θεμέλιο, το οποίο συμπληρώνεται με το συρρικνούμενο κονίαμα.



Σχήμα 8.4: Διατμητικό στοιχείο για παραλαβή της διάτμησης

## 8.7 Σχεδιασμός συνδέσεων

Ενδεικτικά θα παρουσιαστούν κάποιες από τις συνδέσεις τέμνουσας, ροπής (που αφορούν την κατασκευή με τα πλαίσια παραλαβής ροπών) και βάσης υποστυλώματος που σχεδιάστηκαν.

Για το σχεδιασμό των συνδέσεων, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Steel Connections. Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (π.χ. δοκός σε υποστώλωμα, δοκός σε δοκό, θεμελίωση κτλ). Στην συνέχεια ορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τους κανονισμούς.

### 8.7.1 Σύνδεση ροπής

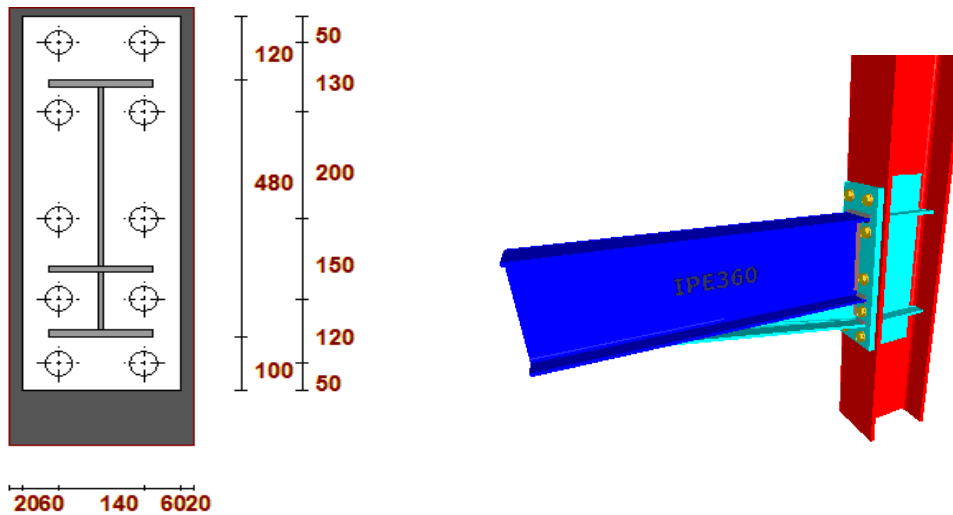
Οι συνδέσεις σε ζώνες απόδοσης ενέργειας πρέπει επίσης να ικανοποιούν και τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Για κοχλιωτές συνδέσεις πρέπει να ισχύει:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

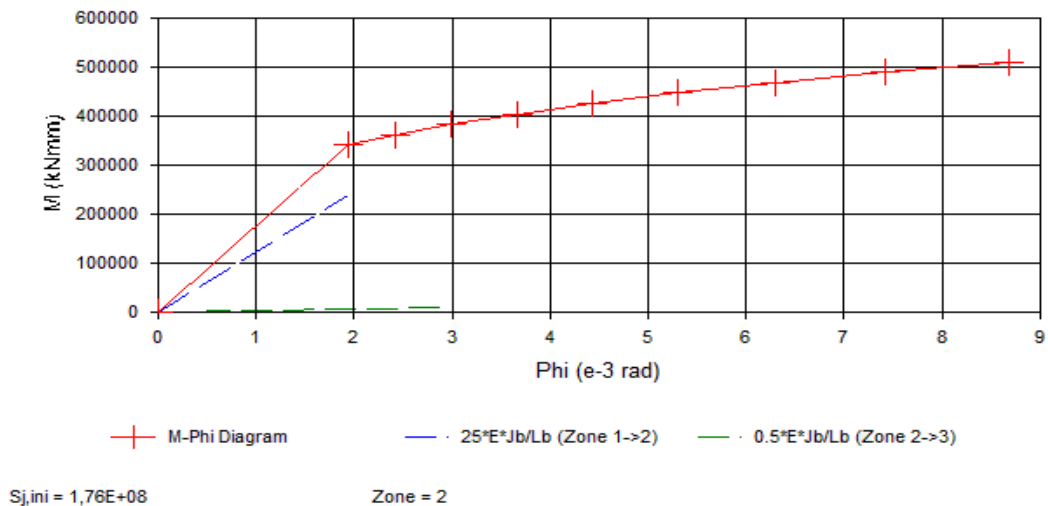
$R_d$  είναι η αντοχή της σύνδεσης

$R_{fy}$  είναι η πλαστική αντοχή της δοκού στην οποία αναμένεται να δημιουργηθούν οι πλαστικές αρθρώσεις

Παρουσιάζεται η σύνδεση ροπής ενός τυπικού πλαισίου της κατασκευής που αποτελείται από διατομή υποστώλωμα HEB360 και δοκό IPE360. Στη σύνδεση αυτή έχει τοποθετηθεί μετωπική πλάκα P1 700x260x30 mm (S355), δέκα κοχλίες διαμέτρου M27 και ποιότητας 10.9. Η δοκός έχει ενισχυθεί στην περιοχή του κόμβου για εξασφάλιση πλαστικής άρθρωσης στην δοκό. Επίσης έχει τοποθετηθεί ενίσχυση στον κορμό του υποστυλώματος πάχους  $t=12\text{mm}$ .



Σχήμα 8.5: Διαμόρφωση σύνδεσης ροπή



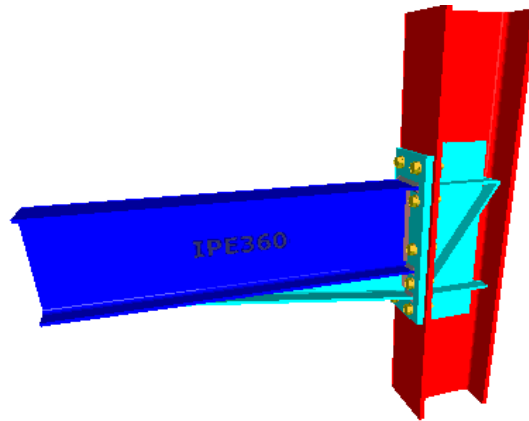
Σχήμα 8.6: Κατάταξη κόμβου βάση στροφικής δυσκαμψίας,  $S_{j,ini}$ .

Αντοχή της σύνδεσης:  $M_{Rd} = 511,29 \text{ kNm} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,IPE360} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 361,75 = 497,4 \text{ kNm}$

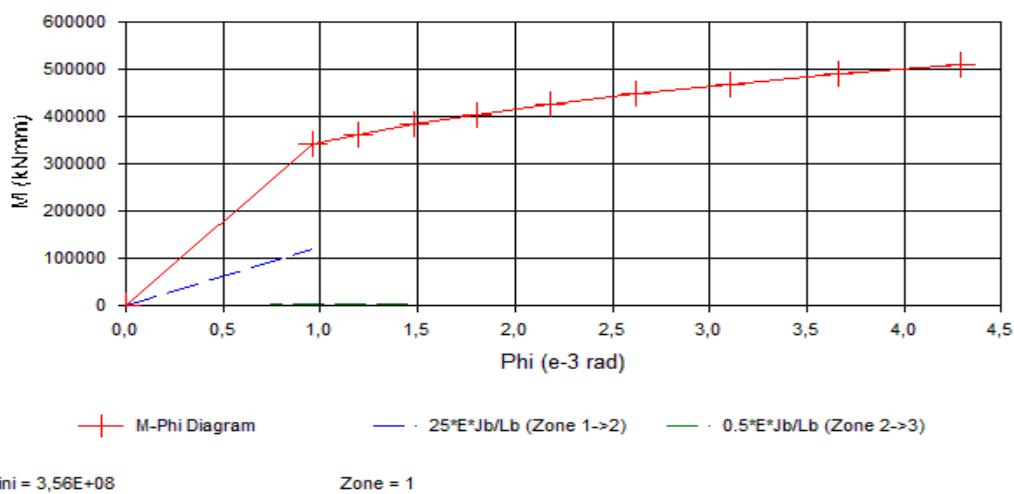
$$V_{Rd} = 985,46 \text{ kN} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \left( V_{Ed,G} + \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} \right) =$$

$$= 1,1 \cdot 1,25 \cdot \left( 103,5 + \frac{2 \cdot 361,75}{6,60} \right) = 293,04 \text{ kN}$$

Παρατηρούμε παρ' όλα αυτά πως ενώ η διατομή έχει επαρκή αντοχή, βρίσκεται στη ζώνη 2 όσον αφορά τη δυσκαμψία, είναι δηλαδή στη ζώνη των ημιάκαμπτων κόμβων. Η τελική διαμόρφωση θα είναι λοιπόν η παρακάτω, όπου τοποθετούμε διαγώνιο έλασμα, ενώ ο παραπάνω κόμβος έγινε για λόγους σύγκρισης της μεταβολής της δυσκαμψίας του κόμβου με την τοποθέτηση του διαγώνιου ελάσματος.



Σχήμα 8.7: Τελική διαμόρφωση κόμβου με διαγώνιο έλασμα



Σχήμα 8.8: Κατάταξη κόμβου βάση στροφικής δυσκαμψίας

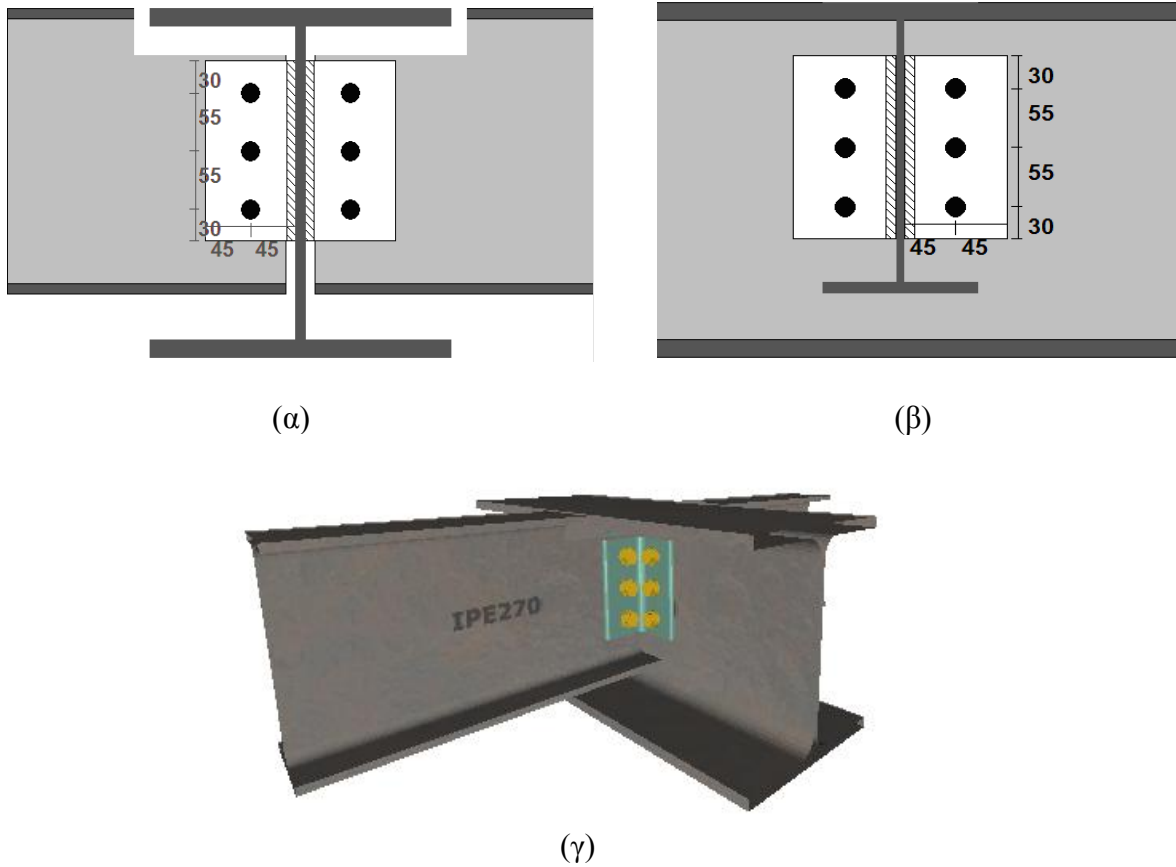
Ο κόμβος που σχεδιάστηκε ανήκει στην κατηγορία των άκαμπτων διότι:

$$S_{j,ini} > 25 \cdot E \cdot I_b / L_b = 25 \cdot 21000 \frac{kN}{cm^2} \cdot 16270 cm^4 / 660 cm \approx 1,29 \cdot 10^7 kNcm = 1,29 \cdot 10^8 kNmm$$

### 8.7.2 Συνδέσεις τέμνουσας

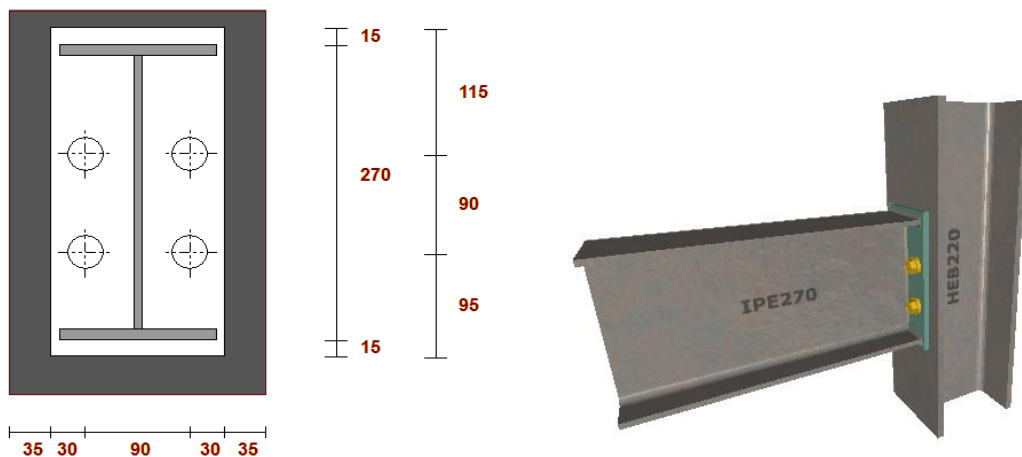
Η σύνδεση διαδοκίδων IPE270 με τις κύριες δοκούς HEA340 επιτυγχάνεται με κοχλίες M16, ποιότητας 5.6 και έλασμα σύνδεσης L80×8. Επιπλέον χρειάστηκε απότμηση του πάνω πέλματος των διαδοκίδων ώστε να έχουμε ισοσταθμία, ενώ η διαμόρφωση της σύνδεσης έγινε με μία στήλη κοχλιών έτσι ώστε να λειτουργεί καλύτερα σαν άρθρωση. Η σύνδεση αυτή έγινε για δρώσα τέμνουσα  $V_z = 160,2 kN$  και επαρκεί με μέγιστο λόγο εκμετάλλευσης ίσο με 0,94 (αστοχία δευτερεύουσας δοκού σε σύνθλιψη άντυγας). Στο σχήμα 8.9 φαίνεται πως έγινε η διαμόρφωσή της.



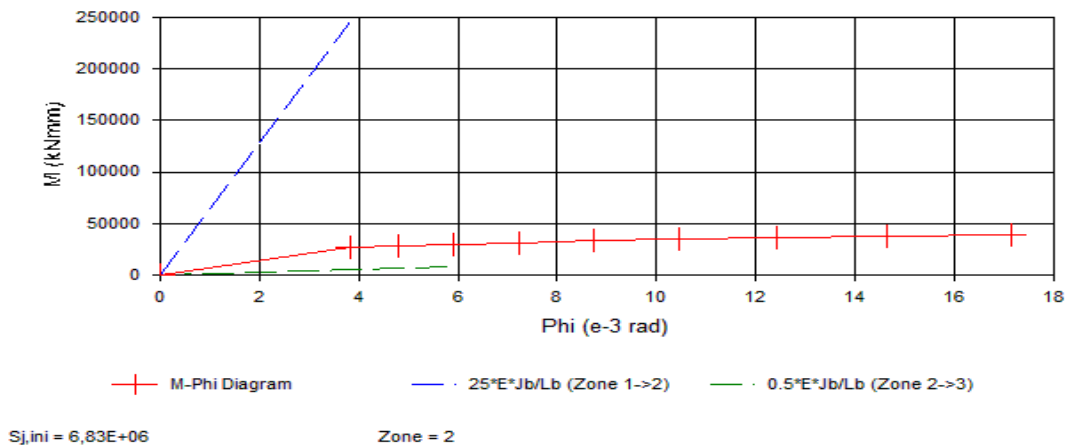


Σχήμα 8.9: Διαμόρφωση σύνδεσης τέμνουσας διαδοκίδων-κύριας δοκού  
 (α) Πρόσοψη (β) Πλάγια όψη (γ) Τρισδιάστατη απεικόνιση

Παρουσιάζεται επιπλέον η σύνδεση τέμνουσας κύριας δοκού κατά Y με το υποστύλωμα HEB220. Έχει τοποθετηθεί μετωπική πλάκα P1 300x150x12 ποιότητας S355 με τέσσερις κοχλίες M18 ποιότητας 8.8. Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα της σύνδεσης είναι:  
 $V_{Rd} = 176,6 \text{ kN} > V_{Ed} = 160,2 \text{ kN}$  δηλαδή ο μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης είναι 0,91.



Σχήμα 8.10: Διαμόρφωση σύνδεσης τέμνουσας κύριας δοκού-υποστυλώματος

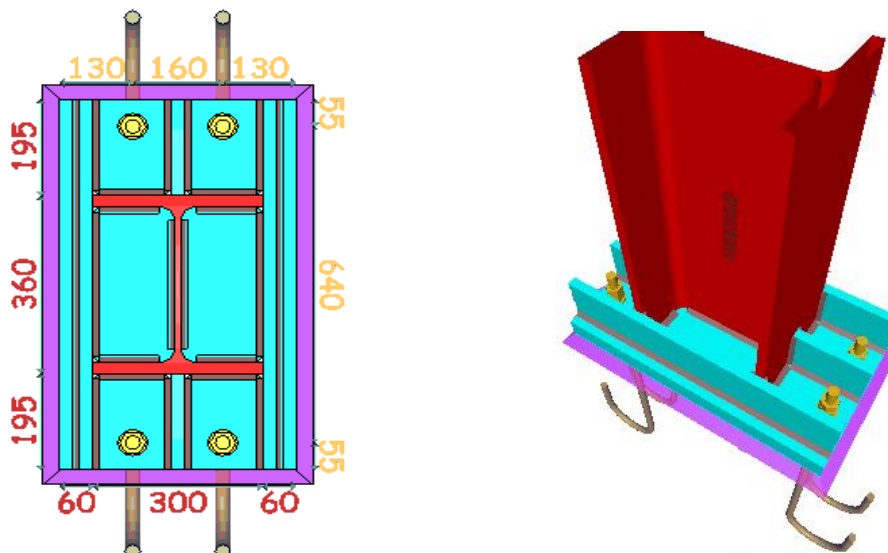


Σχήμα 8.11: Κατάταξη κόμβου βάση στροφικής δυσκαμψίας

Επισημαίνεται πως ο κόμβος κατατάσσεται στους ημιάκαμπτους κόμβους αφού  $S_{j,ini} > 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = 0,5 \cdot 21000 \cdot 5790 / 800 = 75993,8 \text{ kNcm} = 0,76 \cdot 10^6 \text{ kNmm}$ , που είναι το όριο για τους ονομαστικά αρθρωτούς κόμβους, η διαφορά όμως της στροφικής δυσκαμψίας είναι μικρή σε σχέση με το όριο της άκαμπτης περιοχής.

### 8.7.3 Σύνδεση βάσης υποστύλωματος

Οι συνδέσεις των πλαισίων παραλαβής ροπών με το έδαφος σχεδιάζονται έτσι ώστε να λειτουργούν ως πακτώσεις στον ισχυρό άξονα και ως αρθρώσεις στον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων. Για την παρακάτω σύνδεση (σχήμα 8.12) χρησιμοποιήθηκαν μετωπική πλάκα ΡΙ 750x420x55 ποιότητας S355, τέσσερα αγκύρια διαμέτρου Μ27 και ποιότητας 10.9 καθώς και ενισχυτικά ελάσματα στον ισχυρό άξονα του υποστύλωματος. Επιπλέον, κάτω από τη μετωπική πλάκα έχει τοποθετηθεί διατομή διπλού ταν η οποία παραλαμβάνει την τέμνουσα. Ο τρόπος διαμόρφωσης της σύνδεσης φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα 8.12: Διαμόρφωση βάσης υποστύλωματος για τα πλαίσια παραλαβής ροπών

Οι αντοχές σχεδιασμού της σύνδεσης είναι:  $M_{Rd} = 381,1 \text{ kNm}$  και  $N_{Rd} = 5769,7 \text{ kN}$ .

## 9 Συμπεράσματα

- ▶ Μία λύση στην προσομοίωση ενός φορέα και στον τρόπο παραλαβής των οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων δεν υπάρχει. Οι τρόποι μόρφωσης του κτιρίου είναι πάρα πολλοί, γι αυτό η καλύτερη λύση για το μελετητή θα πρέπει να συμβαδίζει με τον καλύτερο συνδυασμό ασφάλειας, οικονομίας και λειτουργικότητας της κατασκευής.
- ▶ Τα προγράμματα ανάλυσης που χρησιμοποιούνται, παρά τις πολλές υπολογιστικές δυνατότητες που προσφέρουν θα πρέπει να ελέγχονται στα αποτελέσματά τους για να εξασφαλιστεί η ασφαλής χρήση τους.
- ▶ Οι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα φαίνεται να παρουσιάζουν την καλύτερη συμπεριφορά και να προσφέρουν την καλύτερη σχέση βάρους κατασκευής-δυσκαμψίας. Επιπλέον, ο σχεδιασμός τους είναι λιγότερο σύνθετος. Μειονεκτήματα αποτελούν ότι οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις μπορεί να μην επιτρέπουν τη χρήση τους και το γεγονός ότι η γωνία των διαγωνίων πρέπει να είναι τέτοια, που στην περίπτωση μας χρειάστηκαν δύο διαγώνιοι ανά όροφο στο κάθε σύστημα συνδέσμων.
- ▶ Το κριτήριο ενιαίας πλάστιμης συμπεριφοράς του κανονισμού για τους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι κρίσιμο για την επιλογή τους. Στην περίπτωση της κατασκευής που εξετάσαμε ήταν απαραίτητη η επιλογή διαφορετικής διατομής συνδέσμων προκειμένου η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_{\max}$  να μην διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega_{\min}$  περισσότερο από 25%.
- ▶ Η επιλογή πλαισίων ροπής για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων οδηγεί σε εύκαμπτες κατασκευές, που αντιμετωπίζουν προβλήματα παραμορφώσεων. Επιπλέον, οι συνδέσεις αυτές χαρακτηρίζονται από αυξημένη δυσκολία, τόσο στο σχεδιασμό, όσο και στην κατασκευή.
- ▶ Ο έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως, όσο και ο έλεγχος περιορισμού βλαβών, αποτελούν καθοριστικούς παράγοντες στο σχεδιασμό ενός κτιρίου με πλαίσια ροπής.

► Η χρησιμοποίηση μεγαλύτερων διατομών για τα πλαίσια ροπής για τον περιορισμό των παραμορφώσεων είναι πιθανή. Η επιλογή των διατομών δοκών-υποστυλωμάτων θα πρέπει να γίνεται σε συνδυασμό με το βαθμό εκμετάλλευσης τους ο οποίος πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 75% , προκειμένου να έχουμε κάνει καλό σχεδιασμό.

► Με την θεώρηση των κόμβων δοκού-υποστυλώματος ως άκαμπτων, μπορεί η σχετική στρόφη μεταξύ των συνδεόμενων μελών να θεωρείται μηδενική, στην πραγματικότητα όμως, όπως φαίνεται από τα διαγράμματα ροπής-στρόφης των κόμβων, αυτό δεν μπορεί να υλοποιηθεί.

► Η προσομοίωση κόμβων ως άκαμπτων, οι οποίοι στην πραγματικότητα ανήκουν στους ημιάκαμπτους οδηγεί σε απόκλιση των αποτελεσμάτων. Επομένως ο σχεδιασμός των κόμβων ροπής πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις αντοχής και στροφικής δυσκαμψίας ταυτόχρονα.

► Η αύξηση της στροφικής δυσκαμψίας σε μια σύνδεση δοκού-υποστυλώματος επιτυγχάνεται πιο εύκολα με την τοποθέτηση διαγώνιων ελασμάτων κορμού υποστυλώματος, παρά με την μεταβολή της διαμέτρου των κοχλιών ή την αύξηση των ελασμάτων ενίσχυσης.

## 10 Βιβλιογραφία

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.

Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.

Ερμόπουλος Ι. , «Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά Σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2<sup>η</sup> έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα

EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές». Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Θερμοκρασιακές δράσεις, CEN, Απρίλιος 2002.

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

EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.

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

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